

CENTRO UNIVERSITÁRIO DE FORMIGA – UNIFOR- MG

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

NATHÁLIA CAROLINA SOUSA SIMÕES

**INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE PROJETO SOBRE O
DIMENSIONAMENTO DE REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA**

FORMIGA – MG

2018

NATHÁLIA CAROLINA SOUSA SIMÕES

INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE PROJETO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE
REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do UNIFOR – MG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Tiago de Moraes Faria Novais

FORMIGA – MG

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
Biblioteca UNIFOR-MG

S593 Simões, Nathália Carolina Sousa.
Influência dos parâmetros de projeto sobre o dimensionamento de redes
de abastecimento de água / Nathália Carolina Sousa Simões. – 2018.
36 f.

Orientador: Tiago de Moraes Faria Novais.
Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) -

Centro

Universitário de Formiga - UNIFOR, Formiga, 2018.

Catálogo elaborado na fonte pela bibliotecária
Regina Célia Reis Ribeiro – CRB 6-1362

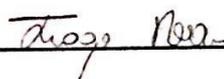
NATHÁLIA CAROLINA SOUSA SIMÕES

INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS DE PROJETO SOBRE O DIMENSIONAMENTO DE
REDES DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do UNIFOR – MG, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Tiago de Moraes Faria Novais

BANCA EXAMINADORA



Prof. Dr. Tiago de Moraes Faria Novais

Orientador



Prof. Dr. Michael Silveira Thebaldi

UFLA



José Ronaldo do Couto

Formiga, 5 de novembro de 2018

Dedico este trabalho a Deus, que sempre foi o autor da minha vida e do meu destino. O meu maior sustento nessa jornada. Aos meus pais, que sempre me apoiaram e deram todo suporte necessário para que eu pudesse chegar até aqui.

RESUMO

No dimensionamento de uma rede de abastecimento de água, para ser determinada a vazão a ser escoada, devem ser levados em consideração características da população a ser atendida, estas, traduzidas em coeficientes, como o do dia de maior consumo e hora de maior consumo no dia de maior consumo, ou mesmo em definições. O conhecimento da vazão de projeto é de suma importância, pois influenciam na economia e funcionalidade dos projetos. Assim, este trabalho tem por objetivo dimensionar uma rede de distribuição ramificada de água levando em consideração os diferentes parâmetros de projeto de um condomínio residencial multifamiliar. Para o projeto da rede de abastecimento de água potável do condomínio foi utilizado um reservatório de distribuição elevado metálico, sendo a rede que levará água do reservatório para o condomínio do tipo ramificada, constituída por dois trechos principais. Dessas redes derivaram outros trechos secundários que abasteceram as quadras. Os diâmetros das tubulações foram estimados através da variação do consumo per capita e dos coeficientes de reforços. A pressão na tubulação foi encontrada a partir da cota da superfície livre da água no reservatório elevado, estabelecida em 17 m. Em análise, chegou-se a conclusão que a vazão per capita influencia mais no dimensionamento de rede de abastecimento de água, pois variando apenas os coeficientes de reforços as tubulações não sofreram grandes alterações nos diâmetros.

Palavras-chave: Saneamento básico. Hidráulica. Vazão.

ABSTRACT

In the design of a water supply network, in order to determine the flow to be drained, characteristics of the population to be served must be taken into account, these being translated into coefficients, such as the day of greatest consumption and time of greatest consumption in the day of greatest consumption, or even in definitions. Knowledge of project flow is of paramount importance, as it influences the economics and functionality of projects. Thus, this work has the objective of dimensioning a branched water distribution network taking into account the different design parameters of a multifamily residential condominium. For the project of the drinking water supply network of the condominium was used a tank of high metallic distribution, the network that will take water from the reservoir to the condominium of the branched type, consisting of two main stretches. From these networks derived other secondary passages that fueled the blocks. The pipe diameters were estimated by varying the per capita consumption and the reinforcement coefficients. The pressure in the pipeline was found from the free surface elevation of the water in the raised reservoir, established in 17 m. In the analysis, it was concluded that the per capita flow influences more in the sizing of the water supply network, because only the reinforcement coefficients varying the pipes did not suffer major changes in the diameters.

Keywords: Basic sanitation. Urban hydraulics. Flow rate.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1 - Histograma de consumo horário de água mostrando variação ao longo do dia | 15 |
| Figura 2 - Rede de distribuição de água | 16 |
| Figura 3 - Linhas Piezométricas em tubulações | 18 |
| Figura 4 - Exemplo de Rede malhada sem anel | 19 |
| Figura 5 - Exemplo de Rede malhada com anel ou bloco | 19 |
| Figura 6 - Exemplo de rede ramificada espinha de peixe | 20 |
| Figura 7 - Exemplo de rede ramificada em grelha | 21 |
| Figura 8 - Coeficientes de variação no dimensionamento das partes do sistema..... | 23 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1 - Distribuição de demanda por água potável por grupo de uso | 14 |
| Tabela 2 - Parâmetros da NBR 12218/2017 aceitos no dimensionamento de rede de distribuição de água. | 16 |
| Tabela 3 - Limites de pré-dimensionamento dos trechos da rede de distribuição..... | 17 |
| Tabela 4 - Parâmetros de dimensionamento adotados das redes de abastecimento do condomínio estudado..... | 25 |
| Tabela 5 - Vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 150 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço | 28 |
| Tabela 6 - Pressões à montante e à jusante dos trechos de tubulação para 150 litros/ hab.dia | 29 |
| Tabela 7 - Vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 250 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço | 30 |
| Tabela 8 - Pressões à montante e à jusante dos trechos de tubulação para 250 litros/ hab.dia | 30 |
| Tabela 9 - Vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 350 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço | 31 |
| Tabela 10 - Pressões à montante e à jusante dos trechos de tubulação para 350 litros/ hab.dia | 32 |

SUMÁRIO

| | |
|--|-----------|
| 1. INTRODUÇÃO | 8 |
| 2. OBJETIVOS | 9 |
| 2.1. Objetivo Geral | 9 |
| 2.2. Objetivos Específicos..... | 9 |
| 3. JUSTIFICATIVA | 10 |
| 4. REFERENCIAL TEÓRICO | 11 |
| 4.1. Saneamento Básico | 11 |
| 4.2. Água Potável | 12 |
| 4.3. Demanda por água no meio urbano | 13 |
| 4.4. Variação temporal no consumo..... | 14 |
| 4.5. Redes de distribuição de água potável..... | 15 |
| 4.6. Distribuição em marcha..... | 17 |
| 4.7. Redes malhadas | 19 |
| 4.8. Redes Ramificadas | 20 |
| 4.9. Parâmetros de projeto para dimensionamento | 21 |
| 5. MATERIAL E MÉTODOS | 24 |
| 5.1. Parâmetros e Critérios de Projeto | 24 |
| 5.2. Dimensionamento da rede | 25 |
| 6. RESULTADOS E DISCUSSÃO | 28 |
| 7. CONCLUSÃO | 33 |
| REFERÊNCIAS | 34 |
| ANEXO 1 - Implantação..... | 36 |

1. INTRODUÇÃO

O sistema de abastecimento de água é um conjunto de obras e serviços voltados para o fornecimento de água a população para o consumo doméstico, público e industrial. Compreende um conjunto de ações necessárias à distribuição de água aos pontos de consumo com boa qualidade e em quantidade suficiente. O dimensionamento de cada parte do sistema de abastecimento ocorre de forma conjunta, sendo que cada unidade possui sua singularidade.

A rede abastecedora de água poderá ser do tipo malhada ou ramificada, sendo que as redes malhadas caracterizam-se por possuir diferentes caminhos para o escoamento da água, enquanto que a rede ramificada caracteriza-se por possuir uma tubulação principal com várias derivações. O dimensionamento dessas redes abastecedoras de água engloba a definição do diâmetro de cada trecho da rede, das vazões que são conduzidas nessas mesmas tubulações e das perdas de cargas que são encontradas no trajeto, de forma que cumpra a demanda de vazões e pressões necessárias em cada trecho de consumo.

Para o dimensionamento, os parâmetros de projetos exercem um papel importante, principalmente para alcançar a economia, segurança e praticidade. Características fundamentais na Engenharia. Desta maneira, pretende-se realizar um estudo em uma rede de abastecimento de água potável de um condomínio residencial multifamiliar a ser localizado em Santo Antônio do Monte - MG, com um sistema do tipo ramificado, levando em consideração diferentes parâmetros de projeto.

2. OBJETIVOS

2.1. Objetivo Geral

Dimensionar uma rede de abastecimento de água potável de um condomínio, levando em consideração diferentes parâmetros de projeto.

2.2. Objetivos Específicos

- Definir diferentes cenários de dimensionamento da rede de distribuição de água potável estudada, variando o consumo per capita e os coeficientes de reforço;
- Determinar os diâmetros das tubulações da rede ramificada de distribuição de água;
- Estimar as perdas de carga distribuídas na rede, alterando os diâmetros de pré-dimensionamento quando necessário; e
- Comparar os dimensionamentos determinados em função dos diferentes parâmetros de projeto abordados.

3. JUSTIFICATIVA

O saneamento básico é composto, dentre outras atividades, pelo abastecimento de água potável, que garante melhores condições de bem estar para as pessoas, além de sua importância quanto à garantia de saúde da sociedade.

Sendo assim, faz-se necessário a utilização de pesquisas para elaboração de um projeto de rede de abastecimento de água, visando sempre à economia, segurança, praticidade e considerando demandas futuras, prática essencial na Engenharia. Ao analisar os diferentes parâmetros para elaboração de projeto, é possível alcançar tais características.

Os parâmetros mais importantes a ser definidos para dimensionamento de uma rede de distribuição de água são: vazão diária média per capita, pressão, perdas de carga e variação temporal no consumo. Além disso, se não fossem consideradas demandas futuras ao calcular as vazões de projeto, a partir de um certo horizonte de projeto, a rede de abastecimento de água seria insuficiente para suprir o consumo da população, sendo necessária passar por modificações. Já pressões acima do limite estabelecido por normas podem causar rompimentos nas conexões, estrangulamentos dos tubos e ruídos.

4. REFERENCIAL TEÓRICO

4.1. Saneamento Básico

A definição de saneamento básico vem sendo elaborada ao longo dos anos, devido a diferentes culturas existentes, classes-sociais, ligação entre o homem e o ambiente, além das condições de matéria-prima de cada época (FUNASA, 2015).

Segundo a Funasa (2015), entre os anos de 1994 e 2007 os manuais de saneamento apresentaram alterações nos conceitos do mesmo, sendo:

- a) Em 1950: O conceito de saneamento foi definido como aplicações de ações, que modificam situações do meio ambiente, que tem como objetivo cessar transmissões de algumas doenças. As medidas tomadas foram fornecimento de água adequada, destinação das fezes, monitoramentos de animais que transmitem doenças, cautela com os alimentos e destino para resíduos;
- b) Em 1964: Nessa publicação foram apresentadas duas definições para saneamento. A primeira definição foi estabelecida como a ligação entre prevenir doenças e promover a saúde. A segunda definição determinava que saneamento fosse possuir uma qualidade de vida com salubridade e bem estar;
- c) Em 1972, 1979, 1981, 1991 e 1994: Foram mantidas as definições da publicação de 1964 com poucas alterações;
- d) Em 1994: o termo saneamento foi relacionado ao tratamento físico, de forma a acabar com doenças transmissíveis a partir de interferências sanitárias. Nessa época, foram empregados recursos financeiros principalmente na fabricação de privadas higiênicas e sistemas de abastecimento de água;
- e) Em 1999, 2004, 2006 e 2007: A compreensão de saneamento é amplificada para saneamento ambiental, sendo entendida como o conjunto de condutas socioeconômicas, que visam atingir a salubridade ambiental com fornecimento de água potável, recolhimento dos resíduos sólidos, líquidos e gasosos, drenagem urbana, moderação de doenças transmissíveis para favorecer o bem-estar da vida do ser-humano; e
- f) Atualmente: Englobam serviços de fornecimento de água potável, esgoto sanitário, asseio das vias urbanas e destino correto para o lixo, drenagem urbana. Com todos os progressos em que o termo saneamento passou para ser definido, é possível perceber que ninguém alcança um bem-estar e uma qualidade de vida sem o saneamento.

Entretanto, de acordo com a Lei nº 11.445 (BRASIL, 2017), o saneamento básico está associado à execução de serviços de esgotamento sanitário, limpeza urbana, drenagem das águas pluviais e abastecimento de água potável.

O esgotamento sanitário é formado por sistemas de coleta e transporte de lixos, além de se preocupar com a situação final dos esgotos sanitários, principalmente quanto ao seu destino no meio ambiente. Já a limpeza urbana e gerenciamento dos resíduos sólidos são constituídos pelos serviços de coletar, transportar, tratar e dar uma disposição final dos resíduos domésticos e lixos provenientes das limpezas de ruas (BRASIL, 2017).

Ainda de acordo com a mesma lei, os sistemas de drenagem urbana e condução das águas pluviais são compostos por medidas que tem como objetivo drenar águas pluviais nas áreas urbanas, evitando enchentes causados por grandes vazões, enquanto que o abastecimento de água potável que consiste em distribuir água potável para toda população, desde seu recolhimento até as tubulações que abastecem as residências e indústrias.

4.2. Água Potável

A água é indispensável para a vida do ser humano, sendo utilizada em abastecimentos domésticos e industriais, irrigação, agricultura, lazer, higiene pessoal, entre outras. Sua qualidade, medida por meio de parâmetros, deve estar de acordo com o preconizado pela legislação vigente que garantem o bem estar de quem a consome. Sendo assim, a água deve apresentar características de potabilidade, em função de valores máximos permissíveis de constituintes químicos, físicos e biológicos, determinados por órgãos competentes (FREITAS, 2002).

No Brasil, a portaria nº 2.914 do Ministério da Saúde é a responsável por estabelecer a segurança da qualidade da água potável. Nela, água potável é definida como água que pode ser consumida pelo ser humano e não oferecer risco à saúde.

Para alcançar o critério de potabilidade, a água deve seguir processos como: coagulação, floculação, decantação, filtração, desinfecção e fluoretação. Da qual, todas as fases são observadas constantemente para que sejam atendidas as normas estabelecidas de qualidade (FREITAS, 2002).

Existem dois meios para o abastecimento de água: de superfície e subterrânea. A água subterrânea na maioria das vezes não necessita de tratamento como as de superfície, pelo fato do processo de filtragem natural do subsolo. São águas subterrâneas: poços rasos e profundos, nascentes e galerias de infiltração (PHILIPPI, 2005). As águas subterrâneas, em grande parte,

são mais limpas que as superficiais, pois os aquíferos são mantidos por centenas de metros de rochas (GRAY, 1994).

Segundo Silva e Araújo (2003), as principais fontes de contaminação de águas subterrâneas são por parasitas, esgoto doméstico e industrial, bactérias e vírus, distribuição imprópria de lixos e postos de combustíveis. Para que isso não ocorra, o ideal é que seja feita uma campanha de prevenção das doenças causadas pela água.

4.3. Demanda por água no meio urbano

Demanda é quantidade de água que se presume que o consumidor necessita enquanto que o consumo é a quantidade de água que o consumidor adquire ou deve pagar (AZEVEDO NETTO, 2015).

No Brasil, os sistemas de abastecimento de água são disponibilizados, principalmente, por companhias estaduais de saneamento. Em 27% dos municípios, o comprometimento com os serviços são de empresas municipais. O conjunto de centros urbanos atendidos pelas prefeituras chega a 1091 cidades de pequeno porte, com capacidade corporativa limitada, o que simboliza um grande desafio para demanda no país (ANA, 2012).

Segundo Savenije e Van Der Zaag (2002), os procedimentos de gestão de demanda contêm:

- Medidas estruturais: envolvem aplicações de medidas tecnológicas para auxiliar a redução do consumo (como exemplo a verificação de vazamentos em redes de abastecimento de água); e
- Medidas não estruturais: Baseia-se em estímulos econômicos à mudança de hábitos dos utilizadores de água, dados em uma organização institucional que possibilite tal abordagem (campanhas de educação ambiental, permissão dos direitos de uso da água).

A demanda e o consumo de água são determinados em função de vários fatores em uma localidade, como por exemplo: clima e costumes da região; hábitos e modelo de vida da população; qualidade da água distribuída; tipos de empresas, indústrias; valor da água; se existe rede de esgoto; perdas físicas no sistema; modelo de distribuição e cobrança (AZEVEDO NETTO, 1998). De acordo com Azevedo Netto (2015), os tipos de demanda dividem-se em:

- a) Uso doméstico: a água é utilizada para higiene pessoal, descargas de vasos sanitários, limpezas em geral, preparação de alimentos, entre outros;
- b) Uso comercial e serviços públicos e privados: água utilizada em banheiros e limpezas no geral para comércios limpos; banheiros, cozinhas e limpezas nos bares e restaurantes; entre outros;
- c) Uso industrial: água utilizada como matéria-prima, para resfriamento, descargas, limpezas, cozinhas industriais, refeitórios; e
- d) Uso comum público, mobiliário, e equipamento urbano: limpeza de ruas, clubes, piscinas públicas, além das perdas de água na adução, captação, tratamento e na rede de distribuição.

A distribuição de demanda por água em grupos de uso é mostrada na TAB. 1.

Tabela 1 - Distribuição de demanda por água potável por grupo de uso

| Natureza do consumo | % | Mínimo l/hab-dia | Médio l/hab-dia | Máximo l/hab-dia |
|----------------------------|-------------|-------------------------|------------------------|-------------------------|
| Doméstica | 47% | 57 | 132 | 189 |
| Comercial e Industrial | 40% | 38 | 114 | 379 |
| Pública (privada e estado) | 13% | 19 | 38 | 57 |
| Subtotal | 100% | 114 | 284 | 625 |
| Água não medida | 25% | 38 | 94 | 132 |
| Total | 125% | 152 | 378 | 757 |

Fonte: AZEVEDO NETTO (2015).

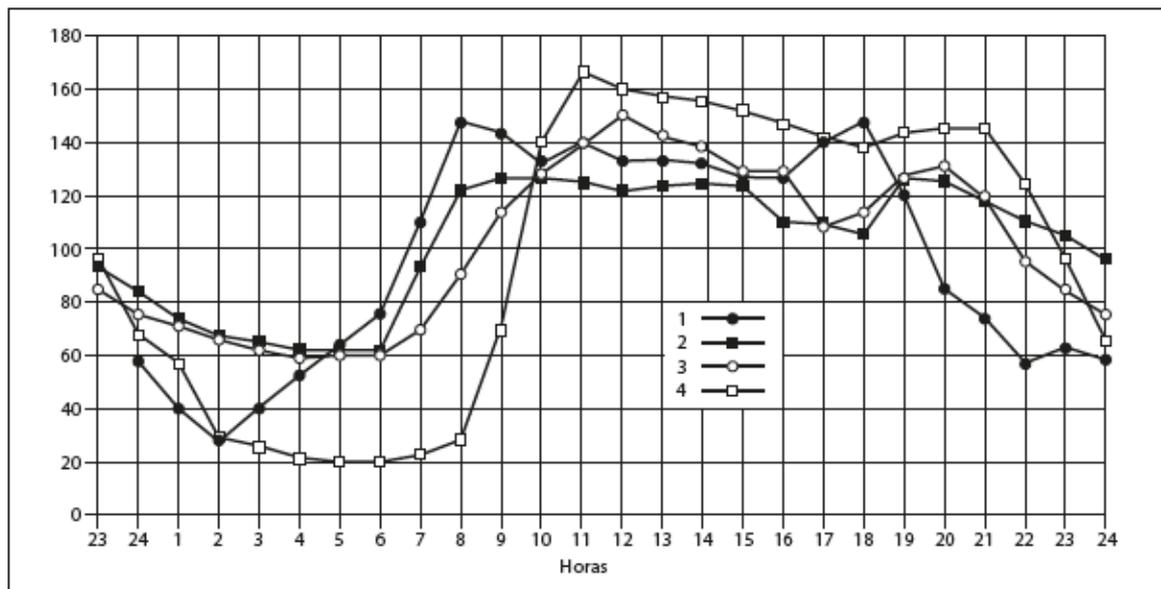
4.4. Variação temporal no consumo

Nos sistemas de abastecimento de água o consumo varia em função do tempo, motivada pelos costumes da população e pelas condições do clima da região. O consumo doméstico apresenta grande variação, em relação ao consumo industrial que é menor (TSUTIYA, 2006). Durante o dia, o consumo varia constantemente atingindo sua vazão que supera o valor médio em torno de meio-dia. Durante a noite, o consumo diminui abaixo da média e iniciando a madrugada apresenta valores mínimos. Assim, as variações temporais no consumo variam em escala de tempo mensais, diárias, horárias e instantâneas (AZEVEDO NETTO, 1998).

No decorrer do ano, a demanda é maior nos meses mais quentes. Dentro de um mesmo mês acontecem dias com maior consumo, e no dia há horas de maior demanda (HELLER; COSTA; BARROS, 1995). Portanto, a estratégia dos precursores mostrou que a condição de compensação econômica é equilibrar as demandas das horas com maior consumo com as de

menor consumo. Assim, a parcela do sistema de captação, tratamento e adução deve ser dimensionada para demandas de maior consumo, enquanto na rede de distribuição ser calculada não somente para dias de maior demanda, mas também horas de maior consumo (AZEVEDO NETTO, 2015). A FIG. 2. Mostra o consumo horário de água com suas variações em Campinas, SP (série 1), Setor de São Paulo, SP (série 2), Vila Velha, ES (série 3) e Serra, ES (série 4).

Figura 1 - Histograma de consumo horário de água mostrando variação ao longo do dia



Fonte: AZEVEDO NETTO (2015).

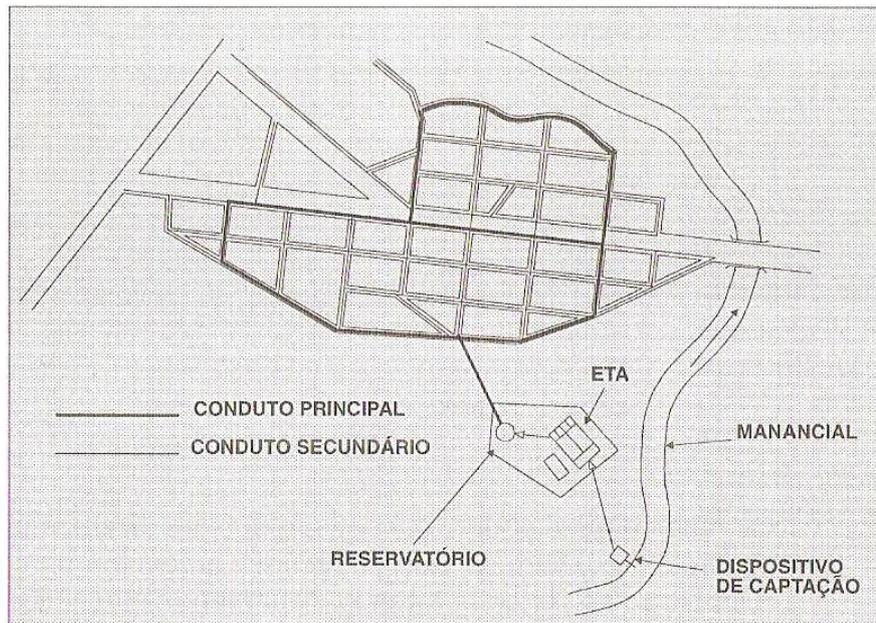
4.5. Redes de distribuição de água potável

De acordo com Heller e Casseb (1995) rede de distribuição é o sistema de distribuição de água mais habituado à prática humana, e com o valor mais exorbitante. É formada por conjuntos de tubulações ligadas entre si, situadas por todo percurso de vias públicas ou na calçada, transportando a água para o local de consumo, como por exemplo: residências, hospitais, escolas, entre outros. Essas tubulações são classificadas em:

- Conduitos principais: são aqueles que possuem maior diâmetro e encarregado pelo abastecimento dos condutores secundários;
- Condutores secundários: possuem menor diâmetro e distribui diretamente aos locais de consumo.

Um exemplo de sistema de rede de distribuição de água é mostrado na FIG. 2.

Figura 2 - Rede de distribuição de água



Fonte: BARROS et al. (1995).

As redes de distribuições devem disponibilizar água potável aos consumidores de forma ininterrupta, com qualidade e pressão convenientes (TSUTIYA, 2004). Portanto, a NBR 12218/2017 determina parâmetros geralmente admitido para projetos de rede de distribuição de água em meios urbanos, como alguns exemplos mostrados na TAB. 2. (AZEVEDO NETTO, 2015).

Tabela 2 - Parâmetros da NBR 12218/2017 aceitos no dimensionamento de rede de distribuição de água.

| | |
|---------------------------|---------------------|
| Pressão máxima (estática) | 400 kPa (40 m.c.a.) |
| Pressão mínima (dinâmica) | 100 kPa (10 m.c.a.) |
| Diâmetro nominal mínimo | DN 50 mm |
| Velocidade mínima | 0,60 m/s |
| Velocidade máxima | 3,00 m/s |

Fonte: ABNT, 2017.

Obs: Em regiões com topografia acidentada, a pressão estática máxima pode chegar a 500 kPa.

Para atender esses parâmetros, as redes de distribuições dividem-se por zonas de pressão, com reservatórios privados ou apenas, válvulas de redução de pressão. A TAB. 3. Pode ser utilizada para um pré-dimensionamento de partes da rede de distribuição (AZEVEDO NETTO, 1998).

Tabela 3 - Limites de pré-dimensionamento dos trechos da rede de distribuição

| DN | Vazão (l/s) | Velocidade (m/s) |
|-----|-------------|------------------|
| 50 | 1,4 | 0,70 |
| 60 | 2,3 | 0,80 |
| 75 | 4,0 | 0,90 |
| 100 | 8,0 | 1,00 |
| 150 | 18,0 | 1,00 |
| 200 | 35,0 | 1,10 |
| 250 | 54,0 | 1,10 |
| 300 | 85,0 | 1,20 |

Fonte: AZEVEDO NETTO, 1998.

A qualidade da água nas redes de distribuições deve ser preservada, sendo necessárias algumas precauções (HELLER; COSTA; BARROS, 1995):

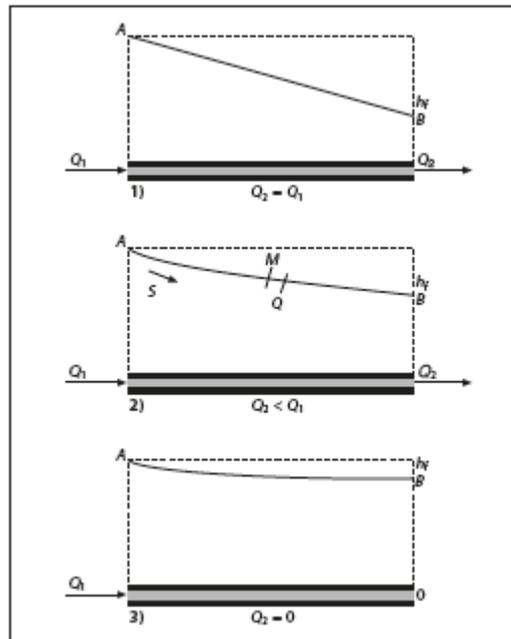
- As redes de distribuições devem ser planejadas, estabelecida e empregado de madeira a preservar pressões mínimas em qualquer trecho da rede;
- Deve ser protegido contra contaminações e sujeiras externas;
- Conduitos de água potável devem ser instalados em valas a uma distância mínima de 3,0 metros dos conduitos de esgoto, evitando contaminações;
- Sondar se existe vazamentos nas tubulações após as instalações, entre outras.

Os materiais mais usados nas redes de distribuições são PVC rígido, ferro fundido dúctil coberto com argamassa de cimento e areia, aço, polietileno com elevada densidade e fibra de vidro (PHILIPPI JUNIOR; MARTINS, 2005).

4.6. Distribuição em marcha

A distribuição em marcha caracteriza-se quando a vazão que entra na tubulação é diferente da vazão de saída. Sendo assim, no decorrer do percurso, devido as diferentes derivações existentes a água vai sendo consumida chegando à jusante com uma vazão menor. Um exemplo são os conduitos de distribuição de água em meios urbanos, onde cada cliente tem uma ligação própria. A FIG. 3. mostra a linha piezométrica em três circunstâncias, sendo que, na primeira tem-se tubo sem distribuição em marcha, a segunda e terceira distribuição em marcha desconsiderando perdas de cargas localizadas e considerando distribuição constante no tempo (AZEVEDO NETTO, 2015).

Figura 3 - Linhas Piezométricas em tubulações



FONTE: AZEVEDO NETTO, 2015.

Sendo assim, ainda de acordo com Azevedo Netto (2015) em condutos sob pressão com distribuição em marcha, a perda de carga pode ser calculada estipulando para cálculo uma vazão fictícia igual à vazão da extremidade de jusante, acrescentando 55% da vazão distribuída em marcha.

Neves (1968) apresenta a constante utilizada para dimensionamento de redes de distribuição de água para revisão do cálculo da perda de carga em razão da distribuição em marcha sendo esta, dada pela Equação 1:

$$ml = \frac{1}{m + 1} \quad (1)$$

em que:

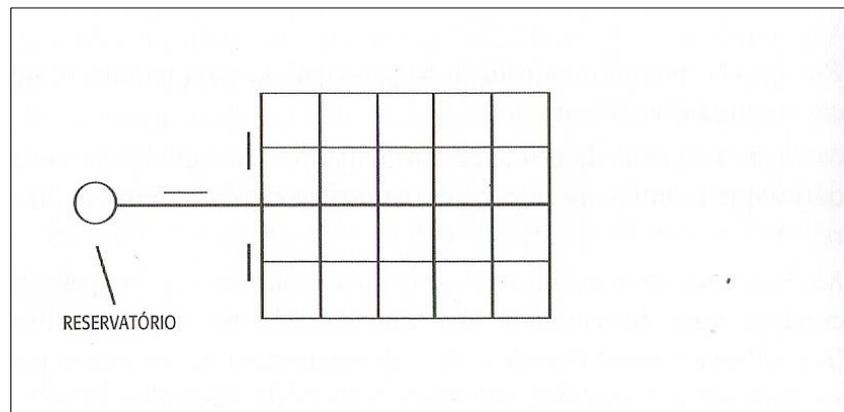
m - expoente da velocidade da fórmula utilizada

Já Azevedo Netto e Alvarez (1973) determinaram que a perda de carga quando houver distribuição em marcha, sendo a vazão de jusante zero, será a terça parte da perda total do conduto, caso não houvesse a distribuição em marcha.

4.7. Redes malhadas

As redes malhadas são formadas por tubulações principais criando anéis ou blocos, de forma a abastecer qualquer posição do sistema de distribuição de água por mais de uma direção, o que possibilita maior versatilidade em atender a necessidade de consumo e manutenção da rede suspendendo o mínimo possível o abastecimento de água (TSUTIYA, 2006). As redes malhadas sem anéis partem da tubulação principal, formando tubulações secundárias que se comunicam evitando extremidades inativas, como pode ser visto na FIG. 4 (FUNASA, 2015).

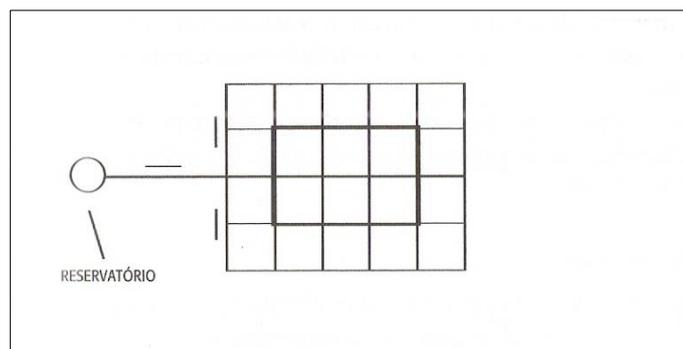
Figura 4 - Exemplo de Rede malhada sem anel



Fonte: Aguiar et al. (2005).

Já as redes malhadas com anéis ou blocos, são tubulações mais espessas chamadas anéis, que envolvem determinada área e abastecem tubulações secundárias permitindo a alimentação de um mesmo local por diferentes caminhos, diminuindo as perdas de cargas, como é mostrado na FIG. 5 (FUNASA,2015).

Figura 5 - Exemplo de Rede malhada com anel ou bloco



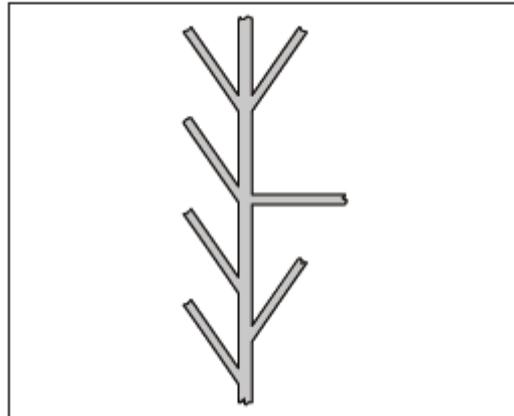
Fonte: Aguiar et al. (2005).

4.8. Redes Ramificadas

Redes ramificadas são aquelas em que o abastecimento de água é feito segundo uma tubulação principal central, abastecida por meio de um reservatório ou estação elevatória, sendo que a distribuição de água é feita rigorosamente por tubulações secundárias, onde é possível conhecer o caminho da vazão em qualquer trecho. Caso ocorra um acidente que paralise o escoamento em uma tubulação, todo o abastecimento é comprometido localizados a jusante da mesma. Logo, adotam-se redes ramificadas somente quando a topografia não permitam redes malhadas (TSUTIYA, 2006).

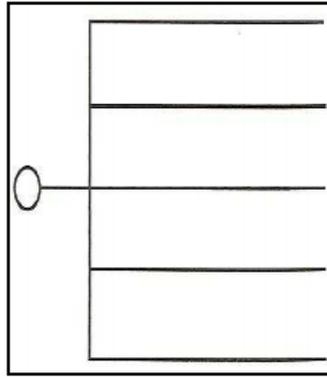
De acordo com Azevedo Netto (2015) para o cálculo das redes ramificadas, as vazões dos segmentos sucedem da acumulação de água das jusantes para montantes, determinando diâmetros segundo uma velocidade vista como velocidade acessível. As FIG. 6. e FIG. 7. mostram como podem ser encontradas as redes ramificadas.

Figura 6 - Exemplo de rede ramificada espinha de peixe



FONTE: AZEVEDO NETTO, (2015).

Figura 7 - Exemplo de rede ramificada em grelha



FONTE: TSUTIYA, (2006).

4.9. Parâmetros de projeto para dimensionamento

Para a inserção de um sistema de rede de abastecimento de água, faz-se necessária a criação de estudos e projetos com perspectivas à definição das obras a serem executadas. Sendo assim, devem ser determinadas não somente para as demandas atuais, mas também para as necessidades futuras, variando normalmente entre 10 a 30 anos (AZEVEDO NETTO, 1998).

A elaboração de um projeto de abastecimento de água exige conhecimento das vazões das diferentes partes constituintes do sistema. Os quesitos de dimensionamento das canalizações, estruturas e equipamentos, requerem estudos diversos que verifique a variação do consumo médio por pessoa, a estimativa da quantidade de habitantes a ser atendida e as variações de demanda (CEDAE, 2012).

Como o consumo de água varia continuamente, seria muito oneroso calcular todo o sistema de adução e distribuição para a hora de maior demanda do dia de maior consumo. Assim, foi determinado que a parte do sistema de captação, tratamento e adução devem ser calculadas somente para demandas de vazão média do dia de maior consumo (usando somente coeficiente K_1 - Equação 3). Já nas redes de distribuições deve ser calculada não só para o dia de maior consumo, mas também para a hora de maior consumo (usando os coeficientes K_1 e K_2 - Equação 4) (AZEVEDO NETTO, 2015).

Sendo assim, segundo o mesmo autor para o dimensionamento das inúmeras unidades do sistema de abastecimento de água, devem ser definidas as seguintes vazões:

- Vazão média em l/s:

$$Q = \frac{P \times q}{3600 \times h} \quad (2)$$

em que:

Q = vazão média anual, l/s;

P = população abastecível a ser considerada no projeto (habitantes);

q = taxa de consumo médio anual *per capita* em l/hab x dia;

h = número de horas de funcionamento do sistema ou da unidade considerada.

- Vazão dos dias de maior consumo em l/s:

$$Q_1 = \frac{P \times q \times K_1}{3600 \times h} = K_1 \times Q \quad (3)$$

em que:

K_1 = coeficiente do dia de maior consumo.

- Vazão dos dias de maior consumo e na hora de maior consumo:

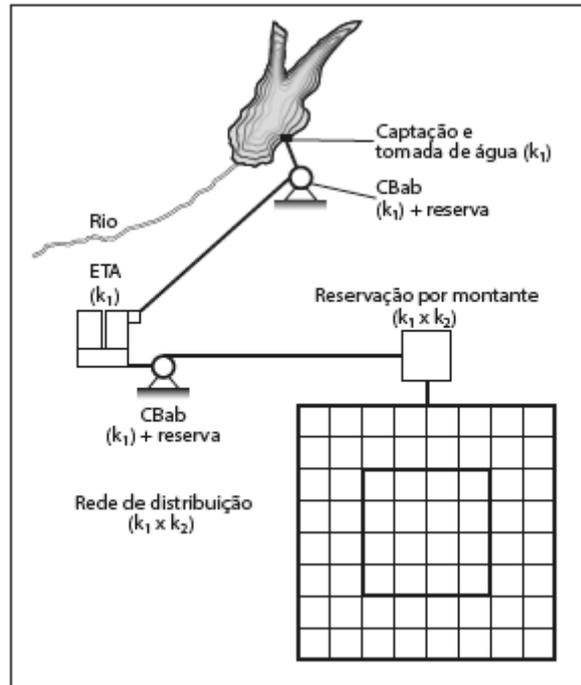
$$Q_2 = \frac{P \times q \times K_1 \times K_2}{3600 \times h} \quad (4)$$

em que:

K_2 = coeficiente da hora de maior consumo.

Uma exemplificação da aplicação dos coeficientes de variação de consumo no dimensionamento das unidades de um sistema de abastecimento de água pode ser vista na FIG. 8.

Figura 8 - Coeficientes de variação no dimensionamento das partes do sistema



FONTE: AZEVEDO NETTO, 2015.

Segundo Garcez (2009), a vazão também pode ser determinada por meio da unidade de comprimento (Equação 5).

$$q_m = n^{\circ} \text{ de habitantes por unidade de comp.} \times \text{vazão} \quad (5)$$

em que:

q_m = vazão unitária, em l/s x m;

Vazão = l/s.

5. MATERIAL E MÉTODOS

Para verificação da influência da vazão per capita e dos coeficientes de reforço sobre o dimensionamento de uma rede de abastecimento de água ramificada, será utilizado como base o projeto de um condomínio residencial multifamiliar.

O mesmo apresenta uma área de 69.742,00 m², sendo composto por 8 quadras e 113 unidades exclusivamente residenciais e equipamentos públicos urbanos (ANEXO 1).

A quantidade de habitantes definida em projeto é de 4 habitantes por residência, totalizando uma população a ser abastecida de 452 pessoas. Neste condomínio não haverá reservatórios nas residências, a reserva de água potável será feita através de um reservatório de distribuição elevado metálico, sendo que este terá dimensões específicas a fim de manter pressões necessárias para abastecer pontos mais altos do condomínio sem a utilização de bombas.

5.1. Parâmetros e Critérios de Projeto

Os parâmetros definidos em projeto foram definidos de acordo com a norma NBR 12218 (ABNT, 2017) e o código de instalações hidráulicas da COPASA que define as condições gerais e específicas para redes de distribuição de água, sendo:

- Índice de atendimento, $I = 100\%$;
- Coeficientes de reforço:
 - $K_1 \times K_2 = 1,65$;
 - $K_1 \times K_2 = 1,80$;
 - $K_1 \times K_2 = 2,40$.
- Pressão estática máxima = 50 m.c.a.;
- Pressão dinâmica mínima = 10 m.c.a.;
- Velocidade máxima de escoamento = 3,0 m/s;
- Velocidade mínima de escoamento = 0,60 m/s;
- Cenários de quotas per capita de consumo de água:
 - 150 litros/hab.dia;
 - 250 litros/hab.dia;
 - 350 litros/hab.dia.

Para o dimensionamento dos trechos foi admitido que todos os usuários estarão consumindo a quota individual diária. O regime de abastecimento considerado é de 24 h/dia.

5.2. Dimensionamento da rede

O vigente projeto possui duas redes principais, saindo do mesmo reservatório. Os trechos secundários são os que percorrerão entre os blocos. O fim desse trecho ou ponta seca abastecerá apenas um bloco. Cada trecho será identificado com numeração sequencial.

Tabela 4 - Parâmetros de dimensionamento adotados das redes de abastecimento do condomínio estudado

| Trechos | Cota jusante (m) | Cota montante (m) | Extensão (m) | Extensão abastecida (m) |
|---------|------------------|-------------------|--------------|-------------------------|
| 13-15 | 927,40 | 927,60 | 28,3 | 1166,0 |
| 13-8 | 926,06 | 927,40 | 56,0 | 950,0 |
| 8-5 | 923,98 | 926,06 | 60,0 | 604,0 |
| 5-4 | 922,00 | 923,98 | 48,0 | 48,0 |
| 5-3 | 914,90 | 923,98 | 120,0 | 438,0 |
| 3-7 | 914,90 | 916,85 | 76,0 | 76,0 |
| 3-2 | 905,71 | 914,90 | 120,0 | 242,0 |
| 2-6 | 905,71 | 906,45 | 82,0 | 82,0 |
| 2-1 | 905,40 | 905,71 | 40,0 | 40,0 |
| 8-11 | 916,85 | 926,06 | 120,0 | 346,0 |
| 11-12 | 916,85 | 916,90 | 58,0 | 58,0 |
| 11-9 | 906,45 | 916,85 | 108,0 | 168,0 |
| 9-10 | 906,45 | 907,20 | 60,0 | 60,0 |
| 13-14 | 907,20 | 927,40 | 216,0 | 216,0 |

Fonte: A autora (2018).

Inicialmente, foi calculada a vazão máxima na rede a partir da Equação 4 e a taxa de consumo linear, com o uso da Equação 5, variando o consumo per capita entre 150 l/hab.dia, 250 l/hab.dia, e 350 l/hab.dia e variando também os coeficientes de reforços em 1,65, 1,8 e 2,4.

Em cada trecho foi encontrada a vazão a montante, em marcha, jusante e fictícia. A vazão a montante correlaciona-se com a vazão a jusante e a vazão de distribuição (Equação 6).

$$Q_{mont} = Q_j + Q_d \quad (6)$$

em que:

Q_{mont} = vazão a montante (l/s);

Q_j = vazão a jusante (l/s);

Q_d = vazão de distribuição (l/s).

Já a vazão de distribuição faz relação com a vazão unitária e com apenas a extensão do trecho (Equação 7).

$$QD = qm \times L \quad (7)$$

em que:

Q_m = vazão de distribuição (l/s);

qm = vazão unitária (l/s x m);

L = extensão de cada trecho, m.

A vazão a jusante foi encontrada com a diferença entre a vazão a montante e em marcha (Equação 8).

$$Q_j = Q_{mont} - Q_m \quad (8)$$

Por fim, a vazão fictícia foi encontrada através da média entre vazão a montante e em marcha (Equação 9).

$$Q_f = \frac{(Q_{mont} + Q_j)}{2} \quad (9)$$

Os diâmetros nominais e internos foram determinados pelo uso da Tabela 3, em função da vazão a montante.

Para o cálculo da perda de carga foi utilizada a equação de Hazen-Williams, considerando a vazão do tubo escolhido anteriormente para os cálculos e os diâmetros de pré-dimensionamento.

$$h_f = 10,643 \times \frac{L}{D^{4,87}} \times \left(\frac{Q}{C}\right)^{1,852} \quad (10)$$

em que:

h_f = perda de carga ao longo do conduto (m);

Q = vazão (m^3/s);

L = comprimento da tubulação (m);

D = diâmetro interno da tubulação (m) e

C = coeficiente de rugosidade 140.

Foi calculada a carga de energia cinética a partir da identificação das vazões de montante e jusante, relacionando com a velocidade (Equação 11).

$$Ec = \frac{v_2^2}{2g} \quad (11)$$

em que:

$\frac{v^2}{2g}$ = energia cinética por unidade de peso do fluido (m).

O cálculo da pressão nas tubulações foi feito a partir da cota da superfície livre da água no reservatório elevado, estabelecida em 17 m a partir da superfície do solo, partindo para os trechos de jusante da rede. Para o cálculo das pressões de jusante em cada nó, foi utilizada a Equação 12.

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} - hf = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} \quad (12)$$

em que:

z = energia potencial por unidade de peso(m)

$\frac{p}{\gamma}$ = energia de pressão por unidade de peso (m);

hf = perda de carga no escoamento (m); e

$\frac{v^2}{2g}$ = energia cinética por unidade de peso do fluido (m).

6. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A distribuição da água nas redes de abastecimento começa a partir do reservatório de água, dimensionado de forma a abastecer a demanda máxima do condomínio estudado.

Conforme parâmetros de pré-dimensionamento adotados (TAB. 4) foram determinados para 150 litros/hab.dia, as seguintes vazões de montante e jusante, e os diâmetros nominais (TAB. 5).

Tabela 5 - Vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 150 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço

| Trecos | Vazão a montante (m ³ /s) | | | Vazão a jusante (m ³ /s) | | | Diâmetro nominal (mm) | | |
|--------|--|---|---|--|--|--|--|--|--|
| | K ₁ xK ₂ = 1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 | K ₁ xK ₂ = 1,65 | K ₁ xK ₂ = 1,80 | K ₁ xK ₂ = 2,40 | K ₁ xK ₂ = 1,65 | K ₁ xK ₂ = 1,80 | K ₁ xK ₂ = 2,40 |
| 13-15 | 0,0013 | 0,0014 | 0,0019 | 0,0013 | 0,0014 | 0,0019 | 50 | 60 | 60 |
| 13-8 | 0,0011 | 0,0012 | 0,0015 | 0,0010 | 0,0011 | 0,0014 | 50 | 50 | 60 |
| 8-5 | 0,0007 | 0,0007 | 0,0010 | 0,0006 | 0,0007 | 0,0009 | 50 | 50 | 50 |
| 5-4 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 5-3 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0007 | 0,0004 | 0,0004 | 0,0005 | 50 | 50 | 50 |
| 3-7 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 3-2 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0004 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0002 | 50 | 50 | 50 |
| 2-6 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 2-1 | 0,0000 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 8-11 | 0,0004 | 0,0004 | 0,0006 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0004 | 50 | 50 | 50 |
| 11-12 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 11-9 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0003 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 50 | 50 | 50 |
| 9-10 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 13-14 | 0,0002 | 0,0003 | 0,0004 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |

Fonte: A autora (2018).

Já as pressões à montante e à jusante dos trechos da tubulação, considerando o consumo per capita de 150 litros / hab.dia, são apresentadas na TAB. 6.

Tabela 6 - Pressões à montante e à jusante dos trechos de tubulação para 150 litros/ hab.dia

| Trechos | Pressão a montante (mca) | | | Pressão a jusante (mca) | | |
|---------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | $K_1 \times K_2 = 1,65$ | $K_1 \times K_2 = 1,80$ | $K_1 \times K_2 = 2,40$ | $K_1 \times K_2 = 1,65$ | $K_1 \times K_2 = 1,80$ | $K_1 \times K_2 = 2,40$ |
| 13-15 | 0 | 0 | 0 | 16,5779 | 16,90 | 16,71 |
| 13-8 | 16,5779 | 16,9030 | 16,7060 | 17,1788 | 17,374 | 17,470 |
| 8-5 | 17,1788 | 17,3745 | 17,4702 | 18,9308 | 19,069 | 18,893 |
| 5-4 | 18,9308 | 19,0690 | 18,8926 | 20,9119 | 21,050 | 20,874 |
| 5-3 | 18,9308 | 19,0690 | 18,8926 | 27,7107 | 27,796 | 27,369 |
| 3-7 | 27,7107 | 27,7960 | 27,3693 | 29,6608 | 29,746 | 29,318 |
| 3-2 | 27,7107 | 27,7960 | 27,3693 | 36,8264 | 36,898 | 36,408 |
| 2-6 | 36,8264 | 36,8984 | 36,4083 | 37,5661 | 37,638 | 37,146 |
| 2-1 | 36,8264 | 36,8984 | 36,4083 | 37,1375 | 37,210 | 36,720 |
| 8-11 | 17,1788 | 17,3745 | 17,4702 | 26,2115 | 26,376 | 26,323 |
| 11-12 | 26,2115 | 26,3758 | 26,3229 | 26,2624 | 26,427 | 26,374 |
| 11-9 | 26,2115 | 26,3758 | 26,3229 | 36,5857 | 36,745 | 36,669 |
| 9-10 | 36,5857 | 36,7472 | 36,6692 | 37,3366 | 37,496 | 37,420 |
| 13-14 | 16,5779 | 16,9030 | 16,7060 | 36,7321 | 37,049 | 36,810 |

Fonte: A autora (2018).

Para análise da TAB. 5, percebe-se que independente de qual coeficiente de reforço foi usado, os diâmetros para o mesmo trecho permaneceram os mesmos. Somente para o primeiro trecho o diâmetro foi alterado quando usado o coeficiente de reforço 1,8 e 2,4 e para o segundo trecho, o diâmetro aumentou quando usado o coeficiente de reforço 2,4. Assim para os dois primeiros trechos, a tubulação foi determinada com diâmetro de 50 mm/60 mm e para o restante dos trechos foi determinado com diâmetro de 50 mm. Analisando a TAB. 6 têm-se que as pressões esperadas variaram pouco, o que mostra que para esse caso, picos de vazão não causariam redução da pressão na rede de maneira significativa.

As vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 250 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço são mostrados na (TAB. 7).

Tabela 7 - Vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 250 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço

| Trechos | Vazão a montante (m ³ /s) | | | Vazão a jusante (m ³ /s) | | | Diâmetro nominal (mm) | | |
|---------|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | K ₁ xK ₂ =1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 | K ₁ xK ₂ =1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 | K ₁ xK ₂ =1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 |
| 13-15 | 0,0022 | 0,0024 | 0,0031 | 0,0022 | 0,0024 | 0,0031 | 60 | 75 | 75 |
| 13-8 | 0,0018 | 0,0019 | 0,0026 | 0,0017 | 0,0018 | 0,0024 | 60 | 60 | 75 |
| 8-5 | 0,0011 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0010 | 0,0011 | 0,0015 | 50 | 50 | 60 |
| 5-4 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 5-3 | 0,0008 | 0,0009 | 0,0012 | 0,0006 | 0,0006 | 0,0009 | 50 | 50 | 50 |
| 3-7 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 3-2 | 0,0005 | 0,0005 | 0,0007 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0003 | 50 | 50 | 50 |
| 2-6 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 2-1 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 8-11 | 0,0006 | 0,0007 | 0,0009 | 0,0004 | 0,0005 | 0,0006 | 50 | 50 | 50 |
| 11-12 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 11-9 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0005 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0002 | 50 | 50 | 50 |
| 9-10 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 13-14 | 0,0004 | 0,0004 | 0,0006 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |

Fonte: A autora (2018).

Já na TAB. 8 são apresentadas as pressões à montante e à jusante dos trechos da tubulação, considerando o consumo per capita de 250 litros / hab.dia.

Tabela 8 - Pressões à montante e à jusante dos trechos de tubulação para 250 litros/ hab.dia

| Trechos | Pressão a montante (mca) | | | Pressão a jusante (mca) | | |
|---------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | K ₁ xK ₂ =1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 | K ₁ xK ₂ =1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 |
| 13-15 | 0 | 0 | 0 | 16,57 | 19,93 | 16,76 |
| 13-8 | 16,5704 | 16,9330 | 16,7578 | 17,169 | 17,402 | 17,592 |
| 8-5 | 17,1692 | 17,4020 | 17,5925 | 18,403 | 18,487 | 19,013 |
| 5-4 | 18,4026 | 18,4870 | 19,0132 | 20,384 | 20,468 | 20,994 |
| 5-3 | 18,4026 | 18,4870 | 19,0132 | 26,705 | 26,653 | 26,534 |
| 3-7 | 26,7054 | 26,6533 | 26,5336 | 28,653 | 28,600 | 28,476 |
| 3-2 | 26,7054 | 26,6533 | 26,5336 | 35,700 | 35,613 | 35,329 |
| 2-6 | 35,7002 | 35,6133 | 35,3288 | 36,437 | 36,349 | 36,059 |
| 2-1 | 35,7002 | 35,6133 | 35,3288 | 36,012 | 35,925 | 35,640 |
| 8-11 | 17,1692 | 17,4020 | 17,5925 | 25,919 | 26,070 | 25,876 |
| 11-12 | 25,9186 | 26,0702 | 25,8764 | 25,969 | 26,120 | 25,925 |
| 11-9 | 25,9186 | 26,0702 | 25,8764 | 36,249 | 36,387 | 36,133 |
| 9-10 | 36,2486 | 36,3874 | 36,1326 | 36,999 | 37,137 | 36,881 |
| 13-14 | 16,5704 | 16,9330 | 16,7578 | 36,645 | 36,985 | 36,700 |

Fonte: A autora (2018).

Observando a TAB. 7 nota-se que para o primeiro trecho quando foi usado os coeficientes de reforços 1,8 e 2,4 os diâmetros permaneceram iguais. No segundo trecho, os diâmetros mantiveram-se os mesmos quando foram utilizados os coeficientes de reforços 1,65 e 1,8. No terceiro trecho da rede, o diâmetro passou de 50 mm para 60 mm quando usado o coeficiente de reforço 2,4. Já para os demais trechos, independentes de quais coeficientes de reforços foram utilizados os diâmetros mantiveram-se iguais de 50 mm. Na TAB. 8 percebe-se que os trechos onde as pressões aumentaram, foram os que aumentaram os diâmetros em relação a vazão, fazendo com que a perda de carga diminuíssem e a pressão aumentassem.

Já as vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 350 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço

Tabela 9 - Vazões e diâmetro nominal dos trechos da rede de abastecimento considerando a demanda diária de para 350 litros/ hab.dia para diferentes coeficientes de reforço

| Trechos | Vazão a montante (m ³ /s) | | | Vazão a jusante (m ³ /s) | | | Diâmetro nominal (mm) | | |
|---------|--|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | K ₁ xK ₂ = 1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 | K ₁ xK ₂ =1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 | K ₁ xK ₂ =1,65 | K ₁ xK ₂ =1,80 | K ₁ xK ₂ =2,40 |
| | 13-15 | 0,00302 | 0,0033 | 0,0044 | 0,0030 | 0,0033 | 0,0044 | 75 | 75 |
| 13-8 | 0,0025 | 0,0027 | 0,0036 | 0,0023 | 0,0025 | 0,0034 | 75 | 75 | 75 |
| 8-5 | 0,0016 | 0,0017 | 0,0023 | 0,0014 | 0,0015 | 0,0021 | 60 | 60 | 60 |
| 5-4 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 5-3 | 0,0011 | 0,0012 | 0,0017 | 0,0008 | 0,0009 | 0,0012 | 50 | 50 | 60 |
| 3-7 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0003 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 3-2 | 0,0006 | 0,0007 | 0,0009 | 0,0003 | 0,0003 | 0,0005 | 50 | 50 | 50 |
| 2-6 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0003 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 2-1 | 0,0001 | 0,0001 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 8-11 | 0,0009 | 0,0010 | 0,0013 | 0,0006 | 0,0006 | 0,0009 | 50 | 50 | 50 |
| 11-12 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 11-9 | 0,0004 | 0,0005 | 0,0006 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 50 | 50 | 50 |
| 9-10 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0002 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |
| 13-14 | 0,0006 | 0,0006 | 0,0008 | 0,0000 | 0,0000 | 0,0000 | 50 | 50 | 50 |

Fonte: A autora (2018).

Na TAB. 10 são apresentadas as pressões à montante e à jusante dos trechos da tubulação, considerando o consumo per capita de 350 litros / hab.dia.

Tabela 10 - Pressões à montante e à jusante dos trechos de tubulação para 350 litros/ hab.dia

| Trechos | Pressão a montante (mca) | | | Pressão a jusante (mca) | | |
|---------|--------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | $K_1 \times K_2 = 1,65$ | $K_1 \times K_2 = 1,80$ | $K_1 \times K_2 = 2,40$ | $K_1 \times K_2 = 1,65$ | $K_1 \times K_2 = 1,80$ | $K_1 \times K_2 = 2,40$ |
| 13-15 | 0 | 0 | 0 | 16,79 | 16,72 | 17,07 |
| 13-8 | 16,7866 | 16,7180 | 17,0694 | 17,656 | 17,505 | 17,466 |
| 8-5 | 17,6559 | 17,5048 | 17,4660 | 19,122 | 18,863 | 18,315 |
| 5-4 | 19,1218 | 18,8630 | 18,3149 | 21,102 | 20,843 | 20,294 |
| 5-3 | 19,1218 | 18,8630 | 18,3149 | 26,749 | 26,235 | 26,265 |
| 3-7 | 26,7491 | 26,2355 | 26,2646 | 28,693 | 28,177 | 28,198 |
| 3-2 | 26,7491 | 26,2355 | 26,2646 | 35,572 | 34,993 | 34,713 |
| 2-6 | 35,5716 | 34,9928 | 34,7133 | 36,302 | 35,721 | 35,431 |
| 2-1 | 35,5716 | 34,9928 | 34,7133 | 35,883 | 35,304 | 35,024 |
| 8-11 | 17,6559 | 17,5048 | 17,4660 | 26,003 | 25,701 | 24,944 |
| 11-12 | 26,0034 | 25,7007 | 24,9440 | 26,052 | 25,749 | 24,989 |
| 11-9 | 26,0034 | 25,7007 | 24,9440 | 36,270 | 35,943 | 35,071 |
| 9-10 | 36,2698 | 35,9429 | 35,0714 | 37,018 | 36,691 | 35,816 |
| 13-14 | 16,7866 | 16,7180 | 17,0694 | 36,747 | 36,635 | 36,779 |

Fonte: A autora (2018).

Analisando a TAB. 9 é possível verificar que apenas nos trechos 13-15 e 5-3 os diâmetros das tubulações foram alterados quando foi utilizado o coeficiente de reforço igual a 2,4. Nos demais trechos sejam quais forem os coeficientes de reforços usados os diâmetros mantiveram-se os mesmos. Já na TAB. 10 observa-se que em todos os trechos, as pressões foram diminuindo à medida que os coeficientes de reforços foram aumentando. Apenas no trecho 3-7 e 3-2 a pressão diminuiu quando usado o coeficiente de reforço 1,8 e depois aumentou quando usado o coeficiente de reforço 2,4.

Para estudo das TAB. 5, 7 e 9 tem-se que quanto maior os coeficientes de reforço, maior serão as vazões de montante e jusante. Isso acontece porque usando um coeficiente de reforço maior, o cálculo da vazão total na rede será maior e conseqüentemente maior será a taxa de consumo linear, que interfere no valor da vazão de montante e jusante.

Nas TAB. 6, 8 e 10 nota-se que a situação em que possui maiores pressões foi quando utilizou o menor coeficiente de vazão e o menor coeficiente de reforço, ou seja, 150 litros/hab.dia e 1,65. Isso ocorre porque quanto menor a vazão, menor será a perda de carga e a carga cinética no trecho, aumentando assim as pressões.

7. CONCLUSÃO

O presente trabalho permitiu definir diferentes cenários usando três valores diferentes para consumo per capita e coeficientes de reforços, utilizando como referência as especificações da NBR 12218 e o código de instalações hidráulicas da COPASA. Conforme pôde ser observado, de acordo com as mudanças nas estações climáticas e em horas de maior utilização da água, ocorre uma variação no consumo médio de água por pessoa, sendo que nas estações mais quentes do ano, o consumo é superior ao das estações mais frias.

Para um dimensionamento eficaz que melhor atenda o condomínio, é necessário que sejam encontradas as vazões necessárias e as pressões na rede, determinando assim os diâmetros que atendam tais parâmetros de projeto.

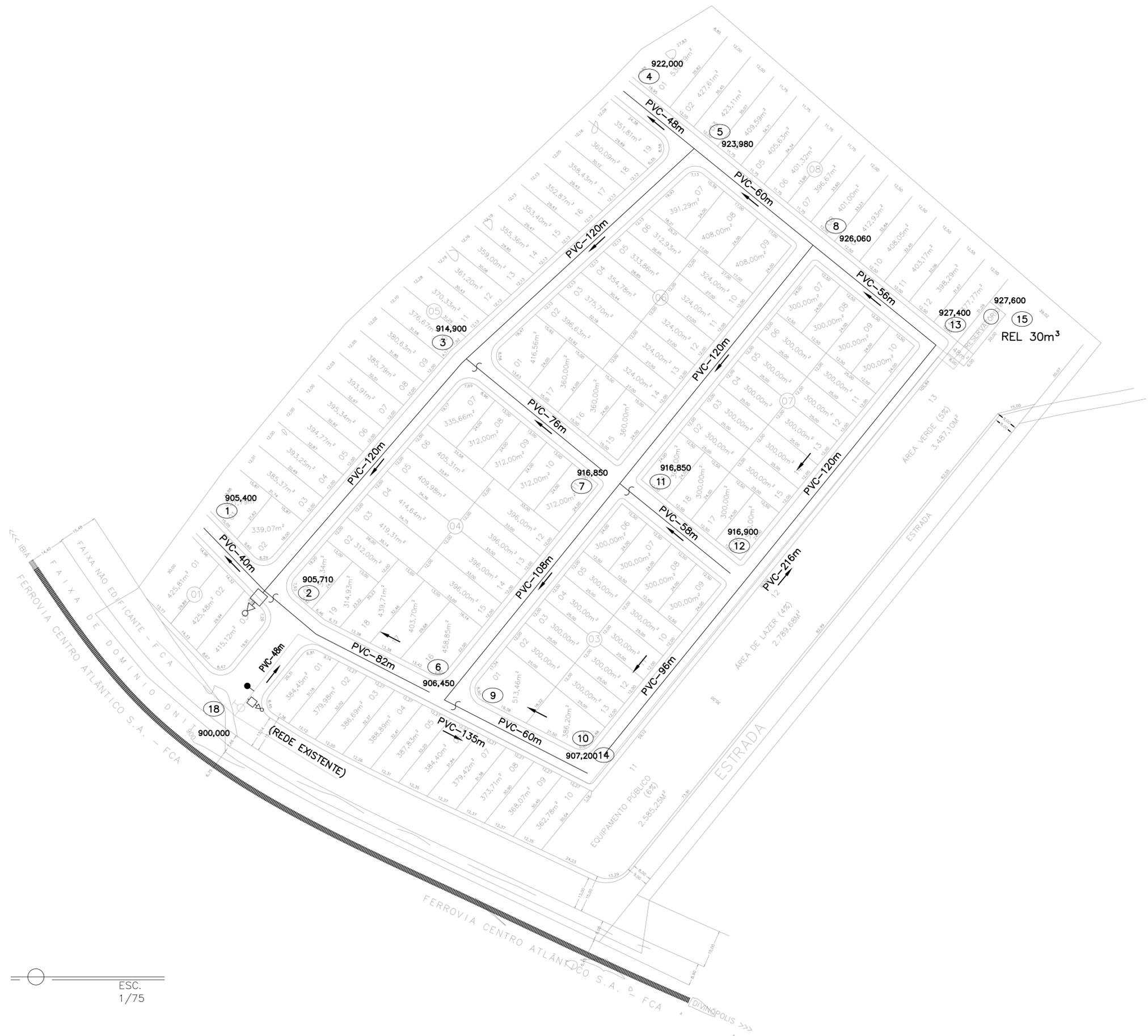
Verificando os diversos métodos abordados, conclui-se que a vazão populacional é a que mais influencia no dimensionamento da rede de abastecimento de água. Pois, se for utilizada uma mesma vazão e variar apenas os coeficientes de reforços, o diâmetro das tubulações não passam por grandes alterações, além que a vazão interfere diretamente nos valores da perda de carga que altera os coeficientes de pressões na rede.

REFERÊNCIAS

- AZEVEDO NETTO, J.M & ALVARES, G.A. Manual De Hidráulica. São Paulo, Editora Edgard Blucher Ltda. 1973. 668p.
- AZEVEDO NETTO, J. M. et al. **Manual de Hidráulica**. 8. Ed. São Paulo: Editora Edgard Blucher Ltda, 1998. 669p.
- AZEVEDO NETTO, J. M; FERNÁNDEZ Y FERNÁNDEZ, M. **Manual de Hidráulica**. 9. Ed. São Paulo: Blucher, 2015.
- BRASIL. Lei nº 11445, de 05 de Janeiro de 2007. Estabelece diretrizes nacionais para o saneamento básico. Acesso em: 11/03/2018
- FREITAS, V. P. S. Padrão físico-químico da água de abastecimento público da região de Campinas. Revista Instituto Adolfo Lutz, Campinas, v.61, n.1, p. 51-58, 2002. Acesso em: 08/03/2018.
- FUNASA - Fundação Nacional de Saúde (2015). Manual de Saneamento. 4. ed. rev., Brasília, Fundação Nacional de Saúde, 648 p. Acesso em: 07/03/2018
- GARCEZ, L. N. Elementos de Engenharia Hidráulica e Sanitária. 2ª Ed. São Paulo, 2009
- GRAY, N. F. Calidad del agua potable: problemas y soluciones. Zaragoza: Acribia, 1994. Acesso em: 24/03/2018
- HELLER, L.; CASSEB, M. M. S. Abastecimento de Água. In: BARROS, R. T. V. et al. **Manual de Saneamento e Proteção Ambiental para os Municípios**. Vol. 2. Saneamento. Belo Horizonte: Escola de Engenharia da UFMG, 1995. p 63-112.
- NEVES, E.T., Curso de Hidráulica, Porto Alegre, Editora Globo. 1968. 557p.
- PHILLIPPI, Jr. A. Saneamento, Saúde e Ambiente: fundamentos para um desenvolvimento sustentável. São Paulo: Barueri, 2005. Acesso em: 24/03/2018
- PHILIPPI JUNIOR, A.; MALHEIROS, T. F. Águas residuárias: visão de saúde pública e ambiental. In: AGUIAR, A. O. et al. **Saneamento, Saúde e Ambiente**: Fundamentos para um desenvolvimento sustentável. Barueri: Manole, 2005. p 181-219.
- SAVENIJE, H. H. G.; VAN DER ZAAG, P. Water as na economic good and demand management: paradigms and pitfalls. Water International, v. 27, n. 1, 2002. p. 98-104
- SILVA, Rita de C. A. da; ARAÚJO, Tânia M. de. Qualidade da água do manancial subterrâneo em áreas urbanas de Feira de Santana, BA. Revista Ciência & Saúde Coletiva, São Paulo, v. 8, n. 4, p. 2-4, 2003. Acesso em: 24/03/2018.
- TSUTIYA, M. T. Abastecimento De Água. 4ª ed., São Paulo, Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária da Escola Politécnica, 2006, XVIII – 643 p.

TSUTIYA, M. T. **Abastecimento de Água**. 1. ed. São Paulo: Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo: 2004. 634 p.

ANEXO 1 - Implantação



ESC.
1/75

| | | |
|--|------------------|-------------|
| IMPLANTAÇÃO DO CONDOMÍNIO ESTUDADO | | |
| ALUNA: NATHÁLIA CAROLINA SOUSA SIMÕES | | |
| CURSO: ENGENHARIA CIVIL | | |
| CIDADE: FORMIGA - MG | DATA: 05/11/2018 | FOLHA 01/01 |