

## SISTEMA DE REDE DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA: ESTUDO DE CONCEPÇÃO NA COMUNIDADE DO IGARAÚ – SÃO LUÍS

### *WATER SUPPLY NETWORK SYSTEM: CONCEPTION STUDY IN THE IGARAÚ COMMUNITY - SÃO LUÍS*

Lucas de Abreu Mendes Botega <sup>1</sup> 

Claudemir Gomes de Santana <sup>2</sup> 

Danielle Cristina dos Santos Lisboa <sup>3</sup> 

Lucas Nadler Rocha <sup>4</sup> 

Renata Medeiros Lobo Muller <sup>5</sup> 

**Resumo:** No Brasil, apesar de sua vasta capacidade hídrica ainda sofre com a disponibilidade de um sistema adequado de abastecimento de água, que garanta as condições qualitativas e quantitativas para o consumidor final, os sistemas de abastecimento de água apresentam custos onerosos, o que leva ao projetista adequar a melhor concepção para atender a comunidade de estudo. Desta forma, o seguinte trabalho teve como objetivo realizar estudo de concepções e dimensionar a rede de abastecimento para a comunidade de Igarau no Município de São Luís. Buscou-se utilizar dados e informações da comunidade para a determinação da população e o período de alcance final do sistema de abastecimento. Para a confecção dos traçados das redes utilizou-se os softwares como o Autocad Civil 3D e o programa de modelagem hidráulica EPANET, o dimensionamento foi elaborado através de planilhas de cálculo e estas comparadas com os resultados gerados no programa hidráulico. Com análise dos resultados, observou-se que as concepções analisadas se adequaram aos parâmetros locais e normativos, contudo a primeira concepção permitiu uma maior amplitude para áreas de grande capacidade de desenvolvimento, enquanto que a segunda opção, garantiu o atendimento adequado a região com menor custo e reaproveitamento de grande parte do sistema de abastecimento.

**Palavras-chave:** Capacidade hídrica. Traçado. Dimensionamento.

**Abstract:** In Brazil, in spite of its vast hydric capacity, it still suffers from the availability of an adequate water supply system, which assure qualitative and quantitative conditions for the final consumer. The water supply systems with expensive cost, which leads to the adaptation the best design to serve the study community. Therefore, the work has objective to make a the study of conceptions and dimension the supply network for the Igarau community in the municipality of São Luís. It pursued to use data and information from the community to determine the population

---

<sup>1</sup> Engenheiro Civil, UNDB, E-mail: lucasbotegaeng@gmail.com

<sup>2</sup> Professor Doutor, em Química, UNDB, E-mail: csantana0405@gmail.com.

<sup>3</sup> Graduanda em Engenharia Civil, UNDB, E-mail: daniellecristinaeng@gmail.com

<sup>4</sup> Engenheiro Civil, UNDB, E-mail: lucasnadlerrocha@hotmail.com

<sup>5</sup> Professora Doutora, em Química, UNDB, E-mail: renata.muller@undb.edu.br

and the reach period end of the supply system. For making the traces of the sewage system, software such as Autocad Civil 3D and the hydraulic modeling program EPANET are used, the design was made using spreadsheets and these were compared with the results generated in the hydraulic program. Analysing the results, it was observed that the conceptions analyzed were adapted to the local and normative parameters, however the first conception allowed a bigger amplitude for areas of great development capacity, while the second option, assured the adequate service to the region with cheaper cost and reuse of much of the supply system

**Keywords:** Hydric Capacity. Layout. Traces

## 1 INTRODUÇÃO

A água doce é um bem é um recurso renovável, porém finito podendo ser escasso em algumas regiões. Com o crescimento acelerado da população uma maior demanda é necessária. O desperdício tem sido uma das grandes causas para o esgotamento e degradação desse recurso (LUNARDI; RABAIOLLE, 2013). Toda água que é destinada ao consumo humano por um Sistema de Abastecimento de Água, deverá possuir controle de qualidade e vigilância sanitária. Dessa forma, a água deverá estar livre de contaminantes (como produtos tóxicos e patógenos), sem cor, odor, sabor ou cheiro de acordo com o Art. 3º da Portaria nº2914, de 12 de dezembro de 2011 (Brasil, 2011).

A implantação de um Sistema de Abastecimento de Água (SAA) influencia diretamente no Índice de Desenvolvimento Humano (IDH) (Andrade, 2011). No aspecto sanitário e social, a adoção de tal sistema, influencia na erradicação de doenças de veiculação hídrica, uma vez que a água é um agente transmissor, reduzindo o índice de mortalidade e garantindo melhores condições de higiene. Já quanto ao perfil econômico, a partir do abastecimento de água adequado, é garantido o controle de doenças (SANTI, 2015).

Neste sentido, o estudo foi desenvolvido na comunidade do Igarau, situada na cidade de São Luís, Maranhão, Brasil. A região apresenta um grande potencial hídrico pelo fato de a cidade ser uma ilha, favorecendo a formação de inúmeros cursos de água e reentrâncias. Além disso, a região de estudo possui uma intensa atividade de captação subterrânea.

A partir dessas questões foi feito um questionário que gera sentido para o desenvolvimento do estudo de abastecimento para o local. O trabalho teve como objetivo verificar as condições hidrológicas, geológicas e locais da região e determinar o tipo de sistema de abastecimento de água, dando ênfase a escolha do manancial, o modelo de rede de abastecimento e o tipo de reservatório. Além de dimensionar a rede de abastecimento tendo como base os dados populacionais, vazões de projeto, extensão dos condutos, assim como a regularização das pressões hidráulicas. Comparando as concepções

desenvolvidas e verificar se os modelos atendem os quesitos mínimos para a comunidade.

## **2 REFERENCIAL TEÓRICO**

### **2.1 Estudo da concepção do projeto**

A concepção é um conjunto de estudos, análises, informações e ideias capazes de definir e projetar o SAA. Dessa forma, a ABNT NBR 12211:1992 define a concepção como estudos ligados a quesitos qualitativo e quantitativo - das diferentes partes de um sistema, organizadas de modo a formarem um todo integrado -, para a escolha da concepção básica.

Com o estudo pretende-se verificar todos os pontos considerados relevantes no projeto SAA, verificando se a comunidade já possui outra concepção já executada, definir os principais pontos do projeto, realizar o pré-dimensionamento com um meio de avaliar as possíveis aplicações no local além de comparar os modelos desenvolvidos (TSUTIYA, 2006).

Quanto às configurações da região, a ABNT NBR 12211:1992 determina que durante o estudo, pode-se aproveitar de recursos como mapas, fotografias aéreas, levantamentos planialtimétricos, zoneamentos, topografias capazes de analisar pelo menos as áreas a serem abastecidas, prevendo a expansão do local de estudo e os mananciais abastecedores da região.

### **2.2 Critérios para o dimensionamento do projeto**

#### **2.2.1 Período de projeto e sua população**

O período de um projeto baseia-se diretamente com a durabilidade do sistema desenvolvido. Sabe-se que ao mesmo tempo o crescimento populacional apresenta um aspecto “variável e crescente”, devendo ser previsto tal requisito durante o seu dimensionamento. Para Garcez (2014), enfatiza que a vida útil das obras de SAA são definidas pela durabilidade de equipamentos e instalações presentes no sistema, dificuldade no manuseio de equipamentos,

crescimento da população, financiamentos e condições financeiras da comunidade.

Andrade (2011), afirma que durante o projeto de rede de distribuição este deve prever o processo de crescimento populacional da região. Durante o crescimento, áreas de ocupações são formalizadas função de fatores como a ocupação de uma área urbana considerando as condições topográficas, preço do terreno, hábitos da população, existência ou facilidade na instalação dos serviços de água, esgoto e galerias de águas pluviais. Para o cálculo do crescimento tem-se o método aritmético. “Esse método pressupõe uma taxa de crescimento constante para os anos que seguem a partir dos dados conhecidos como por exemplo a população do último senso” (TSUTIYA, 2006, p. 59). E representado pela Equação 1.

$$\text{População} = P_o + r (t - t_o) \quad \text{Eq. 1}$$

Onde,

População = População do projeto no ano de projeção final;

$P_o$  = População no ano inicial do projeto;

$r$  = Razão de crescimento populacional.

Tem-se também a análise pelo método dos componentes demográficos. Para Rosseti (2014), este método considerada a dinâmica demográfica para a projeção de uma população vale ressaltar que os dados são baseados nos índices de nascimentos, óbitos e migrações no período de análise do projeto. Nesse caso, representada pela Equação 2, tem-se:

$$\text{População} = P_o + (N - M) + (I - E) \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

$P_o$  = População na data de início do projeto;

$N$  = Nascimentos entre o período inicial do projeto e sua projeção;

$M$  = Número de óbitos no período do projeto;

$I$  = Imigração no período do projeto;

E = Emigração no período do projeto.

Para calcular o consumo médio de uma comunidade Guimarães; Carvalho e Silva (2007), apresentam uma projeção baseada na população de consumo diário per capita. Para Andrade (2011), o cálculo do consumo por habitante em uma comunidade depende de uma série de fatores higiênicos, alimentícios e outras funções em geral.

### 2.2.2 Vazão ou Demanda de Projeto (Qm)

A determinação das vazões em projetos de obras hidráulicas trata-se de um cálculo antecipado de uma determinada vazão crítica que não tenha acontecido, mas que tenha uma certa probabilidade de acontecer (UFBA, 2009). Com a projeção populacional bem definida, necessita-se do conhecimento da vazão de projeto que é definida pela Equação 3.

$$Q_m = \frac{(\text{População} \cdot q)}{86400} \quad \text{Eq.3}$$

Sendo:

Qm = Vazão de projeto (litro/segundo – L/s);

População = População de projeto (número de habitantes, definido pelo cálculo de pessoas por residência);

q = Taxa de consumo por habitante (litro/habitante/dia – L/hab./dia)

### 2.2.3 Diâmetro da tubulação de adução (D)

Para o dimensionamento da tubulação de adução utiliza-se a fórmula de Bresse, o valor encontrado resultará num diâmetro econômico, devendo adequar ao diâmetro comercial (SOUZA JUNIOR, 2017). Sendo esse diâmetro definido pela Equação 4.

$$D = K \cdot \sqrt[3]{Q \cdot \Delta} \quad \text{Eq.4}$$

Sendo:

D = Diâmetro da tubulação (metro - m);

K = Coeficiente de Bresse. O valor comumente utilizado no Brasil é 1,2;

Qad = Vazão média de adução (metro cúbico/segundo – m<sup>3</sup>/s)

#### 2.2.4 Altura Manométrica (Hman)

Para Soares (2012, pg. 31), “Essa altura representa a energia absorvida por unidade do peso do líquido ao atravessar a bomba”. A altura manométrica corresponde ao fator crucial para dimensionamento da bomba para que o transporte por recalque ocorra. Sendo definida pela Equação 5.

$$H_{\text{mant}} = H_G + H_p \quad \text{Eq.5}$$

Sendo:

H<sub>mant</sub> = Altura manométrica total (metro – m);

H<sub>G</sub> = Desnível geométrico (metro – m);

H<sub>p</sub> = Perda de carga total ou cinética (metro – m)

#### 2.2.5 Perda de carga localizada

A perda de carga localizada é verificada em pontos específicos na canalização, como em curvas, tês, ligações, entre outros. Em casos em que a extensão da rede de adução não ultrapassar 4000 vezes o diâmetro dimensionado, faz-se necessário o uso da perda de carga localizada, compreendida pelo somatório dos valores referentes a cada acessório (SOUZA JUNIOR, 2017). Cada acessório apresenta um comprimento equivalente, sendo posteriormente aplicado na fórmula da perda de carga universal através na Equação 6 temos a perda de carga localizada.

$$\Delta H = K (V^2/2G) \quad \text{Eq.6}$$

Onde:

K= coeficiente adimensional

V= velocidade de referência (m/s)

G = aceleração da gravidade (m<sup>2</sup>/s)

### 2.2.5.1 Perda de carga total (Hp)

Para Guedes (2018, pg.16), “o cálculo da perda de carga temos a fórmula universal (*Darcy-Weisbach*), que pode ser aplicada em diversos tipos de fluidos e é válida para qualquer regime de escoamento, sendo laminar ou turbulento”. Pode ser calculada de acordo com a Equação 7.

$$H_p = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad \text{Eq. 7}$$

Logo:

H<sub>p</sub> = Perda de carga total do sistema (metro – m);

f = Fator de atrito;

L = Comprimento da tubulação em metros (Deve-se verificar que o comprimento total refere-se tanto a sucção quanto ao recalque. Além disso, deve-se somar o comprimento efetivo e o comprimento equivalente);

D = Diâmetro da tubulação (metro – m);

V = Velocidade média (metro/segundo – m/s);

g = Aceleração gravitacional (metro/segundo ao quadrado – m/s<sup>2</sup>).

### 2.6 Velocidade média (Qad)

Para determinação da velocidade média do fluido, usa-se a equação desenvolvida por Benedetto Castelli (OLIVEIRA, 2018). De acordo com a Equação 8.

$$Q_{ad} = A * V \quad \text{Eq. 8}$$

Sendo:

$Q_{ad}$  = Vazão média de adução (metro cúbico/s –  $m^3/s$ );

$A$  = Área da seção da canalização (metro quadrado –  $m^2$ );

$V$  = Velocidade média do fluxo (metro/segundo –  $m/s$ ).

## 2.7 Número de Reynolds (Re)

Para Guedes (2018, pg 11) “E a relação entre a força e a inércia (ou da aceleração) e a força de viscosidade dinâmica”. E determinado pela Equação 9.

$$Re = \frac{\rho V D}{\mu} \quad \text{Eq.9}$$

Onde:

Re = Número de Reynolds;

$\rho$  = Massa específica do fluido adotado (1000 quilogramas/metro cúbico –  $1000 \text{ kg/m}^3$ );

$V$  = Velocidade média do fluido (metro/segundo –  $m/s$ );

$\mu$  = Viscosidade dinâmica do fluido (0,001002 Pascal. Segundo –  $1,002 \cdot 10^{-3} \text{ Pa.s}$ ).

$D$  = Diâmetro da tubulação (milímetro –  $mm$ ).

## 2.8 Fator de Atrito

Vilanova (2010, pg. 53.), “É um parâmetro adimensional que depende do número de Reynolds e da rugosidade relativa”. Determinado pela Equação 10.

$$Rug.Rel = \frac{D}{\epsilon} \quad \text{Eq.10}$$

Sendo:

Rug.Rel = Rugosidade Relativa;

$D$  = Diâmetro da tubulação (milímetro –  $mm$ );

$\epsilon$  = Rugosidade Equivalente (milímetro –  $mm$ ).

## 2.9 Desnível Geométrico (Hg)

O desnível geométrico atua tanto no setor de sucção quanto o de recalque. Para Schneider (2010), o desnível de recalque (H), a altura é compreendida do bocal da bomba até a chegada final do fluido no reservatório, já o desnível de sucção (h) é um desnível geométrico dado em metros entre o nível dinâmico de captação e o bocal de sucção da bomba. Logo a fórmula de desnível é compreendida pela Equação 11.

$$H_g = H + h \quad \text{Eq.11}$$

Sendo:

H<sub>g</sub> = Desnível geométrico (metro - m);

H = Desnível de recalque (metro – m);

h = Desnível de sucção (metro – m);

## 3 MÉTODO

Os dados coletados nesta pesquisa foram baseados em pesquisa qualitativa através de visitas realizadas na comunidade do Igarau. Além disso, foi realizada pesquisa quantitativa com extração de dados do programa computacional e de órgãos governamentais, a fim de adquirir dados capazes de contribuir para estudos e cálculos do projeto.

A área a ser analisada foi na comunidade do Igarau, localizada na zona 23S e coordenadas 2,76022°S e 44,32410°W situa-se numa zona rural conforme o zoneamento de São Luis-Maranhão, contudo, esta área está circundada de pólos industriais. Marcada pelo seu reconhecimento histórico, a comunidade do Igarau se mantém desde a década de 80, mesma época da chegada das grandes potências industriais da região, como a ALUMAR (Consortio de Alumínio do Maranhão S.A). Atualmente, a comunidade do Igarau (Figura 2) conta com aproximadamente 100 famílias e de acordo com Camara et al (2019),

quase 95% da comunidade depende da água extraída de mananciais subterrâneos. Na Figura 1 temos a localização da área.

**Figura 1** – Localização da comunidade do Igarau



**Fonte:** Google Earth (2019)

Foram utilizadas imagens georreferenciadas da comunidade, para a determinação do traçado existente, da cota do terreno e para a localização dos elementos avaliados. Quanto às coletas em campo, foi com objetivo de verificar a condições do sistema de abastecimento local e sua disposição, o número de habitantes em Igarau e o real funcionamento de acordo com os elementos constituintes de um SAA, juntamente com a opinião do público local sobre a eficiência da demanda de água.

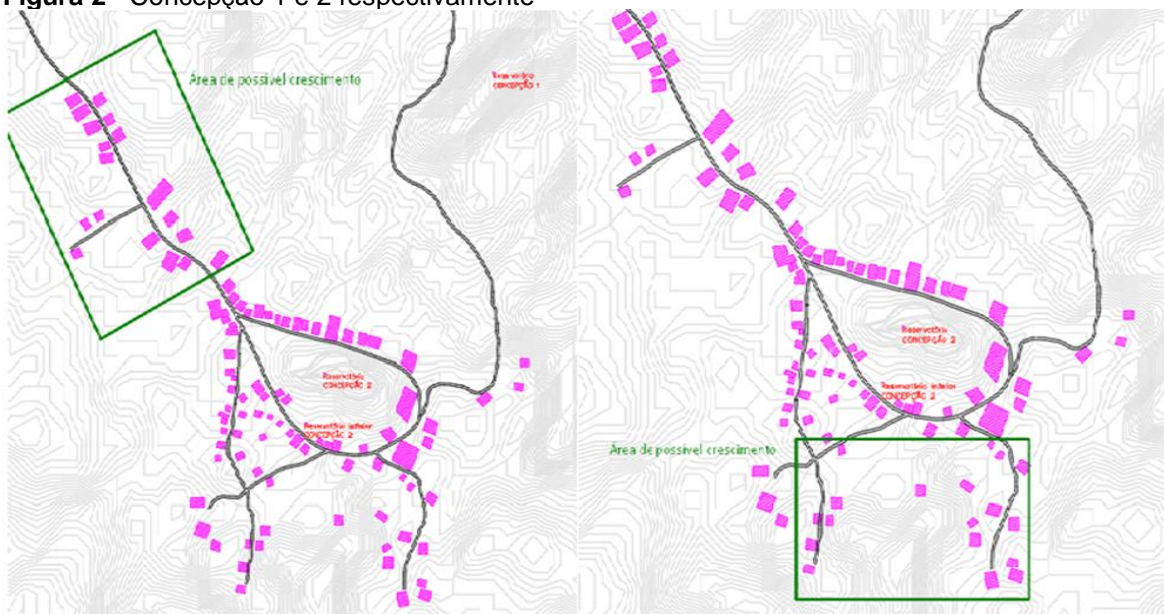
Além disso, com o intuito de verificar o melhor manancial disposto em Igarau, houve a necessidade de buscar informações sobre o potencial de toda a região que se encontra a comunidade. Dessa forma, foram coletados dados na Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Naturais (SEMA) sobre os poços ativos e suas respectivas outorgas com o intuito de verificar a vazão, nível dinâmico, nível estático além da sua funcionalidade local para que pudesse realizar uma simulação durante o estudo de adução.

Para a confecção do modelo SAA adequado, foi tomado como base o desenvolvimento de duas concepções. A primeira concepção partiu da localização do antigo reservatório desenvolvido na época pela ALUMAR devido

a sua cota ser favorável, cerca de 45 metros. A segunda concepção foi baseada em dois reservatórios já existentes e em funcionamento, sendo alimentados por uma bomba que transfere água de um reservatório de cota mais elevada, com 33 metros, que em seguida é levado a outro de cota inferior com o intuito de garantir a pressão adequada.

Para a primeira concepção foi prevista uma área de futuro crescimento populacional, para a segunda concepção, será prevista a região de cota inferior, porém também com grande potencial de crescimento. Na Figura 2 temos a concepção 1 e 2.

**Figura 2 -** Concepção 1 e 2 respectivamente



**Fonte:** Acervo do autor (2019)

Levando em consideração que as duas concepções apresentam a adução de água subterrânea, toma-se como embasamento para o tratamento de água o efeito da camada filtrante deste tipo manancial, permitindo melhor potabilidade e proteção contra agentes contaminantes. Dessa forma, como opção de tratamento simples, será adotado o processo de desinfecção por meio da cloração, podendo ser aplicadas pastilhas tanto nos reservatórios quanto na própria rede (FEREIRA *et al*, 2017). Para o dimensionamento do SAA, foi definido como parâmetros os seguintes dados inseridos no Quadro 1.

**Quadro 1 - Dados do projeto**

Alcance do projeto	20 anos
Consumo por habitante	200 L/hab./dia
Coeficiente do dia de maior consumo (K1)	1,2
Coeficiente da hora de maior consumo (K2)	1,5
Perda de carga máxima permitida	8 m/km
Pressão dinâmica mínima	10 m.c.a
Pressão estática máxima	50 m.c.a
Índice de Atendimento	85% a 100%
Tempo de funcionamento da bomba	12 horas
Taxa de crescimento populacional	1% anualmente
Total de residências	100 residências
Número de pessoas por imóvel	5 pessoas
População inicial	500 habitantes
População final	610 habitantes
Tipo de canalização adotada	PVC - Classe 12

**Fonte:** Acervo do autor (2019)

Quanto ao processo de assentamento das canalizações, no caso da realização das valas determina-se que sua variação deve estar entre 0,4 metro a 1 metro, contudo a profundidade média comumente adotada é de 0,8 metro devido as considerações do solo e do carregamento situado no mesmo. Para a confecção dos corredores a serem instaladas as canalizações, o Serviço Autônomo Municipal de Água e Esgoto – SAMAE (2015), determina que a mesma deve dispor de um espaçamento mínimo de 0,8 metro, já considerando o uso de escoramentos e sobras de solo.

### 3.2 Capacidade do Reservatório

No o dimensionamento dos reservatórios, para o cálculo do volume necessário para suprir a população utilizou-se a Equação 10, onde, obteve-se 56,12 metros cúbicos, conforme Quadro 2.

**Quadro 2-** Volume dos reservatórios

População de Projeto	610
K1	1,2
Taxa de Consumo (L/dia)	200
Volume (m <sup>3</sup> )	48,8
Taxa de Emergência	15%
Volume Total (m <sup>3</sup> )	56,12

**Fonte:** Acervo do autor (2019)

Para a concepção 1, foi considerado um reservatório apoiado com dimensões equivalentes a diâmetro de 6 metros e altura de 2 metros, resultando num volume real de 56,54 metros cúbicos. Para a concepção 2 existem dois reservatórios cilíndricos de 3 metros de diâmetro por 4 metros de altura, resultando num volume total de 56,55 metros cúbicos.

### 3.3.1 Vazão de Distribuição

Apesar de apresentarem concepções distintas, o SAA atuará com a mesma demanda devido a projeção realizada. Nesse caso, a vazão de distribuição necessária para abastecer a comunidade corresponde a vazão expressa no Quadro 3.

**Quadro 3-** Vazão de distribuição

População de Projeto	610
K1	1,2
K2	1,5
Taxa de Consumo	200 L/dia
Qd (L/s)	2,54166667

**Fonte:** Acervo do autor (2019)

De acordo com a equação da vazão de distribuição que para Souza (2017, pg. 21), é obtida multiplicando-se o comprimento do trecho pela vazão unitária de distribuição, expressa em litros por segundo e por metro. A vazão necessária encontrada corresponde a 2,54 L/s ou 0,00254 m<sup>3</sup>/s. No caso da relação entre a vazão e a velocidade econômica, encontrou-se o diâmetro correspondente a 75 milímetros, o valor mínimo estipulado para a rede principal.

### 3. 4 Estudo de Concepção 1

Por ter sido o primeiro sistema desenvolvido na comunidade, os sistemas de adução, reserva de água e distribuição estão deteriorados ou parte deles nem existem mais. Dessa forma, foi desenvolvido o dimensionamento destas três etapas mencionadas. Como foi calculado anteriormente, o reservatório possuirá um diâmetro de 6 metros por altura de 2 metros, resultando num volume de 54,56 metros cúbicos, servindo como base de cálculo para a adução.

#### 3.4.1 Adução

Para o desenvolvimento do sistema de adução, foi verificado os pontos referentes à antiga bomba e ao antigo reservatório. Para critério de reaproveitamento do local de captação, serão utilizadas as mesmas coordenadas para aplicação do novo modelo, estabelecidas na Tabela 1.

**Tabela 1** - Localização do sistema de adução

Pontos	UTM		Cotas (m)
	X	Y	
Bomba	575951,811	9696218,68	28,58
Reservatório	575999,126	9696187,154	45

**Fonte:** Acervo do autor (2019)

Utilizando a Equação 8 calcula-se a vazão média de adução (Qad) e o diâmetro pela fórmula de Bresse (Equação 2 e Equação 3). No Quadro 4 temos os seguintes valores.

**Quadro 4-** Vazão média de adução e diâmetro utilizado

A (Hora da Bomba)	12
Qad (L/s)	3,389417
Qad (m <sup>3</sup> /s)	0,003389
K	1,2
D (Formula Bresse) (m)	0,069862
D (mm)	69,86244
Diâmetro Adotado (mm)	100

**Fonte:** Acervo do autor (2019)

Nota-se que o diâmetro adotado será de 100 milímetros visto que comercialmente é encontrada a canalização do tipo PVC DEFOFO nestas condições. Além disso, este tipo de tubo se adequa muito bem a bomba, facilitando o acoplamento na mesma.

Por não se encontrar dados específicos do poço localizado na área de estudo, foi realizada uma análise hipotética das características deste tipo de manancial na região. De acordo com dados fornecidos pela Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Naturais (SEMA), foi estabelecido uma média para a profundidade, nível estático, nível dinâmico e vazão de todos os poços encontrados na região na Tabela 2.

**Tabela 2 -** Dados dos poços localizados na região

Poços	Prof <sup>6</sup> .(m)	N. E <sup>7</sup> (m)	N. D <sup>8</sup> (m)	Vazão (m <sup>3</sup> /h)	Bombeamento (h)	Cota Terreno
Poço 1	38,1	15,52	25	45,3	20	36

<sup>6</sup> Abreviação de Profundidade

<sup>7</sup> Abreviação de Nível Estático

<sup>8</sup> Abreviação de Nível Dinâmico

Poço 2	80	18,7	48,6	14,4	20	34
Poço 3	105,3	12,1	47,39	25,3	20	34
Poço 4	66	19,64	35,57	14,44	20	34
Poço 5	80	19,2	28,3	36	18	26
Poço 6	43	18,02	35,89	38	20	28
Poço 7	21,4	9,33	14,75	34,2	20	30
Poço 8	80	19,96	25,26	10,53	8	38
Poço 9	50	17,3	28,6	5	4	28
Poço 10	52	20,02	27,28	41	20	38
Média	64	17	31,664	26		

Fonte: Acervo do autor (2019)

A partir destes dados, é possível calcular a perda de carga total pelo método universal podem ser observados no Quadro 5.

**Quadro 5-** Dados para perda de carga

Fator Atrito	0,016
Diâmetro (m)	0,075
Velocidade (m/s)	0,77
Gravidade (m/s <sup>2</sup> )	9,81

Fonte: Acervo do autor (2019)

Para a determinação do comprimento total, foi analisado o comprimento de recalque e de sucção, conforme o Quadro 6.

**Quadro 6-** Comprimento de Recalque

RECALQUE		
Desnível Recalque (m)		16,42
Fator Atrito		0,016
Velocidade (m/s)		0,77
ACESSÓRIOS RECALQUE		
1	Entrada Normal	2
1	Saída Canalização	3,7
2	Curva 45°	1,8
3	Curva 90°	4,5
1	Valv. Retenção	9,3
1	Reg. Gaveta Ab.	0,9

Total Comprimento Equiv.	22,2
--------------------------	------

**Fonte:** Acervo do autor (2019)

Para a realização do comprimento da tubulação e dos acessórios necessários, foi desenvolvido um trecho de recalque no Autocad versão 2019. Analisando o Quadro 7 para a sucção, tem-se:

**Quadro 7**– Comprimento de sucção e tubulação

SUCÇÃO		
Desnível Sucção (m)		17
Fator Atrito		0,016
Velocidade (m/s)		0,77
ACESSÓRIOS SUCÇÃO		
1	Valv. Pé c/ Crivo	26,6
1	Curva 90°	1,5
Total Comprimento Equiv.		28,1
COMPRIMENTOS		
Comprimento Tubulação (m)		41
Comprimento Equivalente (m)		28,1
Comprimento Total Sucção (m)		69,1

**Fonte:** Acervo do autor (2019)

Com base nos cálculos utilizando a Equação 11, resulta-se num comprimento total (somados sucção e recalque) de 163,60 metros e uma perda de carga equivalente a 1,054 metros. Para o cálculo do desnível geométrico (Hg) e altura manométrica (Hmant) é necessário ter o conhecimento do nível do reservatório, nível de recalque, nível de captação (diferença entre a cota da bomba e o nível estático), nível dinâmico do poço e a perda de carga como mostra o Quadro 8.

**Quadro 8** - Desnível geométrico e altura manométrica

Desnível Geométrico (HG)	
Altura Reservatório	2
Nível mínimo de captação	11,58
Nível máximo recalque	45
Nível Dinâmico poço	32

HG	45,58
Altura Manométrica	46,63468912

Fonte: Acervo do autor (2019)

Com a definição da altura manométrica ( $H_{man}$ ), é calcula-se a potência da bomba (Quadro 9), nesse caso, o sistema de adução exigirá uma bomba com pelo menos 4 CV. Percebe-se que por estar entre o intervalo de 2 e 5 CV, a margem adotada será de 30%, resultando numa potência de aproximadamente 4 CV (Azevedo Netto, 1998).

**Quadro 9-** Potencia da bomba

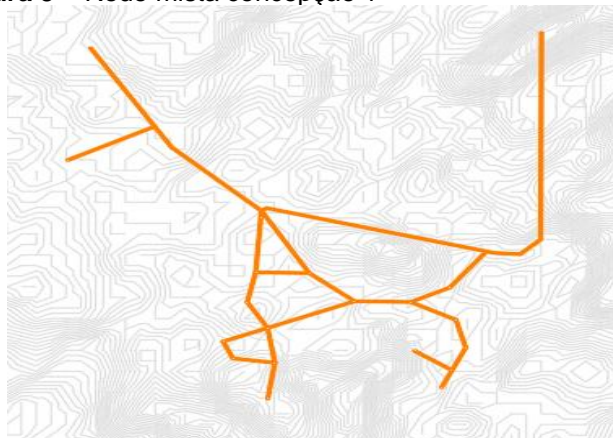
Rendimento (n)	67%
Q (m <sup>3</sup> /s)	0,003389
H <sub>man</sub>	46,63469
Potência (CV)	3,14556
Potência** (CV)	4,089228

Fonte: Acervo do autor (2019)

### 3.4.2 Rede de distribuição

Devido a condição local da comunidade, foi necessário desenvolver uma rede mista, possuindo em partes do seu traçado alguns trechos ramificados. Na Figura 3 essa rede mista pode ser observada.

**Figura 3 –** Rede mista concepção 1



Fonte: Acervo do autor (2019)

Visando o cálculo da perda de carga unitária, foi determinado o coeficiente de *Hazen-Williams* igual a 130 referente a simulação de um sistema que possui a idade das canalizações de 20 anos. Este modelo de concepção possui comprimento de rede superior a 4200 metros, resultando numa vazão unitária ( $Q_u$ ) para cada metro equivalente a 0,0006035 L/s, conforme a planilha de cálculo abaixo.

Por meio da planilha de cálculo da concepção 1 de acordo com a Figura 5, verifica-se que a perda de carga máxima calculada corresponde a 3,731 metros. Quanto ao valor do comprimento do trecho, foi adaptada a tabela de acordo com a modelagem realizada no Epanet (2011), onde descreveu um trecho hipotético com funcionalidade apenas para a execução da simulação do programa.

É necessário enfatizar que, no caso das pontas secas (P.S), suas vazões iniciais corresponderão a valor nulo, visto que a análise é feita do trecho final em direção ao reservatório. Na Figura 4, foram demarcados alguns valores referentes a pressão dinâmica em parte dos nós do sistema.

Estes valores são referentes aos encontrados no programa Epanet (2011), que realizou sua concepção por meio da análise das pontas secas hipotéticas, ou seja, modificando o valor da perda de carga nos nós. Conforme a planilha, não foi adotado este valor para o cálculo da pressão dinâmica, além disso, o critério adotado para encontrar tais valores se baseou no valor final da perda de carga, devendo em cada trecho ser retirado a perda local.

Vale lembrar que, para uma concepção existem inúmeros resultados, dependendo do modelo de cálculo de análise realizado pelo projetista, os resultados para o balanceamento do sistema poderão ser diferentes, devendo sempre ser analisado a capacidade das canalizações e o funcionamento do sistema.

**Figura 4 - Planilha de cálculo concepção 1**

Trecho	Nós		Extensão(m)	Vazão(L/s)			D (mm)	V(m/s)	J(m/km)	Hf (m)	Cotas Terreno		Pressão Dinâmica		Cota Piezométrica		Pressão estática	
	Jusante	Montante		Jusante	Montante	Fictícia					Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante
1	19(P.S)	18	263,0	0,000	0,159	0,079	75	0,0359	0,0102	0,003	31,19	30,1	10,082	11,231	41,272	41,3309	13,81	14,9
2	17(P.S)	18	205,1	0,000	0,124	0,062	75	0,0280	0,0064	0,001	26,97	30,1	14,300	11,231	41,27	41,3309	18,03	14,9
3	18	7	330,1	0,282	0,482	0,382	75	0,1090	0,1870	0,062	30,1	21	11,231	20,285	41,331	41,2851	14,9	24
4	13(P.S)	12	104,8	0,000	0,063	0,032	75	0,0143	0,0019	0,000	17,82	17,7	23,449	23,570	41,269	41,2703	27,18	27,3
5	12	11	88,0	0,063	0,116	0,090	75	0,0263	0,0128	0,001	17,7	18,42	23,570	22,851	41,27	41,2706	27,3	26,58
6	11	10	53,1	0,116	0,148	0,132	75	0,0336	0,0263	0,001	18,42	22,24	22,851	19,034	41,271	41,2738	26,58	22,76
7	10	9	100,5	0,148	0,209	0,179	75	0,0473	0,0459	0,005	22,24	18,49	19,034	22,803	41,274	41,2931	22,76	26,51
8	12(P.S)	9	102,3	0,000	0,062	0,031	75	0,0140	0,0018	0,000	17,7	18,49	23,569	22,803	41,269	41,2931	27,3	26,51
9	9	8	174,4	0,271	0,376	0,323	75	0,0851	0,1373	0,024	18,49	20,23	22,803	21,081	41,293	41,3108	26,51	24,77
10	8	7	179,1	0,376	0,484	0,430	75	0,1096	0,2327	0,042	20,23	21	21,081	20,285	41,311	41,2851	24,77	24
11	08(P.S)	6	111,3	0,000	0,067	0,034	75	0,0152	0,0021	0,000	20,23	18,97	21,039	22,492	41,269	41,4615	24,77	26,03
12	7	6	206,6	0,966	1,090	1,028	75	0,2468	1,1669	0,241	21	18,97	20,285	22,492	41,285	41,4615	24	26,03
13	6	5	124,7	1,158	1,233	1,195	75	0,2791	1,5419	0,192	18,97	19,29	22,492	22,217	41,462	41,5067	26,03	25,71
14	09(P.S)	5	196,8	0,000	0,119	0,059	75	0,0269	0,0060	0,001	18,49	19,29	22,780	22,217	41,27	41,5067	26,51	25,71
15	5	4	117,0	1,352	1,422	1,387	75	0,3219	2,0303	0,237	19,29	15	22,217	26,862	41,507	41,8625	25,71	30
16	14(P.S)	16	54,2	0,000	0,033	0,016	75	0,0074	0,0005	0,000	13,11	12,12	28,159	29,160	41,269	41,2801	31,89	32,88
17	15(P.S)	16	95,7	0,000	0,058	0,029	75	0,0131	0,0016	0,000	15,78	12,12	25,489	29,160	41,269	41,2801	29,22	32,88
18	16	4	261,9	0,090	0,249	0,170	75	0,0563	0,0416	0,011	12,12	15	29,160	26,950	41,28	41,9498	32,88	30
19	4	3	221,0	1,671	1,804	1,738	75	0,4084	3,0803	0,681	15	15	26,950	26,862	41,95	41,8625	30	30
20	07(P.S)	3	491,7	0,000	0,297	0,148	75	0,0672	0,0325	0,016	21	15	20,285	26,862	41,285	41,8625	24	30
21	3	2	131,0	2,101	2,180	2,140	75	0,4934	4,5307	0,593	15	16,97	26,862	27,554	41,862	44,5238	30	28,03
22	2	1	599,3	2,180	2,542	2,361	75	0,5753	5,4310	3,255	16,97	44,99	27,554	0,01	44,524	45	28,03	0,01
23	1	RNF	0,1	2,542	2,542	2,542				0,000	44,99	45	0,01	0	45	45	0,01	0
Qu	0,0006035	Total	4211,6						6,2257	3,731								

Fonte: Acervo do autor (2019)

### 3.4.3 Estudo da Concepção 2

A segunda concepção consiste no emprego de uma rede de abastecimento visto que já existe o sistema de adução e reserva de água localizados na comunidade. Dessa forma será reaproveitado os recursos disponíveis na região, devendo apenas regularizar a pressão com a criação da rede. Segue a Tabela 3 com os respectivos dados.

**Tabela 3-** Dados dos sistemas coletados

Pontos	UTM		Cotas (m)
	X	Y	
Bomba	9695449,384	575566,64	18

Reservatório Inf 9695465,818 575566,44 19

Reservatório Sup 9695568,802 575609,66 33

Fonte: Acervo do autor (2019)

Conforme a planilha de cálculo da Figura 5 desenvolvida, o valor do coeficiente de *Hazen-Williams* também corresponderá a 130. Nesse caso, possuindo um comprimento total de 3287 metros, o valor da vazão unitária (Qu) corresponderá a 0,00077 L/s para cada metro de canalização, sendo este valor utilizado para calcular a vazão unitária para cada trecho criado.

Figura 5 - Planilha de cálculo concepção 2

Trecho	Nós		Extensão (m)	Vazão (l/s)			D (mm)	V(m/s)	J(m/km)	Hf	Cotas Terreno		Pressão Dinâmica		Cota Piezométrica		Pressão Estática	
	Jusante	Montante		Jusante	Montante	Fictícia					Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante	Jusante	Montante
1	21 (P.S)	20 (P.S)	35	0	0,026814	0,013	75	0,0061	0,0004	0,00001	13	12,027	19,62014	20,59423	32,62	32,62	20	20,973
2	20	19	322,3	0,0268	0,275998	0,151	75	0,0625	0,0337	0,01087	12,027	15	20,59423	17,72468	32,621	32,72	20,973	18
3	20 (P.S)	18	164,2	0	0,12695	0,063	75	0,0287	0,0068	0,00111	12,027	20	20,59423	12,63475	32,621	32,63	20,973	13
4	18	17	227,1	0,127	0,302531	0,215	75	0,0685	0,0644	0,01462	20	17,59	12,63475	15,04944	32,635	32,64	13	15,41
5	16 (P.S)	17	113,5	0	0,087752	0,044	75	0,0199	0,0034	0,00039	17,607	17,59	15,01351	15,04944	32,621	32,64	15,393	15,41
6	17	15	85,47	0,3903	0,456363	0,423	75	0,1033	0,2260	0,01931	17,59	18,482	15,04944	14,21226	32,639	32,69	15,41	14,518
7	14 (P.S)	15	88,16	0	0,06816	0,034	75	0,0154	0,0021	0,00019	21,942	18,482	10,67831	14,21226	32,62	32,69	11,058	14,518
8	15	13	176,084	0,5245	0,660662	0,593	75	0,1495	0,4210	0,07414	18,482	20,403	14,21226	12,31752	32,694	32,72	14,518	12,597
9	13	12	164,515	0,6607	0,787855	0,724	75	0,1783	0,6103	0,01040	20,403	20,784	12,31752	12,03143	32,721	32,82	12,597	12,216
10	10 (P.S)	11	109,4	0	0,084582	0,042	75	0,0191	0,0032	0,00035	20	21,152	12,62047	11,46859	32,62	32,62	13	11,848
11	11	12	31,62	0,0846	0,109029	0,097	75	0,0247	0,0147	0,00047	21,152	20,784	11,46859	12,03143	32,621	32,82	11,848	12,216
12	12	9	186,74	0,8969	1,041261	0,969	75	0,2357	1,0459	0,19531	20,784	18,786	12,03143	13,93376	32,815	32,72	12,216	14,214
13	13 (P.S)	9	109,8	0	0,084891	0,042	75	0,0192	0,0032	0,00035	20,403	18,786	12,21748	13,93376	32,62	32,72	12,597	14,214
14	11 (P.S)	8	205,875	0	0,159171	0,08	75	0,0360	0,0103	0,00211	21,152	22,489	11,47024	10,14376	32,622	32,63	11,848	10,511
15	8	7	176,5	0,1592	0,295631	0,227	75	0,0669	0,0716	0,01263	22,489	19,051	10,14376	13,58728	32,633	32,64	10,511	13,949
16	7	6	119,347	0,2956	0,387903	0,342	75	0,0878	0,1521	0,01815	19,051	14,236	13,58728	18,44547	32,638	32,68	13,949	18,764
17	5 (P.S)	6	226,944	0	0,17546	0,088	75	0,0397	0,0123	0,00279	16,456	14,236	16,16691	18,44547	32,623	32,68	16,544	18,764
18	6	19	135,69	0,5634	0,668271	0,616	75	0,1513	0,4521	0,06134	14,236	15	18,44547	17,72468	32,681	32,72	18,764	18
19	19	4	97,55	0,9443	1,019689	0,982	75	0,2308	1,0718	0,10455	15	17,364	17,72468	15,27743	32,725	32,64	18	15,636
20	18 (P.S)	4	130,7	0	0,10105	0,051	75	0,0229	0,0044	0,00058	20	17,364	12,62070	15,27743	32,621	32,64	13	15,636
21	4	3	15,412	1,1207	1,132655	1,127	75	0,2564	1,3822	0,02130	17,364	18,966	15,27743	13,78121	32,641	32,75	15,636	14,034
22	15 (P.S)	3	204,8	0	0,15834	0,079	75	0,0358	0,0102	0,00208	18,482	18,966	14,14021	13,78121	32,622	32,75	14,518	14,034
23	3	2	68,828	1,291	1,344208	1,318	75	0,3043	1,8464	0,12708	18,966	18,385	13,78121	14,37763	32,747	32,76	14,034	14,615
24	9	2	69,09	1,1262	1,179568	1,153	75	0,2670	1,4421	0,09964	18,786	18,385	13,93376	14,37763	32,72	32,76	14,214	14,615
25	2	1	23,04	2,5238	2,541589	2,533	75	0,5753	6,1851	0,14250	18,385	32,99	14,37763	0,01	32,763	33,00	14,615	0,01
26	1	RNF	0,1	2,5416	2,541667	2,542	75	0,5753	6,2255	0,00062	32,99	33	0,01	0	33	33,00	0,01	0
Qu	0,00077	Total	3.287							0,37988								

Fonte: Acervo do autor (2011)

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Conforme os dados desenvolvidos e demonstrados, nota-se que a concepção 1 resultou em um comprimento médio de canalização de 4211,6 metros enquanto que na concepção 2, o resultado encontrado foi de 3287 metros. Para fins de análise, foi utilizado planilhas desenvolvidas pelo Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI) e o Orçamento de Obras de Sergipe (ORSE) como embasamento para o desenvolvimento de estimativa de custo básico de implantação do SAA. Para critério de desenvolvimento foram adotados custos referentes a tubulação, serviços de assentamento, serviços de perfuração de vala (volume por metro igual a 0,64 m<sup>3</sup>), reaterros das valas, reconstrução do pavimento e bomba hidráulica caso necessário.

### 4.1 Estimativa de custo Concepção 1

Para a primeira concepção deve-se lembrar que o sistema de adução exigirá o uso de bomba hidráulica com potência média de 6 CV conectada a uma canalização do tipo PVC DEFOFO de 100 milímetros. Quanto a construção do reservatório será calculado apenas o volume de concreto com base na área do mesmo, servindo apenas para fins de verificação do custo. Nesse caso, será considerado na estrutura do reservatório espessura média de 15 centímetros para as paredes, 20 centímetros para a laje do fundo e 8 centímetros para a tampa do reservatório.

Para a rede de distribuição de água, será considerado o comprimento da canalização do tipo PVC PBA de classe 12 de 75 milímetros. Quanto a venda deste produto, vale ressaltar que é encontrado comercialmente com comprimento de 6 metros.

Para composição de custo, será atribuído o serviço de escavação reaterro da vala, assentamento dos tubos e reconstrução do pavimento. o custo para a concepção 1 corresponde a R\$ 163.938,46.

## 4.2 Estimativa de custo concepção 2

Para a segunda concepção será direcionada a rede de distribuição de água, que será adotada canalização do tipo PVC PBA de classe 12 com 75 milímetros de diâmetro. Quanto as questões de escavação de valas, reaterros e pavimentação, seguirá o mesmo critério de cálculo da concepção 1. Devido a existência dos reservatórios, será proposto um custo relacionado a limpeza do reservatório. O custo para implantação da segunda concepção resultou num custo básico médio de R\$ 115.557,19.

Ao analisar as concepções das duas alternativas de projeto para o SAA para a comunidade de Igarauá no Município de São Luís, foi demonstrado que a concepção 2 se mostrou mais viável, considerando-se a extensão da rede de destruição, assim como os custo necessários para implantação do projeto.

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Verificando as duas concepções adotadas, percebe-se que ambas foram capazes de atingir o objetivo principal, que consiste em atender a população de modo qualitativo e quantitativo. De maneira geral, a primeira concepção visa maior amplitude quanto ao seu atendimento da demanda de água devido a cota do reservatório garantir que o sistema opere em uma pressão superior ao da segunda concepção, que se limita ao atendimento as áreas de menores altitudes. Contudo a outra concepção também fornece um ótimo desempenho a comunidade. Quanto a questão orçamentária verifica-se que a concepção 1 resultou num custo de R\$ 163.938,46, gerando um custo médio para a população de projeto igual a R\$ 268,75.

No caso da outra concepção, seu custo básico resultou em R\$ 115.557,19, gerando um valor por habitante de R\$ 189,43. Para a situação atual da comunidade e o futuro crescimento da comunidade, conclui-se que a segunda

concepção trará grandes benefícios a comunidade, além de já reaproveitar grande parte do sistema, deixando o projeto menos oneroso. Vale ressaltar que foi realizada apenas uma estimativa básica, não verificando os acessórios capazes de formalizar a rede e nem os ramais residenciais ou prediais.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12211**: Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água - Procedimento. Rio de Janeiro, 1992. 14p.

ANDRADE, J.B. **Sistema de abastecimento de água**. Notas de aula. Universidade Católica de Goiás, 2011. 94p.

AZEVEDO NETTO. **Manual de hidráulica**. 8ª edição. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1998. 1ª reimpressão. 699p.

AUTOCAD. **Versão 2019.1**. Autodesk, 2019. Disponível em: <https://www.autodesk.com.br/>. Acesso em: 9 de maio de 2019.

Brasil. Ministério da Saúde. **Portaria n.º 2.914**, de 12 de dezembro de 2011. Dispõe sobre os procedimentos de controle e de vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Diário Oficial da União, Brasília, 12 de dezembro de 2011.

CAMARA, L.R.; SILVA, D.D.S.; SALES, L.L.N. **Qualidade de vida e percepção ambiental dos moradores de comunidades rurais em São Luís (MA)**. Revista Brasileira de Educação Ambiental, V.14, Nº 1: 263-274. São Paulo, 2019.

EPANET. **Versão 2.0 BRASIL**: Environmental Protection Agency, 2011 Disponível: [http://www.lenhs.ct.ufpb.br/?page\\_id=494](http://www.lenhs.ct.ufpb.br/?page_id=494). Acesso em: 10 de maio 2019.

GOOGLE EARTH. **Imagens aerea de Igarauá**. Disponível: <https://www.google.com/earth/>. Acesso em: 14 de abril 2019.

GUEDES, Hugo Alexandre Soares. **Hidráulica**. Universidade Federal de Pelotas, 2018. Disponível: <https://wp.ufpel.edu.br/hugoguedes/ensino/hidraulica/>. Acesso em: 12 de abril 2019.

GARCEZ, L.N. **Elementos de engenharia hidráulica e sanitária**. 2ª Edição. São Paulo: Edgard Blücher LTDA, 1976. 12ª reimpressão, 2014. 346p.

GUIMARÃES, A.J.A; CARVALHO, D.F de; SILVA, L.D.B da. **Abastecimento de água**. Apostila de Saneamento básico. 2007. 180p. Disponível em: <http://www.ufrj.br/institutos/it/deng/leonardo/downloads/APOSTILA/Apostila%20IT%20179/Cap%201.pdf>. Acesso em: 10 de jun 2019.

LUNARDI, James; RABAIOLLI, Joel Albino. **Valorização e preservação dos recursos hídricos na busca pelo desenvolvimento rural sustentável.** Revista Okara: Geografia em Debate, João Pessoa, v. 7, n. 1, p. 44-62, 2013.

MARANHÃO. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Naturais, **Outorga N. 2023706/2014**, 2014.

MARANHÃO. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Naturais, **Outorga N. 2018151/2016**, 2016.

MARANHÃO. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Naturais, **Outorga N. 0476010/2017**, 2017.

Maranhão. Secretaria Estadual de Meio Ambiente e Recursos Naturais, **Outorga N. 0204406/2018**, 2018.

OLIVEIRA, Talles K. G. B. **Concepção e dimensionamento de Rede de Abastecimento de Água do Município de Japi-RN:** comparação de modelos computacionais de otimização. João Pessoa. Dissertação, Universidade Federal da Paraíba, 2018. 107p.

ORÇAMENTO DE OBRAS DE SERGIPE (ORSE). **Versão 2.0.1.7**, 2017. Disponível em: <http://orse.cehop.se.gov.br/default.asp>. Acesso em: 20 de abril 2019.

FERREIRA, D.M, OLIVEIRA, L.R, SILVA, S.A, PEREIRA, S.L. Alternativa de tratamento de água de abastecimento para áreas rurais. **In: WORKSHOP INTERNACIONAL SOMOS ÁGUA NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO.** Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, 2017. 5p.

ROSSETI, Eduardo Santiago. **Documento técnico contendo descrição da metodologia aplicada na determinação das projeções e das estimativas das populações dos municípios, por sexo e idade – em papel e meio magnético.** 2014. Disponível em: <http://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:YkKNbBStgKIJ:tabnet.datasus.gov.br/cgi-win/novapop/Metodologia-Eduardo-Rosseti.pdf+&cd=3&hl=en&ct=clnk&gl=br> . Acesso em: 10 de fev 2019.

SANTI, Thais. **A eficiência do uso da água nas indústrias de papel e celulose.** Revista O Papel, São Paulo – SP, n. 48, p. 94-96, 2015.

SCHNEIDER. **Tabela para seleção de bombas e motobombas.** 2010. Disponível em: <https://lcsimeif.files.wordpress.com/2012/08/catc3a1logobombas-schneider.pdf>. Acesso em: 22 de abril de 2019.

SISTEMA NACIONAL DE PESQUISA DE CUSTOS E ÍNDICES DA CONSTRUÇÃO CIVIL. **Catálogo de Composições Analíticas.** 2019. Disponível em: [http://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx#categoria\\_556](http://www.caixa.gov.br/site/paginas/downloads.aspx#categoria_556). Acesso em: 12 de fev 2019.

SERVIÇO AUTÔNOMO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO (SAMAÉ).  
**Apostila Instalador Hidráulico.** Caxias do Sul, Rio Grande do Sul, 2015.70p.  
Disponível em: <https://www.samaecaxias.com.br/Noticia/Exibir/509>. Acesso em:  
10 de maio 2019.

SOARES, Homero. **Máquinas Hidráulicas.** Universidade Federal de Juiz de  
Fora. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, 2012. Disponível:  
[http://www.ufjf.br/engsanitariaeambiental/files/2012/09/HGHTEO\\_\\_Cap4\\_Aula-1\\_-10012013\\_V2.pdf](http://www.ufjf.br/engsanitariaeambiental/files/2012/09/HGHTEO__Cap4_Aula-1_-10012013_V2.pdf). Acesso em : 10 de abril 2019.

SOUZA JUNIOR, João Batista de. **Memorial descritivo e de cálculo do projeto de sistema de abastecimento de água da comunidade de Muricituba, município de São Benedito/ce.** São Benedito, 2017.

TSUTIYA, Milton. **Abastecimento de água.** 3<sup>o</sup>ed. São Paulo. Departamento de engenharia hidráulica e sanitária da escola politécnica da universidade de São Paulo. 2006.

UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA (UFBA). **Escoamento Superficial.** Cap 6. Departamento de Hidráulica e Sanemaento. Grupos de Recursos Hidricos.2009 Disponível em:  
<https://www.passeidireto.com/arquivo/37947627/apostila-hidrologia-ufba>. Acesso em: 12 de abril 2019.

VILANOVA, Luciano Caldeira. **Mecânica dos Fluidos.** Cólégio Técnico Industrial de Santa Maria, Curso em Automação Industrial, 2010. Disponível em: [https://www.ufsm.br/unidades-universitarias/ctism/cte/wp-content/uploads/sites/413/2018/11/12\\_mecanica\\_fluidos.pdf](https://www.ufsm.br/unidades-universitarias/ctism/cte/wp-content/uploads/sites/413/2018/11/12_mecanica_fluidos.pdf). Acesso em: 10 de abril 2019.

**Enviado em:** 09 ago. 2020.

**Aceito em:** 08 nov. 2020.

**Editores responsáveis:** Bianca Neves Machado

Mateus das Neves Gomes.