



SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

Memorial descritivo e de cálculo

COMUNIDADE SÃO FRANCISCO - ITAJÁ/RN

APRESENTAÇÃO

Este trabalho consiste no projeto técnico para implantação do Sistema de Abastecimento de Água para a comunidade São Francisco, situada no município de Itajá – RN.

O recurso para implantação do sistema foi obtido junto ao Ministério do Desenvolvimento Regional (MDR), por meio do convênio 923745/2021 cujo objeto é Implantação de sistema de abastecimento de água em comunidade rural no município de Itajá/RN, com valor global de R\$ 1.005.000,00.

Para atendimento da meta, foi desenvolvido este projeto, sendo composto pelos seguintes volumes:

- Memorial descritivo e de cálculo
- Peças gráficas
- Orçamento

HAZEN WILLIAN
BEZERRA
PEREIRA:06749
842429

Assinado digitalmente por HAZEN WILLIAN
BEZERRA PEREIRA:06749842429
ND: C=BR, O=ICP-Brasil, OU=Secretaria
da Receita Federal do Brasil - RFB, OU=
RFB e-CPF A1, OU=(EM BRANCO), OU=
31014048000182, OU=videoconferencia,
CN=HAZEN WILLIAN BEZERRA
PEREIRA:06749842429
Razão: Eu sou o autor deste documento
Localização: Parnamirim-RN
Data: 2023.05.23 18:53:07 -03'00'
Font: PDF Reader Versão: 12.1.2

Hazen Willian Bezerra Pereira

Engenheiro Civil e de Seg. do Trabalho
M.Sc em Engenharia Civil
CREA 210.900.603-0

SUMÁRIO

1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE PROJETO E DIAGNÓSTICO DA SITUAÇÃO ATUAL	10
1.1. Evolução do município	11
1.2. Caracterização do município: aspectos físicos	12
1.2.1. Geologia.....	12
1.2.2. Relevo.....	14
1.2.3. Recursos Hídricos.....	17
1.2.4. Vegetação.....	18
2. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO MUNICÍPIO	21
2.1. Descrição do sistema de abastecimento de água potável na zona rural	22
2.2. Comunidade São Francisco.....	23
3. LEVANTAMENTO DE ESTUDOS E PLANOS EXISTENTES	24
4. ELEMENTOS PARA CONCEPÇÃO DOS SISTEMAS	25
4.1. Parâmetros de projeto.....	25
4.2. Normas adotadas	25
4.3. Coeficientes de reforço.....	26
4.4. Parâmetros de dimensionamento	26
5. AUTO GESTÃO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA PARA COMUNIDADES RURAIS	27
6. ESTUDO POPULACIONAL E DE DEMANDAS	28
6.1. Estudo Populacional.....	28
6.2. Estudo de Vazões.....	31
7. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	33
7.1. Mananciais abastecedores.....	33
7.1.1. Classes de mananciais	33
7.1.2. Abastecimento a partir de águas meteóricas	33
7.1.3. Abastecimento a partir de águas superficiais.....	33
7.1.4. Abastecimento a partir de águas subterrâneas	33
7.1.5. Abastecimento a partir de água do mar.....	33
7.1.6. Tipos de captação de águas superficiais	33
7.1.6.1. Captação em rios.....	34
7.1.6.1.1. Partes constitutivas de uma captação	34
7.1.6.1.2. Tipos de captação em rios	35
7.1.6.1.3. Dispositivos retentores de materiais estranhos	35

7.1.7. Captações sujeitas a grande oscilação de níveis de água.....	36
7.1.7.1. Sistema flutuante.....	36
7.2. Adução.....	37
7.2.1. Vazões de dimensionamento.....	37
7.2.2. Hidráulica de adutoras.....	38
7.2.2.1. Adução em condutos livres.....	38
7.2.2.2. Adutora por gravidade em condutos forçados.....	39
7.2.2.3. Adutora por condutos forçados.....	41
7.2.2.4. Parâmetros e elementos hidráulicos das adutoras por recalque.....	44
7.2.2.5. Pré-dimensionamento das adutoras por recalque.....	45
7.2.2.6. Cálculo da altura manométrica de recalque.....	46
7.3. Golpe de Aríete.....	47
7.3.1. Descrição do fenômeno.....	48
7.3.2. Descrição do fenômeno em adução por gravidade.....	48
7.3.3. Descrição do fenômeno em sistemas por recalque.....	49
7.3.3.1. Celeridade.....	50
7.3.3.2. Tempos de fechamento de válvula e tempo de parada de bomba.....	52
7.3.3.3. Cálculo das sobrepressões - fórmulas de Michaud e Allievi.....	53
7.3.3.4. Cálculo das pressões e subpressões máximas.....	54
7.3.3.5. Medidas de proteção.....	54
7.3.3.6. Resumo Cálculo Golpe de Aríete.....	55
7.4. Ancoragem das adutoras.....	55
7.4.1. Ancoragem de tubulações apoiadas.....	56
7.4.2. Ancoragem de tubulações enterradas.....	57
7.5. Estações elevatórias.....	58
7.5.1. Curvas Características das bombas centrífugas.....	59
7.5.2. Características do sistema elevatório.....	60
7.5.3. Faixas recomendadas para a operação de bombas centrífugas.....	61
7.5.4. Relações características das bombas centrífugas.....	61
7.5.5. Escolha das bombas e determinação do ponto de operação do sistema elevatório.....	61
7.5.6. Operação com apenas uma bomba.....	62
7.5.7. Operação com bombas em série.....	62
7.5.8. Operação com bombas em paralelo.....	63

7.5.9. Sistema de controle de operação das bombas	64
7.5.10. Painel de comando elétrico	64
7.5.11. Inversor de frequência	64
8. ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA	66
9. SÍNTESE DO SISTEMA PROPOSTO	67
10. MEMÓRIA DE CÁLCULO	70
10.1. Captação (Flutuante)	71
10.2. Adutora	81
10.3. Elevatória de Água Bruta	83
10.4. Rede de Distribuição	93
Referências	99

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1.....	26
Equação 2.....	26
Equação 3.....	26
Equação 4.....	28
Equação 5.....	28
Equação 6.....	37
Equação 7.....	38
Equação 8.....	38
Equação 9.....	38
Equação 10.....	39
Equação 11.....	39
Equação 12.....	39
Equação 13.....	39
Equação 14.....	39
Equação 15.....	40
Equação 16.....	40
Equação 17.....	40
Equação 18.....	41
Equação 19.....	41
Equação 20.....	41
Equação 21.....	41
Equação 22.....	41
Equação 23.....	41
Equação 24.....	41
Equação 25.....	42
Equação 26.....	42
Equação 27.....	42
Equação 28.....	42
Equação 29.....	42
Equação 30.....	42
Equação 31.....	42
Equação 32.....	42
Equação 33.....	43
Equação 34.....	43
Equação 35.....	43
Equação 36.....	43
Equação 37.....	45
Equação 38.....	45
Equação 39.....	46
Equação 40.....	46
Equação 41.....	46
Equação 42.....	46
Equação 43.....	50

Equação 44.....	50
Equação 45.....	51
Equação 46.....	51
Equação 47.....	51
Equação 48.....	51
Equação 49.....	51
Equação 50.....	52
Equação 51.....	53
Equação 52.....	53
Equação 53.....	53
Equação 54.....	54
Equação 55.....	54
Equação 56.....	55
Equação 57.....	55
Equação 58.....	56
Equação 59.....	56
Equação 60.....	56
Equação 61.....	57
Equação 62.....	57
Equação 63.....	57
Equação 62.....	57

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Mapa de localização de Itajá. Fonte:.....	11
Figura 2 - Mapa geológico do município de Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	13
Figura 3 - Mapa hipsométrico de Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	15
Figura 4 - Mapa geomorfológico de Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	16
Figura 5 - Situação do município de Itajá em relação às bacias hidrográficas. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	17
Figura 6 - Remanescentes de caatinga em Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	19
Figura 7 - Localização das comunidades rurais no município de Itajá/RN. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	22
Figura 8 - Curva representativa do crescimento geométrico	29
Figura 9 - Tipos de captação em rios. Fonte: (SILVA V. M., 2009).....	34
Figura 10 - Esquema da captação em rios. Fonte: (SILVA V. M., 2009)	35
Figura 11 - Barragem de nível em concreto. Fonte: (SILVA V. M., 2009)	35
Figura 12 – Representação de torre de tomada d’água. Fonte: (SILVA V. M., 2009).....	36
Figura 13 - Torre de tomada com passarela. Fonte: (SILVA V. M., 2009)	36
Figura 14 - Tomada d’água por meio de flutuante Fonte: (SILVA V. M., 2009).....	37
Figura 15 - Elementos hidráulicos das adutoras por recalque	47
Figura 16- Mecanismo do golpe de Aríete em adução por gravidade.....	48
Figura 17- Representação do golpe de Aríete, sistemas de adução por recalque	49
Figura 18 - Diagrama de distribuição de pressões ao longo das adutoras.	54
Figura 19 - Esforço nas canalizações em locais de singularidades	56
Figura 20 - Blocos de ancoragem enterrados	57
Figura 21 - Curvas características esquemáticas de uma bomba centrífuga... 60	
Figura 22 – Curvas características do sistema.....	61
Figura 23 - Representação da curva da bomba para associação em paralelo 62	
Figura 24 - Representação da curva da bomba para associação em série	63
Figura 25 - Representação de captação tipo flutuante	67
Figura 26 - Curva da bomba x Curva do sistema para as bombas do flutuante67	
Figura 27 - Curva da bomba x Curva do sistema para as bombas da estação elevatória de água tratada.....	68

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Distância das unidades de planejamento à sede do município de Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	10
Tabela 2 - Distância da sede do município até outras localidades. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019).....	10
Tabela 3 - Cálculo da taxa de crescimento populacional.....	29
Tabela 4 - Estimativa populacional para o município de Itajá-RN.....	30
Tabela 5 - Estimativa populacional para a comunidade São Francisco	31
Tabela 6 - Estudo de vazões para a comunidade rural São Francisco	32
Tabela 7 - Valores de C sugeridos para a fórmula de Hazen-Williams	40
Tabela 8 – Viscosidade cinemática da água em função da temperatura	43
Tabela 9 - Valores referenciais da rugosidade interna das canalizações	44
Tabela 10 – Tabela para estabelecimento de K em função da velocidade de escoamento.	45
Tabela 11 – Tabela para obtenção dos valores de k	47
Tabela 12 - Valor de K empregado na fórmula de Allievi.....	51
Tabela 13 - Valores de c_e	52
Tabela 14 - Valores de k_e	52
Tabela 15 - Extensão dos trechos em função dos diâmetros	69

LISTA DE REVISÕES

REVISÃO	DESCRIÇÃO	RESPONSÁVEL	DATA
00	Emissão inicial	Hazen Willian	01/12/2022
01	Atendimento ao SEI/MIDR - 4214417	Hazen Willian	18/05/2023

1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE PROJETO E DIAGNÓSTICO DA SITUAÇÃO ATUAL

O Município de Itajá (Latitude 05° 38' 39" S e Longitude 36° 52' 17"W) está localizado na microrregião de Vale do Açu do estado do Rio Grande do Norte e fica a uma distância de cerca de 200 km de Natal, capital do Rio Grande do Norte. Foi criado em 26 de junho de 1992 e abrange, atualmente, uma área de aproximadamente 203,62 km², com altitude média de 55 metros em relação ao nível do mar.

Como referência de localização em relação a outras localidades, pode-se observar na Tabela 1 a distância do município de Itajá até outras localidades, na Tabela 2.

Tabela 1 - Distância das unidades de planejamento à sede do município de Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019)

Municípios da Microrregião	Distância para a sede do município (km)	Distância para a capital Natal (km)
Assu	9	214
Jucutu	46,5	233
Ipanguaçu	15	214
Pendências	46	203
Alto do Rodrigues	41	180
Carnaubais	34	203
São Rafael	18	216
Porto do Mangue	65	193

Tabela 2 - Distância da sede do município até outras localidades. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019)

Nome da unidade de planejamento	Distância para a sede do município
São Francisco	08
Acauã	03
Sítio Araras	06
Carau	20
Coroa Grande	13
Latadinha	9,5
Maracajá	04
Marcação	18
Mulungu	11
Sítio Nova Cachoeirinha	3
Rio do Meio	17
Samba Quixaba	13,5
Sombra	16

Fazenda Pinturas	8,5
Santa Luzia	15,6
Oscar Nelson	15,6

Itajá foi criado em 26 de junho de 1992 e mantém limites a Norte com Ipanguaçu, a Sul com Itajá e Santana do Matos, a Oeste com Assú e a Leste com Angicos e Santana do Matos.

Possui um clima do tipo Tropical de Zona Equatorial, e as coordenadas geográficas do município são 5° 38' 39" Sul e 36° 52' 17" ' Oeste, e a altitude da sede encontra-se a 55 metros acima do nível do mar.

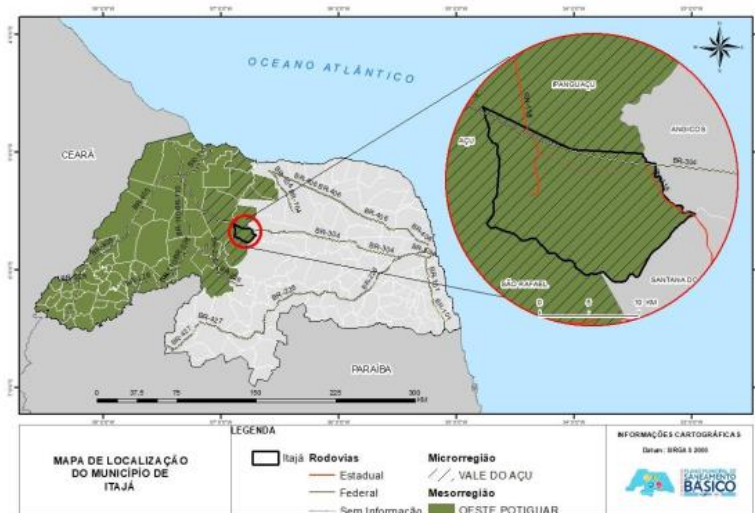


Figura 1 - Mapa de localização de Itajá. Fonte:

1.1. Evolução do município

Um pequeno núcleo de moradias surgiu ao redor de uma fazenda de gado, nos idos de 1800. O principais pioneiros e fundadores da localidade foram o Alferes Guilherme Lopes Viegas, proprietário de muitas terras herdadas de seu pai, e o Tenente Antônio Lopes Viegas, conhecido como fundador de Angicos. No ano de 1803, Guilherme Lopes já estava plenamente instalado numa área por ele chamada de Pernambucozinho, numa referência a Pernambuco, seu Estado de origem.

Foi exatamente em torno dessa propriedade, num local onde vários caminhos se encontravam, que nasceu o povoamento do Saco. O alferes Guilherme Lopes Viegas teve dois casamentos e dezenove filhos, contribuindo, decisivamente, com seu trabalho e seus descendentes, para o crescimento do povoado. O seu solene nome, Lopes de Viegas, passou a ser distorcido por muitos, que chamavam de “Lotes de Éguas”.

Por isso, os seus descendentes tiraram a palavra Viegas, que representava a fidalguia espanhola, e assim a principal família da história da localidade passou a se chamar apenas Lopes.

O educador pioneiro do povoado foi o padre Luiz Guimarães, que depois de ser suspenso das Ordens decidiu morar na localidade e trabalhar na educação das pessoas. Esse trabalho foi seguido, em 1940, por outros bravos educadores, destacando-se os professores Estevam Egídio Pessoa, Cecília da Silva e Maria Antonieta da Silva. Mais tarde, em 1955, começava a atuação da educadora Libânia Lopes Pessoa, que ficou conhecida pelo seu trabalho junto à juventude local. No ano de 1950, o povoado mudou de nome, passando a se chamar Itajá, palavra do idioma tupi-guarani que significa Terras de Pedras.

A partir de 1970 o povoado de Itajá começou a se desenvolver mais rapidamente, primeiro com a chegada da energia elétrica e das telecomunicações e depois, com a instalação de sua primeira cerâmica, por iniciativa de João Eudes Ferreira, abrindo caminho para a implantação de um polo cerâmico.

Devido à prosperidade econômica de Itajá, vinda do polo cerâmico, da agricultura, da extração da cera de carnaúba e da semente de oiticica, além de uma crescente produção de leite, os filhos da terra iniciaram a luta pela sua autonomia política. No dia 26 de julho de 1992, através da Lei nº 6.299, Itajá foi desmembrado de Ipanguaçu e elevado à condição de município do Rio Grande do Norte.

Elevado à categoria de município e distrito com a denominação de Itajá, pela lei estadual nº 6299, de 26 de junho de 1992, desmembrado de Ipanguaçu. Sede no atual distrito de Itajá ex-povoado, constituído do distrito sede, instalado em 01 de janeiro de 1997, em divisão territorial datada de 2003, o município é constituído do distrito sede, assim permanecendo em divisão territorial datada de 2007.

1.2. Caracterização do município: aspectos físicos

1.2.1. Geologia

O município de Itajá encontra-se inserido geologicamente na Província Borborema, correspondente ao Domínio Rio Piranhas - Seridó, constituído pelas rochas do Complexo Caicó; Suíte Poço da Cruz; Formações: Jucurutu, Seridó, Suítes Intrusivas Itaporanga; Depósitos Aluvionares, conforme mostrado na Figura 2.

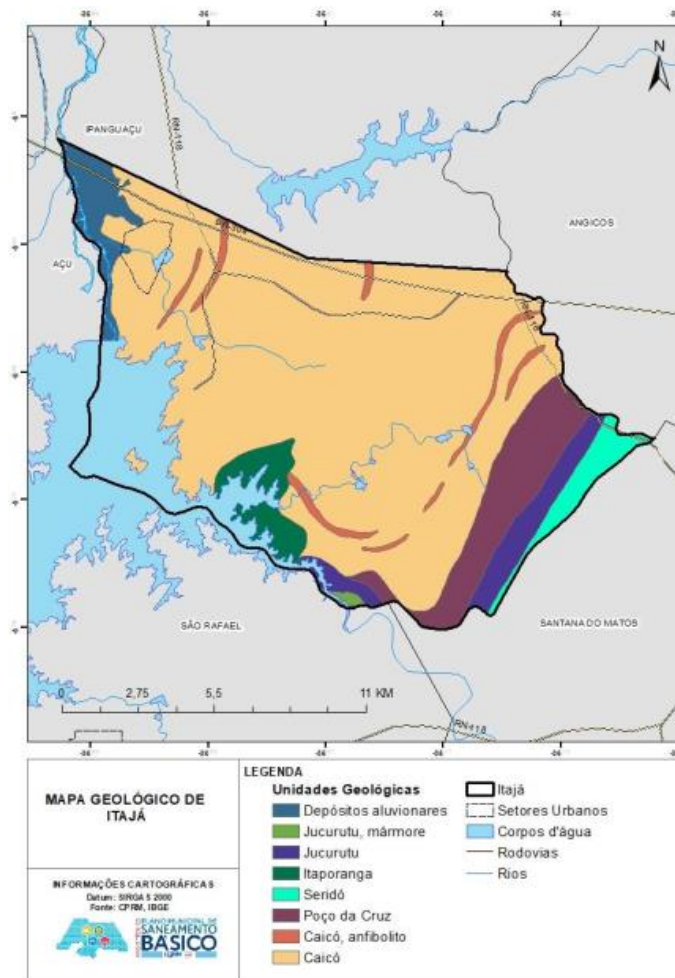


Figura 2 - Mapa geológico do município de Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019)

As principais formações geológicas encontradas no município de Itajá são o complexo Caicó, a unidade de ortogneisse, a suíte do Poço da Cruz.

A suíte Poço da Cruz ocorre no subdomínio do embasamento Rio Piranhas, sempre associado ao Complexo Caicó e, em grande parte, posicionado próximo aos contatos tectônicos embasamento paleoproterozóico/supracrustais neoproterozóicas, associados a zonas de cisalhamento compressionais. Constituem corpos tabulares (sheets) de espessuras bastante variáveis ou plutons de dimensões batolíticas.

A Formação Jucurutu consta, essencialmente, de gnaisses de cor cinzento azulada com lentes de epidoto, uniformemente distribuídas e que podem evoluir até formar tactitos, muitas vezes scheelitíferos, com abundantes intercalações lenticulares de mármore, às vezes associados a tactitos scheelitíferos. Jardim de Sá (1994) aborda que os mármore e as formações ferríferas da Formação Jucurutu, junto com a tendência calcítica quartzítica dos paragneisses, indicam

um ambiente de deposição marinho raso. Alguns níveis de quartzitos e metaconglomerados basais podem representar depósitos continentais.

A Formação Seridó possui uma litologia dominante que consta de micaxistos feldspáticos ou aluminosos de fácies de médio a alto grau metamórfico, com sítios restritos de fácies de baixo grau metamórfico.

A Suíte Intrusiva Itaporanga é constituída de um conjunto de rochas graníticas e tem como principal característica uma textura porfirítica grossa a muito grossa, constituída por megacristais de feldspato potássico que podem atingir até cerca de 10 cm de comprimento. Petrograficamente ela é representada por anfibólio-biotita ou biotita monzogranitos, variando a quartzo monzonitos, sienogranitos ou granodioritos,

Os Depósitos Aluvionares ocorrem ao longo dos vales dos principais rios que drenam o estado do RN. São constituídos por sedimentos arenosos e argilo-arenosos, com níveis irregulares de cascalhos, formando os depósitos de canal, de barras de canal e da planície de inundação dos cursos médios dos rios. Originam-se por processos de tração subaquosa, compreendendo fácies de canal e barras de canal fluvial.

Os depósitos de canal se constituem nos principais jazimentos de areia em volume de reservas para uso na construção civil, enquanto nos depósitos de planície (várzea) encontram-se as argilas vermelhas e subordinadamente as argilas brancas.

1.2.2. Relevo

Para análise altimétrica, o intervalo entre classes utilizado neste trabalho é aquele que resulta do método de aproximação denominado “Quebra Natural” (Natural Breaks) desenvolvido por Jenks, as altitudes do município de Itajá variam entre 18 e 159 metros de altitude, conforme mostrado na Figura 3.

As características do relevo do Município revelam duas áreas de diferenciação geomorfológica ligadas à Planícies e Terraços Fluviais, e Depressão Sertaneja Setentrional.

Esta, por sua vez, é resultado das ações de agentes climáticos sobre as rochas da região em diferentes períodos geológicos até a formação dos depósitos sedimentares do quaternário, fato que produziu características peculiares a este relevo, conforme pode ser observado na Figura 4.

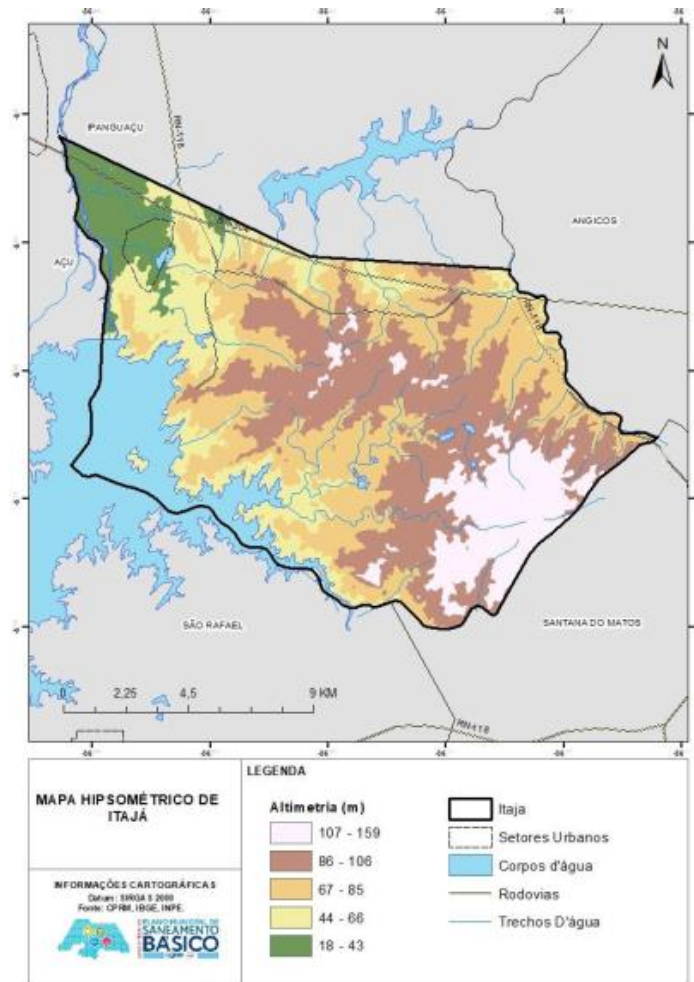


Figura 3 - Mapa hipsométrico de Itaja. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itaja, 2019)

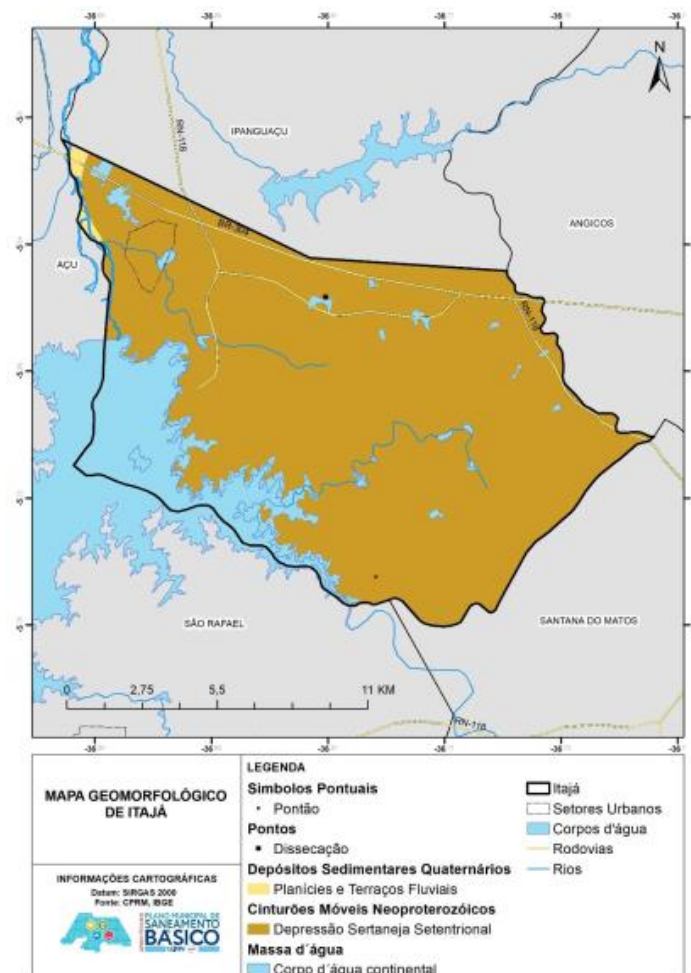


Figura 4 - Mapa geomorfológico de Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019)

As Planícies e Terraços Fluviais se encontram no domínio morfoestrutural dos Depósitos Sedimentares Quaternários e região geomorfológica das Formas Agradacionais Atuais e Subatuais Interioranas. Faz parte de um modelado de acumulação de planície e terraço com topografia plana comum às planícies, contudo marcada por alterações de terraços mais antigos (IBGE, 2006a).

A Depressão Sertaneja Setentrional se encontra no domínio morfoestrutural dos Cinturões Móveis Neoproterozoicos e região geomorfológica da Depressão Sertaneja. Faz parte de um modelado de dissecação homogênea com formas de topo convexo com densidade de drenagem baixa e aprofundamento de incisões de até 50 metros, e, também, forma de topo tabular, com áreas de densidade de drenagem baixa e aprofundamento de incisões de até 100 metros, e áreas com densidade de drenagem muito baixa com aprofundamento de incisões de até 50 metros.

1.2.3. Recursos Hídricos

O município de Itajá encontra-se totalmente inserido nos domínios da bacia hidrográfica Piranhas-Açu, sendo banhado pelas sub-bacias dos Rios Piranhas e das Sombras (Figura 1.11).

Os principais tributários são: a Norte, os riachos Pocete, Viana, Mundo Novo, Capim Santo e da Bisca; a sul/sudeste, o município é banhado pelo Açude Armando Ribeiro Gonçalves e pelos riachos do Mulungu e da Pedra Rachada; a oeste, os riachos Pocete e Cachoeira Grande; a leste, o Rio das Sombras e os riachos Cachoeirinha, Oiticica, da Marcação e da Varginha.

Os principais corpos de acumulação são: os açudes Latadinha e Armando Ribeiro Gonçalves, além da lagoa da Cauã. O padrão de drenagem é o dendrítico e todos os cursos d' água, à exceção do Rio Piranhas-Açu, perenizado pela barragem, tem regime intermitente.

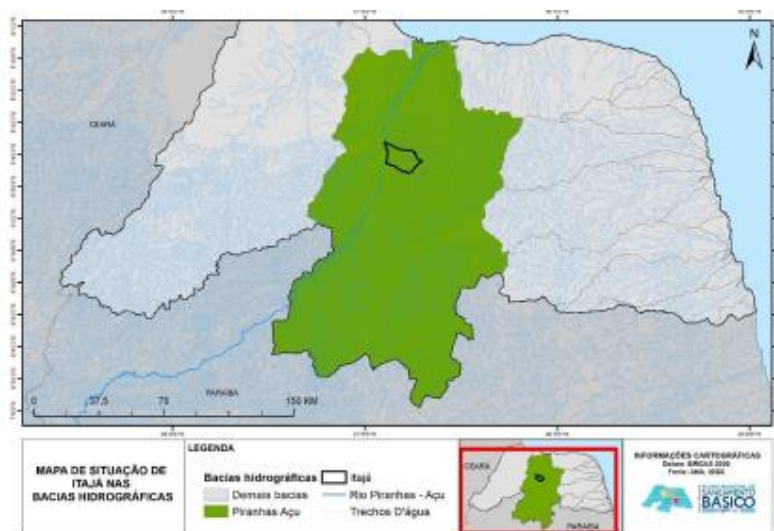


Figura 5 - Situação do município de Itajá em relação às bacias hidrográficas. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019)

Em relação às águas subterrâneas, o município de Itajá está inserido no Domínio Hidrogeológico Intersticial, Domínio Kárstico-fissural e no Domínio Hidrogeológico Fissural.

A Formação Jandaíra apresenta variação litológica vertical e horizontal e inclui calcários, margas, siltitos, argilitos e dolomitos. O Aquífero Jandaíra corresponde à porção superior da Formação Jandaíra composta por calcários, apresentando uma superfície total da ordem de 14.120 km².

Dados dimensionais e hidrodinâmicos médios do Aquífero Jandaíra revela profundidade do nível das águas subterrâneas com variação de 40 a 170 m nas zonas de recarga (de maiores cotas topográficas).

O Aquífero Jandaíra apresenta espessuras que variam, em geral, entre 50 e 250 m, definidas pela ocorrência de cavernas, condutos e fraturas nesses intervalos. Nos locais em que atinge profundidades superiores a 300 m, não é comum a existência dessas feições porosas e permeáveis.

As características do aquífero fissural é apresentada por espessuras rasas variando de 25,0 a 75,0 m, retratando uma baixa potencialidade hidrogeológica devido sua formação principalmente por rochas fraturadas de caráter heterogêneo e anisotrópico, com poços pouco profundos e de baixas vazões.

1.2.4. Vegetação

De acordo com relatório do IBAMA e MMA (2010), a caatinga é o bioma predominante em 95% do Rio Grande do Norte, bom como é majoritário na quase totalidade dos estados da Região Nordeste.

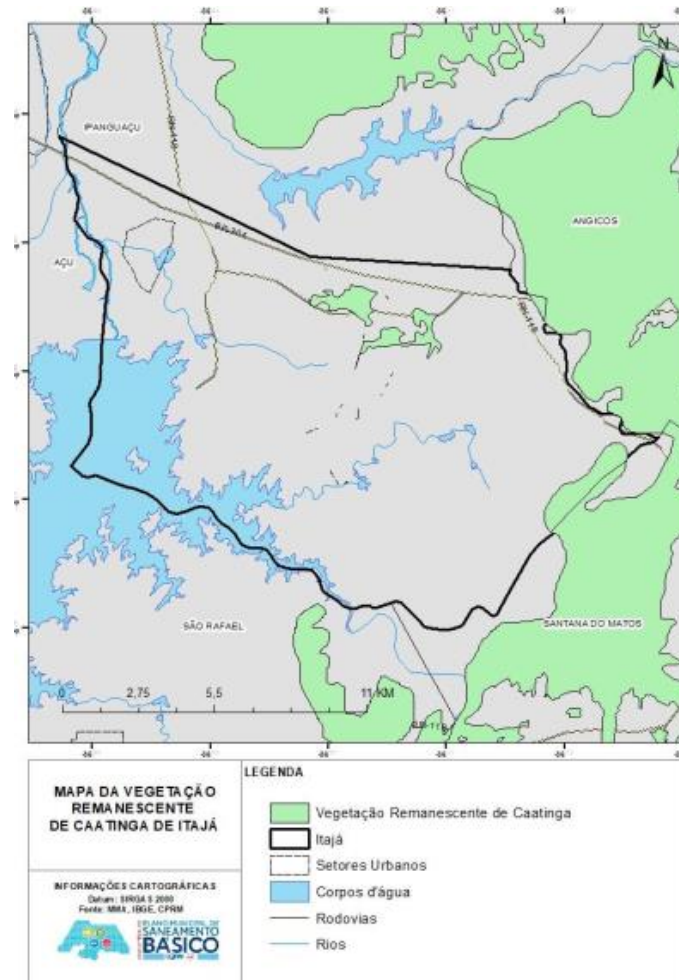
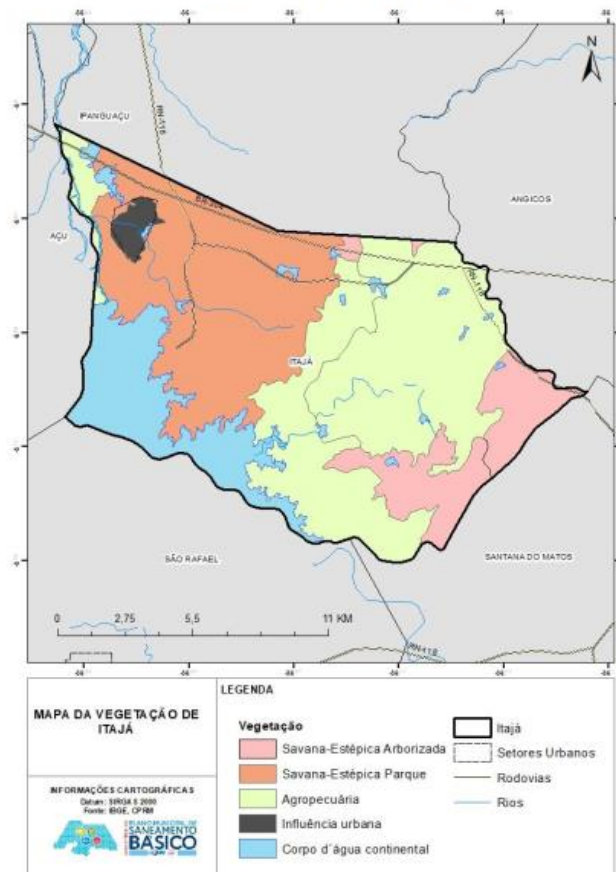


Figura 6 - Remanescentes de caatinga em Itajá. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019)

Figura 1.14 - Mapa de vegetação de Itajaí



Fonte: Equipe de Apoio Técnico da UFRN, 2019.

Em relação à cobertura vegetal apresentada na Cartografia, faz-se necessário destacar a presença de duas estruturas: oriundas dos espécimes originários do bioma da Caatinga e as zonas de ocupação e uso do solo para atividade econômica e urbana.

Na ocupação do solo, todavia, destaca-se cerca de metade da superfície para uso agropecuário, fato que reforça a condição diminuta das reservas de cobertura vegetal, bem como contextualiza a dimensão ambiental das principais práticas econômicas e suas respectivas implicações na paisagem.

Esta combinação entre cobertura vegetal composta por remanescentes de classes de vegetação e práticas agrovispatoris, constituindo-se como uma das marcas para a caracterização comum das áreas sertanejas no Rio Grande do Norte, composta por complexos processos humanos e naturais.

2. SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DO MUNICÍPIO

Os sistemas de abastecimento de água e de esgotamento sanitário do município de Itajá são operados diretamente pelo município. Atuando na prestação de apoio ao abastecimento das áreas rurais que não possuem rede de abastecimento, a Prefeitura Municipal conta com o auxílio da Secretaria Municipal de Agricultura, Pesca e Meio Ambiente, que possui 32 colaboradores, sendo eles: 06 operadores de Estação de Tratamento de Água, 01 supervisor de Estação de Tratamento de Água, 02 motoristas, 04 operadores de trator, 01 sepultador, 08 jardineiros, 02 operadores de retroescavadeira, 02 operadores de escavadeira, 02 operadores de moto niveladora, 04 Auxiliares de Serviços Gerais (ASG).

O ponto de captação da água localiza-se no canal do Pataxó, na bacia hidrográfica Piranhas/Açu por um sistema isolado, alimentado pela Barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves. Em seguida a água é recalçada através de uma estação elevatória para a estação de tratamento de água da sede e distribuída por gravidade para a população.

A sede urbana do município de Itajá é abastecida pelo referido sistema, o qual é composto por:

- Captação (Canal do Pataxó);
- Adutora de água bruta;
- Tratamento;
- Estações de bombeamento de água tratada;
- Adutoras de água tratada;
- Estações Elevatórias do tipo booster;
- Rede de distribuição.

Além disso, dados do anuário estatístico (2015) do IDEMA, identificaram um total de 7 poços perfurados no município, entre os anos de 1980 e 2014. No entanto, verificou-se a existência de dez poços tubulares mantidos pelo município e cinco poços particulares.

O município possui Outorga de Direito do Uso da Água 0188/2017, tendo como finalidade o abastecimento humano, abrangendo a zona urbana, como também as comunidades de Samba Quixaba, Mulungu, Rio do Meio, Corte Azul e São Francisco, com vazão captada para abastecer uma população de 7.457 habitantes, com validade até 2025.

2.1. Descrição do sistema de abastecimento de água potável na zona rural

Um total de 16 comunidades pertencem à zona rural do Município de Itajá, são elas: Acauã, Carauá, Maracajá, Mulungu, Araras, Coroa Grande, Latadinha, Marcação, Sítio Nova Cachoeirinha, Rio do Meio, Samba-Quixaba, São Francisco, Sombra, Santa Luzia, Fazenda Pinturas e Oscar Nelson. As comunidades estão instaladas a uma distância média de 11,4 km da sede, sendo a comunidade Carauá a mais afastada da área urbana com 20 km de distância.

Faz-se importante destacar que de acordo com o Plano Diretor de Itajá (2013), o município não possui distritos. Vale ressaltar, que nenhuma das localidades mostradas no mapa tem lei de criação, bem como não possui sua delimitação definida em legislação, o que dificulta a gestão e a prestação dos serviços de saneamento nos sítios situados nas divisas das cidades, uma vez que há dúvidas quanto a responsabilidade de cada municipalidade.

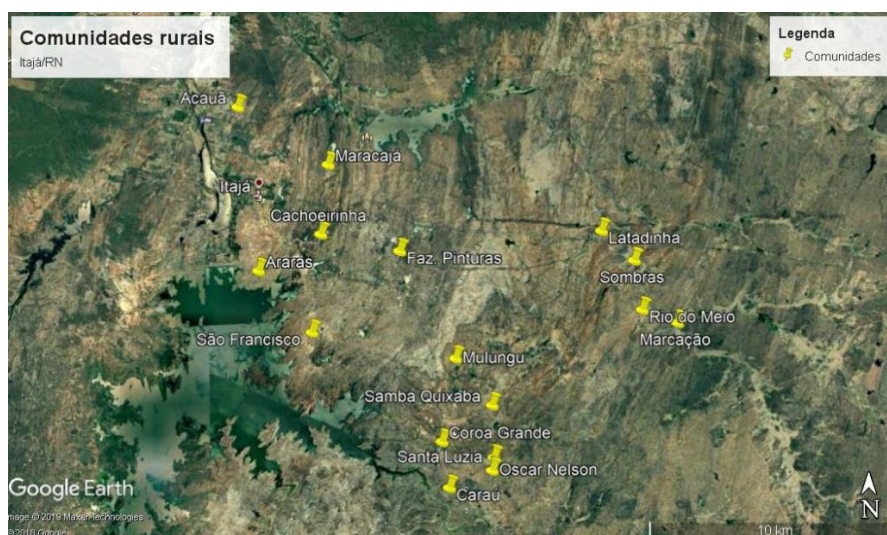


Figura 7 - Localização das comunidades rurais no município de Itajá/RN. Fonte: (Prefeitura Municipal de Itajá, 2019)

Com exceção das comunidades Acauã e Araras, que são servidas pelo SAA que abastece a sede urbana, e da comunidade Latadinha que é abastecida pela CAERN, todas as demais comunidades têm seu abastecimento de água por meio de caminhão pipa. A distribuição desse abastecimento é feita pela Secretaria Municipal de Agricultura, Pesca e Meio Ambiente.

O Plano Diretor do município destaca algumas problemáticas do abastecimento da zona rural tais como a ausência de tratamento da água nos sistemas coletivos utilizados nas localidades rurais de Araras e Acauã, que no caso é agravado pela irregularidade na distribuição do agente desinfetante (hipoclorito de cálcio).

Por outro lado, em muitos domicílios que possuem fontes de abastecimento (superficiais ou subterrâneas) cujas águas apresentam elevada turbidez ou concentração de sais, as águas captadas pelas cisternas são utilizadas para o uso doméstico com exceção da dessedentação.

Além disso, as cisternas são utilizadas para receber água de caminhões pipas em anos de estiagem severa, quando os açudes, poços ou cacimbões secam ou diminuem a vazão. Quando declarada situação de calamidade pública, o Município pode ser abastecido pela Operação Pipa, que é uma ação do Exército brasileiro decorrente de um convênio assinado entre o Ministério da Defesa (MD) e o da Ministério do Desenvolvimento Regional (MDR).

A administração Municipal dispõe de um caminhão pipa que eventualmente atua na zona rural em anos em que a estiagem é mais severa. De acordo com as informações registradas pela população das comunidades rurais de Itajá, os maiores problemas referentes a esse abastecimento de água são os seguintes:

- Falta tratamento de água adequado;
- Insuficiência na quantidade de água;
- Falta regularidade na distribuição dos caminhões pipa;
- Ausência rede de distribuição na maioria das comunidades;
- Número de cisternas insuficiente para atender a demanda da Zona Rural;
- Falha no monitoramento da qualidade da água.

2.2. Comunidade São Francisco

A comunidade São Francisco está localizada a 8 km da sede do município com 17 residências e aproximadamente 68 moradores. Possui o sistema de abastecimento de água proveniente de carros pipa da prefeitura. Existe um poço perfurado, porém atualmente encontra-se fora de operação. Uma parcela das residências dessa comunidade faz o sistema de armazenamento de água através de cisterna

Vale ressaltar que pelo sistema de abastecimento de água se dá pela prefeitura, o sistema de fiscalização da higienização das cisternas, mantida pelos moradores das comunidades, não é tão eficaz quanto o necessário para garantir as condições de potabilidade da água.

3. LEVANTAMENTO DE ESTUDOS E PLANOS EXISTENTES

Em levantamento realizado junto a Prefeitura de Itajá foi informado a inexistência de estudos ou planos para a área objeto deste estudo.

4. ELEMENTOS PARA CONCEPÇÃO DOS SISTEMAS

Neste item serão apresentados os parâmetros de projeto, a estimativa populacional e os estudos de demanda que foram utilizados para dimensionamento dos sistemas de abastecimento de água das comunidades rurais Toco e adjacências, integrantes do sistema de abastecimento Riacho da Volta.

4.1. Parâmetros de projeto

Os parâmetros de projeto tem a função de quantificar e definir as unidades das diversas alternativas de concepção de projeto. Os principais elementos e parâmetros são:

- Normas adotadas
- Área de Projeto
- Alcance do Estudo
- Consumo per capta
- Coeficientes de reforço (k_1 ; k_2)
- Estudo demográfico
- Níveis de atendimento no período de projeto

4.2. Normas adotadas

Na elaboração deste Projeto Básico foram utilizados os parâmetros e especificações técnicas sugeridas pela CAERN e pelas seguintes Normas:

- **NBR 9822** – Execução de tubulações de PVC Rígido para Adutoras e Redes de Água
- **NBR 12211** – Elaboração de Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água
- **NBR 12 586** – Cadastro de Sistema de Abastecimento de Água
- **NBR 12217** – Elaboração de Projeto de Reservatório de Distribuição de Água para Abastecimento Público
- **NBR 12218** – Projeto de Rede de Distribuição de Água para Abastecimento Público.

4.3. Coeficientes de reforço

Os valores adotados são os usualmente utilizados em sistemas de abastecimento de água para comunidades de porte médio, associada às prescrições normativas da ABNT NBR 12218.

Coeficientes de variação de consumo

Coeficiente do dia de maior consumo (k_1): 1,20

Coeficiente da hora de maior consumo (k_2): 1,50

4.4. Parâmetros de dimensionamento

Na inexistência de estudos de consumo de água, foram adotados os seguintes parâmetros:

- Consumo per capita: 150 l/hab dia
- Índice de Perdas: 25%

A vazão média de abastecimento ($Q_{méd}$), em l/s, é dada pela seguinte expressão:

$$Q_{méd} = \frac{P \cdot q}{86400 \cdot (1 - IP)} \quad \text{Equação 1}$$

A vazão máxima diária ($Q_{máx,dia}$), em l/s, para abastecimento de populações é dado pela seguinte expressão:

$$Q_{máx,dia} = \frac{P \cdot q \cdot k_1}{86400 \cdot (1 - IP)} \quad \text{Equação 2}$$

A vazão máxima horária ($Q_{máx,hor}$) é dada pela seguinte expressão:

$$Q_{máx,hor} = \frac{P \cdot q \cdot k_1 \cdot k_2}{86400 \cdot (1 - IP)} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

- P – População de fim de plano;
- q -Consumo per capita
- k_1 - Coeficiente do dia de maior consumo
- k_2 - Coeficiente da hora de maior consumo
- IP – Índice de Perdas

Serão considerados, além do IP, a majoração por meio dos coeficientes de reforço k_1 e k_2 . Para o dimensionamento da adutora será considerado apenas a majoração para o dia de maior consumo, enquanto para a rede de distribuição a majoração será realizada pelo coeficiente K, dado pelo produto $k_1 k_2$.

5. AUTO GESTÃO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA PARA COMUNIDADES RURAIS

Para o caso de comunidades rurais recomenda-se que seja utilizado o sistema de autogestão do sistema de abastecimento. Conforme (SILVA, 2016), o Plano Nacional de Saneamento Básico (Plansab) reconhece a importância das medidas estruturais para combate ao déficit no acesso ao saneamento, por outro lado, destaca a necessidade atual da aplicação de medidas estruturantes para a sustentabilidade futura dos projetos de saneamento:

“[...] o Plansab procura deslocar o tradicional foco dos planejamentos clássicos em saneamento básico, pautados na hegemonia de investimentos em obras físicas, para um melhor balanceamento destas com medidas estruturantes, a partir do pressuposto de que o fortalecimento das ações em medidas estruturantes assegurará crescente eficiência, efetividade e sustentação aos investimentos em medidas estruturais. No horizonte do Plano, projeta-se a gradativa substituição dos esforços para a implantação de medidas estruturais para outros que valorizem fortemente as estruturantes.” (BRASIL, 2014)

Nessa perspectiva, a mobilização individual e da comunidade na execução e gerenciamento de seu próprio sistema de abastecimento comunitário de água são dimensões centrais para a sustentabilidade das infraestruturas físicas. A participação social é essencial para um adequado funcionamento dos sistemas.

Conforme estudado por (SILVA, 2016) a abordagem da demanda falhava principalmente em duas áreas: a falta de sustentabilidade a longo prazo e a falta de escalabilidade em grandes projetos. A alteração no paradigma ocorre para uma abordagem mais dividida entre as comunidades e agências externas em que é fornecido um apoio contínuo para a gestão, ao invés da abordagem anterior em que as comunidades assumiam por completo toda a operação e manutenção dos sistemas. A premissa da nova abordagem é que a sustentabilidade e escalabilidade podem ser alcançadas se as comunidades receberem apoio institucional em um nível adequado, um “plus” para sustentar o abastecimento de água da comunidade.

Este modelo baseia-se no entendimento de uma série de elementos básicos, como a alta iniciativa coletiva evidenciada através de uma variedade de fatores (um espírito comum de ajuda e responsabilidade, a participação equitativa de toda a comunidade na tomada de decisões, e uma noção de propriedade compartilhada do regime), e uma liderança forte (indivíduos ou grupos da comunidade capazes de fornecer supervisão, monitoramento e avaliação dos sistemas e dos trabalhadores). (SILVA, 2016)

6. ESTUDO POPULACIONAL E DE DEMANDAS

Para o desenvolvimento do estudo populacional foi realizada a contagem dos imóveis e, em seguida realizada a devida projeção levando-se em consideração o crescimento populacional do município para o período compreendido entre 2010 e 2021.

6.1. Estudo Populacional

No presente tópico será realizada a análise da população existente, estimando a projeção populacional mais adequada à realidade local, além de posteriormente determinar a demanda de água necessária para atendimento da população residente na área de projeto.

A adoção das metodologias tradicionais para o cálculo da população, nos levam a valores distorcidos com a realidade devido ao baixo número de pessoas em cada comunidade rural, desta forma, quando da realização da extrapolação dos dados para o período do horizonte de projeto, há a incidência de grandes erros, causando as distorções ora descritas.

Desta maneira, para determinação da estimativa populacional inicial (P₀) será levado em consideração a quantidade de moradias, e o número médio de pessoas por moradia – sendo sempre arredondado para mais, com a adoção de uma casa decimal.

Para a utilização do método geométrico de crescimento populacional função da população existente a cada instante. Este método é indicado para cidades de até 200.000 habitantes.

A razão de crescimento corresponde à razão de uma progressão geométrica:

$$r = \sqrt[t-t_0]{\frac{P}{P_0}} \quad \text{Equação 4}$$

A partir destas obtém-se:

$$P_t = P_0 \cdot (1 + i)^{(t-t_0)} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

- P_t – População final
- P₀ – População inicial
- i – Taxa de crescimento populacional
- t – ano final da contagem;

- t_0 – ano inicial da contagem

Este modelo admite o logaritmo da população crescendo linearmente com o tempo. O crescimento populacional é pressuposto ilimitado.

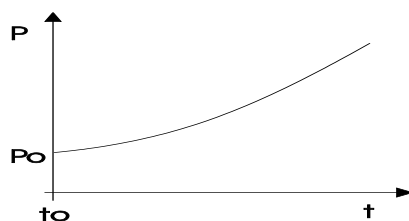


Figura 8 - Curva representativa do crescimento geométrico

Em seguida, tomando como base os dados oficiais do IBGE para o período 2010 - 2021, será calculada taxa de crescimento populacional, aplicando a seguinte equação:

Aplicando-se a equação 4, para o período considerado entre os anos 2010 e 2018, o município de Itajá apresentou uma taxa média anual de crescimento de aproximadamente 0,88920%.

A Tabela 4 mostra o cálculo da taxa de crescimento populacional para o município, considerado as informações populacionais disponíveis no site do IBGE.

Tabela 3 - Cálculo da taxa de crescimento populacional

ANO	POPULAÇÃO (hab.)	r
2010	6932	0,00889
2021	7641	

A estimativa populacional realizada em 2021 estimou uma população no município de Itajá de 7641 habitantes, e considerando a taxa de crescimento populacional determinada na Tabela 3, no 20º ano de implantação, a população do município de Itajá é estimada em 9202 habitantes.

Tabela 4 - Estimativa populacional para o município de Itajá-RN

ANO DE IMPLANTAÇÃO	ANO	POPULAÇÃO (hab.)
-	2021	7641
-	2022	7709
1	2023	7777
2	2024	7847
3	2025	7916
4	2026	7987
5	2027	8058
6	2028	8129
7	2029	8202
8	2030	8275
9	2031	8348
10	2032	8423
11	2033	8497
12	2034	8573
13	2035	8649
14	2036	8726
15	2037	8804
16	2038	8882
17	2039	8961
18	2040	9041
19	2041	9121
20	2042	9202

Conforme dados do Plano Municipal de Saneamento de Itajá, em 2014 a comunidade São Francisco apresentava uma população estimada em 68 habitantes, valor que manteve-se na estimativa populacional realizada em 2021.

Utilizando-se a mesma taxa de crescimento do município, calculada na Tabela 3, a comunidade São Francisco apresentará uma população de fim de plano estimada em 82 habitantes. A projeção populacional está mostrada na Tabela 5.

Tabela 5 - Estimativa populacional para a comunidade São Francisco

ANO DE IMPLANTAÇÃO	ANO	POPULAÇÃO (hab.)
-	2021	68
-	2022	69
1	2023	69
2	2024	70
3	2025	70
4	2026	71
5	2027	72
6	2028	72
7	2029	73
8	2030	74
9	2031	74
10	2032	75
11	2033	76
12	2034	76
13	2035	77
14	2036	78
15	2037	78
16	2038	79
17	2039	80
18	2040	80
19	2041	81
20	2042	82

6.2. Estudo de Vazões

Para o dimensionamento do sistema de abastecimento de água das comunidades rurais objeto deste projeto básico, considerou-se um consumo per capita diária de 150 l/hab e índice de perdas estimado em 30%.

Para realizar o dimensionamento levou-se em consideração o traçado predominantemente linear, apresentando características de rede ramificada.

Devido a essas características, há a necessidade de se prever vazões pontuais, pontos pré-estabelecidos, para que se mantenha o devido equilíbrio do sistema, porque, teoricamente, em redes ramificadas a vazão nas extremidades tende a ser nula, o que, em termos operacionais, não haveria o pleno abastecimento de residências situadas nos respectivos locais.

Além disso, por ser um sistema de abastecimento rural, a adoção de tais vazões possibilita dotar o sistema de certa capacidade de absorção de expansões em locais atualmente desabitados. Assim, o estudo de vazões encontra-se na Tabela 6.

Tabela 6 - Estudo de vazões para a comunidade rural São Francisco

ANO DE IMPLANTAÇÃO	ANO	POPULAÇÃO (hab.)	CONSUMO PER CAPITA (l/hab.dia)	Vazão (l/s)		
				Média	Máxima Diária	Máxima Horária
-	2021	68	150	-	-	-
-	2022	68		-	-	-
1	2023	68		0,169	0,202	0,304
2	2024	68		0,169	0,202	0,304
3	2025	68		0,169	0,202	0,304
4	2026	68		0,169	0,202	0,304
5	2027	68		0,169	0,202	0,304
6	2028	68		0,169	0,202	0,304
7	2029	68		0,169	0,202	0,304
8	2030	68		0,169	0,202	0,304
9	2031	68		0,169	0,202	0,304
10	2032	68		0,169	0,202	0,304
11	2033	68		0,169	0,202	0,304
12	2034	68		0,169	0,202	0,304
13	2035	68		0,169	0,202	0,304
14	2036	68		0,169	0,202	0,304
15	2037	68		0,169	0,202	0,304
16	2038	68		0,169	0,202	0,304
17	2039	68		0,169	0,202	0,304
18	2040	68		0,169	0,202	0,304
19	2041	68	0,169	0,202	0,304	
20	2042	68	0,169	0,202	0,304	

Desta maneira, foi considerada como a vazão mínima para atendimento das comunidades o valor de 1,5 l/s (5,4 m³/h), sendo essa a menor vazão que possibilita a velocidade mínima estabelecida na NBR 12218.

Além disso, a adoção da vazão mínima descrita anteriormente fez-se necessária para que seja possível o dimensionamento e operação das demais unidades do sistema, como bombas e estação de tratamento de água.

A vazão informada refere-se apenas à demanda para consumo humano, não sendo considerados volumes para irrigação e dessedentação animal.

7. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

7.1. Mananciais abastecedores

Para implantar os sistemas de abastecimento pode-se recorrer às diversas fontes para suprimento, dependendo das disponibilidades, facilidades e qualidade da água. A seguir são listadas as principais classes de mananciais.

7.1.1. Classes de mananciais

Atualmente, face à escassez de água, podem ser usados os mais diversos tipos de mananciais para abastecimento, inclusive de água dos mares e oceanos.

7.1.2. Abastecimento a partir de águas meteóricas

São abastecimentos feitos a partir das águas de chuva. O Peru, até alguns anos atrás, tinha uma cidade de 2.500 habitantes abastecida por este tipo de fonte. A Ilha de Fernando de Noronha, já foi totalmente dependente de abastecimento de água através de captação de águas de chuvas.

7.1.3. Abastecimento a partir de águas superficiais

As águas superficiais são as provenientes dos cursos d'água em geral, de rios, córregos, riachos, arroios, assim como de lagos, represas ou outro tipo qualquer de barragem de cursos d'água.

7.1.4. Abastecimento a partir de águas subterrâneas

Em geral, as águas subterrâneas são provenientes das fontes (aflorantes, de fundo de vale ou de fontes de encosta) e de poços rasos ou profundos.

7.1.5. Abastecimento a partir de água do mar

A água do mar para ser utilizada para consumo humano requer o processo de dessalinização. A dessalinização pode ser realizada por diversos processos, entre os quais, podem-se citar, os de osmose reversa, evaporação e destilação.

7.1.6. Tipos de captação de águas superficiais

Como as captações de águas superficiais podem ser feitas em diversos tipos de mananciais, vários fatores deverão ser levados em conta nos estudos e projetos.

7.1.6.1. Captação em rios

As tomadas d'água nos rios podem ser feitas de diversas formas, dependendo das condições apresentadas.

Localização de tomadas. Podem ser feitas nos trechos retos ou curvos dos rios. Nos trechos em curva, a margem côncava deve ser preferida para evitar o assoreamento, conforme indicado na Figura 9 abaixo apresentada.

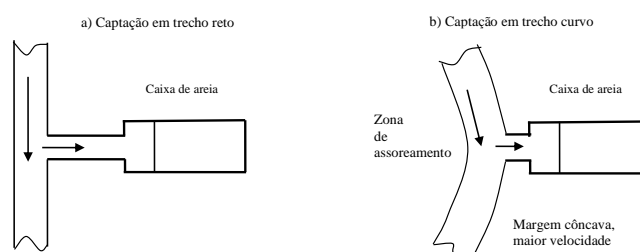


Figura 9 - Tipos de captação em rios. Fonte: (SILVA V. M., 2009)

O projeto de captação de água superficial deve ser feito com base em estudos hidrológicos, ou seja, conhecida a quantidade de água necessária, deve ser analisado se a captação tem capacidade para atender à demanda ao longo do projeto. Devem ser conhecidas as vazões mínima, média e máxima do curso d'água, assim como as suas vazões específicas, mínima, média e máxima, em l/s.km²

No que se prende à qualidade da água, devem ser levados em consideração os aspectos físico-químicos, bacteriológicos, bioquímicos e hidrobiológicos;

Outro aspecto de grande importância refere-se aos diversos custos envolvidos no projeto de captação, quais sejam: de execução da obra propriamente dita; de estradas de acesso, se for necessário; de desapropriações; de energia elétrica; de operação e manutenção; e de serviços de comunicação (telefone, rádio, etc.).

7.1.6.1.1. Partes constitutivas de uma captação

As captações em rios, em geral, devem dispor de:

- Barragens ou vertedores, para manutenção do nível ou para regularização da vazão;
- Órgãos de tomada d'água com dispositivos para impedir a entrada de materiais flutuantes ou em suspensão, grades, crivos e telas de diversos tipos e formatos;
- Dispositivos para controlar a entrada de água, como comportas, válvulas, adufas, etc.;

- d) Canais ou tubulações de interligação;
- e) Poços de tomada das bombas.

7.1.6.1.2. Tipos de captação em rios

Define-se como tomadas de água as obras ou dispositivos destinados a retirar ou desviar as águas de um manancial.

As captações podem ser do tipo direta, ou tomada d'água direta, conforme mostrado na Figura 9, através de barragem de nível (Figura 11), canal de derivação e canal de regularização.

Em qualquer tipo de captação de rio, é recomendável que a vazão mínima do rio ($Q_{\min.}$) seja sempre maior que a vazão de abastecimento (Q_{abast}) para que não haja risco de interrupção do fornecimento de água.

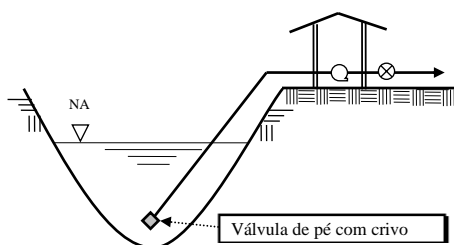


Figura 10 - Esquema da captação em rios. Fonte: (SILVA V. M., 2009)

As barragens de nível são construídas com a finalidade de permitir a elevação do nível de água no local da captação, permitindo assim, uma lâmina com altura satisfatória acima do crivo.



Figura 11 - Barragem de nível em concreto. Fonte: (SILVA V. M., 2009)

7.1.6.1.3. Dispositivos retentores de materiais estranhos

Para a retenção de materiais estranhos presentes na água, recomenda-se a construção de caixas de areia, conforme Ilustração 15.

São muito comuns nas captações de águas superficiais, os sólidos decantáveis, particularmente, a areia, materiais flutuantes ou em suspensão, como folhas, galhos de árvores plantas aquáticas (aguapés), assim como peixes, répteis e moluscos.

7.1.7. Captações sujeitas a grande oscilação de níveis de água

São captações feitas em lagos, lagoas ou barragens sujeitas a grandes variações de nível e nos quais a qualidade da água varia com a profundidade. Nestes casos, a captação de água é feita através de construções chamadas de torres de tomada, conforme Figura 12.

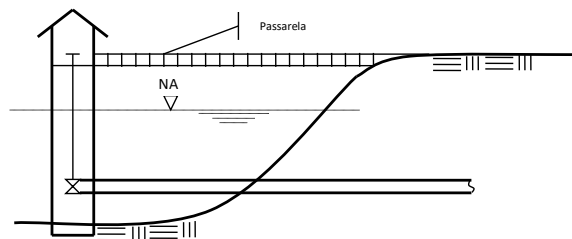


Figura 12 – Representação de torre de tomada d'água. Fonte: (SILVA V. M., 2009)



Figura 13 - Torre de tomada com passarela. Fonte: (SILVA V. M., 2009)

7.1.7.1. Sistema flutuante

É uma modalidade de captação na qual se utiliza de um dispositivo qualquer, capaz de flutuar, permitindo o seu deslocamento para pontos distintos onde forem melhores as condições de captação, conforme Figura 14.

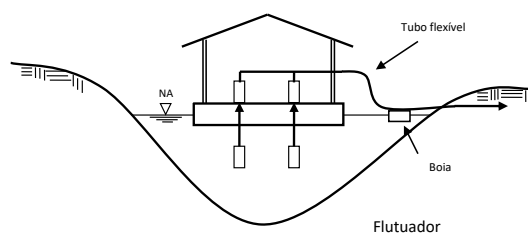


Figura 14 - Tomada d'água por meio de flutuante Fonte: (SILVA V. M., 2009)

O abastecimento através de reservatório de acumulação, quando a vazão média de abastecimento é menor que a vazão média afluyente, porém maior que vazão mínima, ou seja, quando $Q_{\text{médio(rio)}} > Q_{\text{abast.}} > Q_{\text{mín}}$, faz-se necessária a regularização da vazão média do rio ($Q_{\text{média}}$).

Em abastecimento de água, os projetos de captação em lagos e represas são mais onerosos pelo fato de exigirem maior grau de tratamento.

7.2. Adução

O transporte de água entre as diversas unidades de um sistema de abastecimento de água é feito por meio de canalizações chamadas de adutoras. Em geral, as adutoras são projetadas de forma que não existam ligações ao longo das mesmas, daí, diferenciando-se das redes de distribuição de água.

As adutoras podem ser por gravidade, em condutos livres (abertos ou fechados) ou em condutos forçados. As adutoras em conduto forçado, tanto podem ser por gravidade, como por recalque. Canalizações por recalque são aquelas que necessitam de mecanismo para impulsionar a água através delas.

7.2.1. Vazões de dimensionamento

As vazões de dimensionamento dos sistemas adutores, para quaisquer que sejam os trechos, não incluídos aqueles que ligam os reservatórios às redes de distribuição, devem ser calculadas em função das demandas máximas diárias.

A expressão utilizada para o cálculo da demanda máxima diária é:

$$Q = \frac{P \cdot q \cdot k_1}{3600N} \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

- P é a população de projeto;
- Q = quota per capita;
- k_1 = coeficiente do dia de maior consumo;

- N = número de horas de funcionamento diário do sistema de bombeamento.

Quando não existirem reservatórios de regularização ou compensação de fornecimento de água, ou seja, quando o bombeamento é feito direto na rede de distribuição, recomenda-se calcular as vazões para dimensionamento dos condutos pela expressão:

$$Q = \frac{P \cdot q \cdot k_1 \cdot k_2}{3600N} \quad \text{Equação 7}$$

onde:

- k_2 = é o coeficiente da hora de maior consumo.

Observe-se que neste caso, o sistema de bombeamento projetado deverá atender à demanda do dia e hora de maior consumo, (para suprir os picos de consumo), cuja função seria dos reservatórios.

7.2.2. Hidráulica de adutoras

Apresentam-se a seguir, as principais fórmulas e parâmetros levados em conta no estudo das adutoras.

7.2.2.1. Adução em condutos livres

Para o cálculo das adutoras em condutos livres são considerados os seguintes elementos: a vazão de dimensionamento; a perda de carga unitária; a forma do conduto; o material utilizado.

Para o dimensionamento usam-se as seguintes equações:

- a) Da continuidade, expressa por:

$$Q = A \cdot v \quad \text{Equação 8}$$

- b) De Chezy:

$$V = C\sqrt{R \cdot I} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

- Q = vazão de dimensionamento (m^3/s);
- A = a área da seção de escoamento (m^2);
- V = velocidade de escoamento (m/s).
- C = Coeficiente de rugosidade do canal ou coeficiente de Chezy;
- R = raio hidráulico (m) ou

$$R = \frac{A}{P} \quad \text{Equação 10}$$

- I = declividade (m/m);
- P = perímetro molhado do canal (m)

O coeficiente de Chezy pode ser calculado pela fórmula de Bazin:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{R}}} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

- m = coeficiente de rugosidade

O coeficiente C também pode ser calculado pela fórmula de Manning, expressa por:

$$C = \frac{1}{n} \sqrt[6]{R} \quad \text{Equação 12}$$

Ou ainda pela Fórmula de Ganguillet e Kutter

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{I} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{I}\right) \sqrt{\frac{n}{R}}} \quad \text{Equação 13}$$

Onde

- n = coeficiente de Manning e os demais parâmetros como já definidos.

A expressão de cálculo da vazão em canais pode ser obtida combinando-se as equações da Continuidade, de Chezy e de Manning, obtendo-se:

$$Q = A \cdot \frac{1}{n} R^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad \text{Equação 14}$$

Onde os parâmetros são os mesmos já definidos anteriormente.

7.2.2.2. Adutora por gravidade em condutos forçados

Para obtenção do diâmetro D de uma canalização por gravidade, podem ser utilizadas tanto a equação de Hazen-Williams quanto da fórmula Universal da perda de carga, ou fórmula de Darcy-Weisbach.

Em ambos os casos, considera-se o desnível geométrico igual à perda de carga, conforme mostrado na Ilustração 21. É importante lembrar que o desnível geométrico a ser considerado corresponde à diferença de carga hidráulica entre o nível de água mínimo de montante e o nível de descarga de jusante, que no

caso deve corresponder ao nível máximo da água no reservatório de jusante. Ou seja:

$$H_g = h_f = JL \quad \text{Equação 15}$$

A partir da equação de Hazen-Williams:

$$Q = 0,2785 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot J^{0,54} \quad \text{Equação 16}$$

Obtém-se:

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{Q}{0,2785 \cdot C \cdot J^{0,54}}} \quad \text{Equação 17}$$

Onde:

- Q = demanda máxima diária em m³/s;
- C = coeficiente de rugosidade da canalização, valor adimensional, variável com a idade da canalização;
- J = hf/L em (m/m)

Obtido o valor teórico do diâmetro D, adota-se o valor comercial imediatamente superior.

Na Tabela 7, abaixo apresentada, estão sugeridos os valores do coeficiente C, empregado na fórmula de Hazen Williams.

Tabela 7 - Valores de C sugeridos para a fórmula de Hazen-Williams

Tubos	Novos	Usados (10 anos)	Usados (20 anos)
Aço corrugado	60	-	-
Aço galvanizado rosqueado	125	100	-
Aço rebitado	110	90	80
Aço soldado comum, revestimento betuminoso	125	110	90
Aço soldado revestimento epóxi	140	130	115
Ferro fundido revestimento epóxi	140	130	120
Ferro fundido, revestimento argamassa cimento	130	120	105
Plástico (PVC)	140	135	130

No caso do emprego da Fórmula Universal,

Sendo

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Equação 18}$$

Onde:

- f = coeficiente de atrito;
- L = extensão da Adutora;
- g = aceleração gravitacional

Desta expressão podem ser deduzidas as seguintes equações:

Sendo:

$$v = \frac{Q}{A} \quad \text{Equação 19}$$

e

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{Equação 20}$$

Pode-se escrever:

$$h_f = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad \text{Equação 21}$$

$$Q = \left(\frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot h_f} \right)^{1/5} \quad \text{Equação 22}$$

$$D = \left(\frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot h_f} \right)^{1/5} \quad \text{Equação 23}$$

$$h_f = \frac{8 \cdot f \cdot L \cdot Q^2}{g \cdot \pi^2 \cdot D^5} \quad \text{Equação 24}$$

Para emprego da Fórmula Universal da perda de carga, a maior dificuldade é determinar o valor de f , quando as demais variáveis são conhecidas. O fator f é função da rugosidade interna da canalização (ϵ) a ser empregada, da temperatura da água, em função da qual se obtém a viscosidade cinemática da água (ν), e o número de Reynolds, como veremos adiante.

7.2.2.3. Adutora por condutos forçados

Para o cálculo das adutoras em conduto forçado são considerados os seguintes elementos e parâmetros: vazão de dimensionamento (Q); perda de carga unitária

(J); forma do conduto e o material de construção, do qual depende o coeficiente de rugosidade (coeficiente C); diâmetro D da canalização.

Para dimensionamento podem ser usadas as seguintes equações:

Para o dimensionamento usam-se as seguintes equações:

Da continuidade, expressa por:

$$Q = A \cdot v \quad \text{Equação 25}$$

De Chezy:

$$h_f = JL \quad \text{Equação 26}$$

Podendo J ser calculado pela fórmula Hazen-Williams, escrita sob a forma:

$$J = \left(\frac{Q}{0,2785 \cdot C \cdot 3} \right)^{1,85} \quad \text{Equação 27}$$

A partir da fórmula de Hazen-Williams podem ser obtidos os diversos elementos da adutora, ou seja:

$$Q = 0,2785 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot J^{0,54} \quad \text{Equação 28}$$

$$D = \sqrt[2,63]{\frac{Q}{0,2785 \cdot C \cdot J^{0,54}}} \quad \text{Equação 29}$$

$$v = 0,355 \cdot C \cdot D^{2,63} \cdot J^{0,54} \quad \text{Equação 30}$$

A perda de carga unitária ($J = hf/L$), também pode ser obtida pela Fórmula Universal da perda de carga, (recomendadas pelas Normas Brasileiras), onde:

$$h_f = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Equação 31}$$

Para o cálculo do fator de atrito “f” deverão ser consideradas as diversas situações de escoamento, ou seja, os regimes de escoamento laminar, turbulento e misto.

Como dito anteriormente, o coeficiente f, depende da rugosidade interna da canalização, da viscosidade do líquido, que por sua vez depende da temperatura e do número de Reynolds. Para o regime de escoamento laminar:

$$f = \frac{64}{Re} \quad \text{Equação 32}$$

Onde:

Re = número de Reynolds

$$Re = \frac{vD}{\nu} \quad \text{Equação 33}$$

Sendo,

v = velocidade de escoamento do líquido, (m/s)

ν = viscosidade cinemática do líquido, (m²/s), que é função da temperatura, no caso, para água.

No caso de regime de escoamento turbulento, para a condição de tubos hidráulicamente lisos, é possível utilizar-se a fórmula de Von Karman-Prandlt, resolvível por meio de iterações.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log Re \sqrt{f} - 0,80 \quad \text{Equação 34}$$

No caso de regime de escoamento turbulento, para a condição de tubos hidráulicamente rugosos, a fórmula de Von Karman-Prandlt assume:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = 2 \log \frac{D}{\varepsilon} + 1,14 \quad \text{Equação 35}$$

Para regime de escoamento turbulento, ou seja, para a zona de transição entre tubos hidráulicamente lisos e hidráulicamente rugosos, aplica-se a fórmula de Colebrook-White.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad \text{Equação 36}$$

Nas equações acima,

- D = diâmetro da canalização em (m);
- ε = rugosidade interna do tubo (m).

A ordem de grandeza da rugosidade interna (ε) depende do material das canalizações. Na Tabela 8 são indicadas as principais faixas de valores para os diferentes tipos de materiais.

Observe-se que o valor da viscosidade cinemática da água (ν) depende da temperatura da água, conforme mostrado na Tabela 8.

Tabela 8 – Viscosidade cinemática da água em função da temperatura

Temperatura (°C)	Viscosidade cinemática (m ² /s) x 10 ⁻⁶	Temperatura (°C)	Viscosidade cinemática (ν) (m ² /s) x 10 ⁻⁶
0	1,792	20	1,007

2	1,673	22	0,960
4	1,567	24	0,917
6	1,473	26	0,876
8	1,386	28	0,839
10	1,308	30	0,804
12	1,237	32	0,772
14	1,172	34	0,741
16	1,112	36	0,713
18	1,059	38	0,687

Na Tabela 9 são apresentados as rugosidades de referência ϵ para os principais tipos de canalizações empregadas nos sistemas de abastecimento de água.

Tabela 9 - Valores referenciais da rugosidade interna das canalizações

Tipo de conduto Rugosidade	Rugosidade, ϵ (mm)
Ferro	
Fundido não revestido novo	0,25 a 1,00
Fundido Incrustado	2,40-1,20
Fundido Revestido com asfalto	0,30-0,90
Fundido Revestido com cimento	0,05-0,15
Fundido com corrosão	1,00 a 1,50
Fundido muito corroído	até 3,00
Forjado enferrujado	0,15 a 3,00
Aço	
Galvanizado novo com costura	0,15-0,20
Galvanizado novo sem costura	0,06-0,15
Soldado revestido de Concreto	0,05 a 0,15
Soldado revestido esmalte	0,01 a 0,30
Rebitado revestido asfalto	0,9 a 1,8
PVC, Polietileno	0,06
Fiberglass	0,0052
Concreto	
Rugoso	0,40 a 0,60
Granular	0,18 a 0,40
Centrifugado	0,15 a 0,50
Liso	0,06 a 0,18
Muito liso	0,015 a 0,06

7.2.2.4. Parâmetros e elementos hidráulicos das adutoras por recalque

Para o dimensionamento dos sistemas adutores por recalque devem ser conhecidos previamente os seguintes parâmetros intervenientes:

- a vazão de adução, Q;
- o comprimento da adutora, L;
- o desnível a ser vencido, Hg;

- o material da fabricação do conduto, que determina a rugosidade das paredes.

Nas questões de adução por recalque procura-se determinar o diâmetro necessário D da linha adutora e a potência P da bomba que vai gerar a pressão necessária para vencer o desnível indicado, à vazão desejada.

Há uma infinidade de pares de valores para diâmetros (D) e potência (P) que permitem solucionar a questão para a mesma vazão de bombeamento.

Essa indeterminação é levantada, na prática, introduzindo-se a condição de mínimo custo da tubulação de diâmetro D e da bomba de potência P necessárias.

Com base nas condições acima, e mais uma série de hipóteses simplificadoras, chega-se a duas expressões básicas, que são as de Fórmula de Bresse e de Forcheimmer, largamente aplicadas no pré-dimensionamento dos condutos por recalque.

7.2.2.5. Pré-dimensionamento das adutoras por recalque

Para condições de bombeamento durante 24 horas e dependendo da escolha do coeficiente K, a Fórmula de Bresse pode dar uma boa ideia para diâmetro econômico das adutoras por recalque. A título de ilustração é mostrada a tabela abaixo para os valores de K em função das velocidades de escoamento.

$$D = K\sqrt{Q} \quad \text{Equação 37}$$

Tabela 10 – Tabela para estabelecimento de K em função da velocidade de escoamento.

V (m/s)	K	V (m/s)	K
2,26	0,75	1,27	1,00
1,99	0,80	1,05	1,10
1,76	0,85	0,88	1,20
1,57	0,90	0,65	1,40

Existem diversas fórmulas para pré-dimensionamento de adutoras por recalque, algumas das quais são mostradas a seguir:

- a) Para N < 24 horas por dia, recomenda-se o emprego da fórmula de Forcheimmer, ou seja:

$$D = K \left(\frac{N}{24} \right)^{1/4} \sqrt{Q} \quad \text{Equação 38}$$

Sendo:

- Q = vazão (m³/s), sendo que para menos de 24 horas de funcionamento/dia a vazão deverá ser corrigida, multiplicando-se 24/N.

- D = diâmetro (m)
 - K = os valores de K podem variar de 0,8 a 1,5
 - N = Número de horas de funcionamento adotado
- b) Para pouco funcionamento, recomenda-se:

$$D = 1,3 \left(\frac{N}{24} \right)^{1/4} \sqrt{Q} \quad \text{Equação 39}$$

O valor de K depende do peso específico do líquido, do regime de bombeamento e do rendimento do conjunto elevatório, da natureza do material da tubulação e dos preços unitários vigentes. De um modo geral, podem ser adotados valores que variam de 0,8 a 1,5.

Alguns projetistas se utilizam de $K = 1$, que de certo modo, dependendo da velocidade fornece um valor para o diâmetro que corresponde aproximadamente ao mais econômico.

7.2.2.6. Cálculo da altura manométrica de recalque

Conhecido o diâmetro da canalização principal torna-se possível estabelecer o diâmetro da sucção e das demais peças necessárias do arranjo hidráulico do sistema adutor.

Com isso é possível determinar as perdas de cargas nos diversos trechos da adutora e respectivas singularidades. A partir da ilustração 27 podem-se escrever as equações abaixo.

$$\left. \begin{array}{l} H_G = H_{g_{Rec.}} + H_{g_{Suc.}} \\ h_{f_R} = J_R \cdot L_R + \sum k \cdot \frac{v_R^2}{2g} \\ h_{f_S} = J_S \cdot L_S + \sum k \cdot \frac{v_S^2}{2g} \end{array} \right\} H_{man.} = H_g + J \cdot L + \sum k \cdot \frac{v^2}{2g} \quad \text{Equação 40}$$

$$H_{man_S} = h_S + J_S \cdot L_S + \sum k \cdot \frac{v_S^2}{2g} \quad \text{Equação 41}$$

$$H_{man_R} = h_R + J_R \cdot L_{sR} + \sum k \cdot \frac{v_R^2}{2g} \quad \text{Equação 42}$$

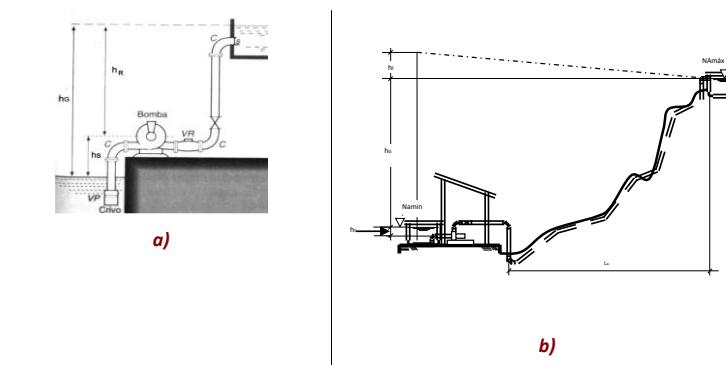


Figura 15 - Elementos hidráulicos das adutoras por recalque

Nas equações acima, os termos $\sum k \frac{v^2}{2g}$ representam as perdas localizadas nas diversas singularidades (peças, válvulas, conexões) dos trechos de recalque e sucção. Para o cálculo das perdas localizadas, os valores de k são os sugeridos na Tabela 18 abaixo mostrada.

Tabela 11 – Tabela para obtenção dos valores de k

PEÇAS	VALOR DE K	PEÇAS	VALOR DE K
Ampliação gradual	0,30	Junção	0,40
Bocais	2,75	Medidor Venturi	2,50
Comporta aberta	1,00	Redução gradual	0,15
Controlador de vazão	2,50	Saída de canalização	1,00
Cotovelo de 90°	0,90	Tê, passagem direta	0,60
Cotovelo de 45°	0,40	Tê de saída de lado	1,30
Crivo	0,75	Tê saída bilateral	1,80
Curva de 90°	0,40	Válvula de ângulo aberta	5,00
Curva de 45°	0,20	Válvula de gaveta aberta	0,20
Curva 22°30	0,10	Válvula borboleta aberta	0,30
Entrada de borda	1,00	Válvula de pé	1,75
Entrada normal	0,50	Válvula de retenção	2,50
Existência de pequena derivação	0,03	Válvula de globo aberta	10,00

7.3. Golpe de Aríete

Golpe de Aríete é o choque violento que se produz sobre as paredes de um conduto forçado, quando o movimento do líquido é modificado bruscamente. O fenômeno do golpe de Aríete, também denominado de “transiente hidráulico” ou “transitório”, consiste na alternância de depressões e sobrepressões devido ao movimento oscilatório da água no interior da canalização. Significa, basicamente,

uma variação de pressão, podendo ser verificado tanto em recalques como em sistemas por gravidade.

7.3.1. Descrição do fenômeno

O valor das sobrepressões e das depressões devem ser levados em conta por ocasião do dimensionamento das canalizações, embora, para alguns autores, o perigo de ruptura devido à depressão não seja dos mais significativos. Não obstante, quando o valor da depressão se iguala à da tensão de vapor do líquido, poderá dar-se o fenômeno da cavitação.

Entrando na fase das sobrepressões as bolhas de vapor de água se rompem bruscamente, podendo dar-se o caso, não muito frequente, do valor da sobrepressão produzida ultrapassar a valor suportado pela canalização, com conseqüente risco de ruptura. Os principais elementos protetores neste caso, seriam as ventosas e balões de ar comprimido, que serão estudados adiante.

Portanto, a análise do fenômeno e o correto estudo do golpe de Aríete são fundamentais no dimensionamento das canalizações, à medida que o cálculo errado pode conduzir a:

- a) superdimensionamento dos condutos, encarecendo as instalações de forma desnecessárias;
- b) tubulações calculadas com defeito, por conseguinte, correr risco de se romperem com freqüência.

7.3.2. Descrição do fenômeno em adução por gravidade

Quando a água se move por uma canalização (ver ilustração 28) com uma velocidade determinada e o escoamento cessa bruscamente pelo fechamento de uma válvula, a água mais próxima da válvula pára bruscamente, sendo empurrada pela que vem de trás.

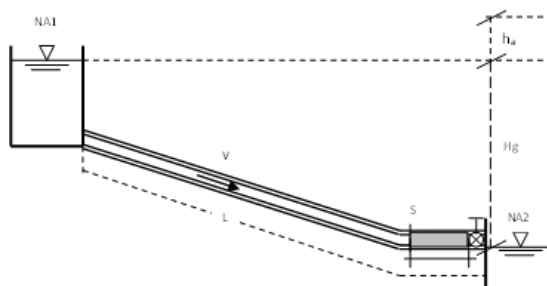


Figura 16- Mecanismo do golpe de Aríete em adução por gravidade

Embora a água seja pouco compressível, tudo se passa como se lâminas líquidas de água se comprimissem nas proximidades da válvula, uma após as outras, de

jusante para montante, até que se anule velocidade de escoamento na canalização. Esta compressão vai-se trasladando desde a origem, de maneira que ao final de certo tempo, toda a água da canalização fica nestas condições, concluindo-se a primeira etapa do golpe de Aríete.

Por conseguinte, forma-se uma onda de máxima compressão que se inicia nas proximidades da válvula e se traslada de volta à origem. A energia cinética que transporta a água se transforma em energia de compressão.

Decorrida a primeira fase do processo, ou seja, quando a água teoricamente para, esgota-se sua energia cinética e se inicia a descompressão no início da canalização, trasladando-se até a válvula. Pela lei pendular, o ciclo compressão-descompressão se repete com perda de energia a cada ciclo, originando no conduto variações ondulatórias de pressão que constituem o golpe de Aríete.

Em consequência, produzem-se transformações sucessivas de energia cinética em energia de compressão e vice-versa, comportando-se a água como um meio.

7.3.3. Descrição do fenômeno em sistemas por recalque.

Em sistemas de bombeamento (ver Ilustração 37), a parada brusca de motores produz o mesmo fenômeno, porém, ao contrário, iniciando-se a depressão da água nas proximidades da bomba, que se traslada até o final, para transformar-se em compressão que retrocede à bomba.

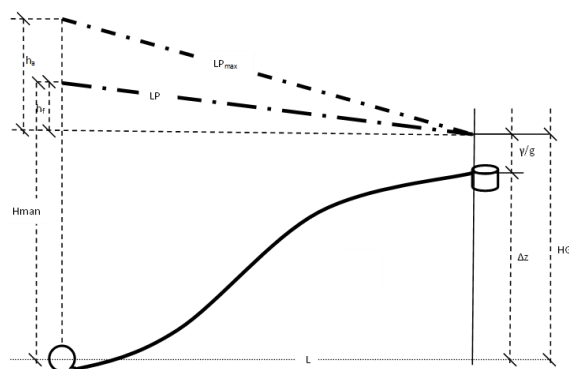


Figura 17- Representação do golpe de Aríete, sistemas de adução por recalque

Com efeito, quando da parada do conjunto elevatório, o fluido, inicialmente circulando com velocidade v , continuará em movimento ao longo da tubulação, até que a depressão na saída do conjunto elevatório, ocasionada pela ausência de líquido (devido à tendência de separação da coluna líquida), provoque sua parada. Nestas condições, viaja uma onda depressiva até a extremidade da adutora ou reservatório, de tal maneira que ao cabo de certo tempo toda a tubulação fica sob o efeito de uma depressão e com o líquido em repouso. Assim conclui-se a primeira etapa de golpe de Aríete.

Como a pressão na extremidade da linha é sempre superior a da canalização (principalmente se esta alimenta um reservatório pelo fundo), que se encontra sob os efeitos da depressão, se inicia um retrocesso do fluido para a válvula de retenção. Com a água a velocidade de regime, porém em sentido contrário, novamente se tem a pressão de partida na canalização, de maneira que ao cabo de certo tempo toda ela estará submetida à pressão inicial e com o fluido circulando a velocidade v .

O início da terceira fase é consequência do choque do líquido contra a válvula de retenção, de modo semelhante ao que se passa na primeira fase do ciclo em sistemas por gravidade. O resultado é um brusco aumento de pressão e uma parada progressiva do fluido, de modo que ao final de certo tempo todo o líquido na tubulação fica em repouso e a canalização submetida a uma sobrepressão de mesma magnitude da depressão inicial.

Na quarta fase começa a descompressão, iniciando-se de novo o movimento, que, ao cabo do tempo tem-se uma situação idêntica a que tínhamos no princípio, daí em diante repetindo-se o ciclo.

Tanto em adução por gravidade como em recalques, a duração de cada uma destas fases é igual ao comprimento da canalização dividido pela velocidade da onda. Chamando de L o comprimento da canalização e da celeridade, a fase ou período da onda pode ser representado por:

$$\tau = \frac{L}{a} \quad \text{Equação 43}$$

7.3.3.1. Celeridade

O valor da celeridade é determinado a partir da equação da continuidade e depende fundamentalmente das características geométricas e mecânicas da canalização, assim como de da compressibilidade da água. A velocidade de propagação ou celeridade da onda pode ser determinada pela fórmula de Allievi, ou seja:

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}} \quad \text{Equação 44}$$

Onde:

- a = celeridade (m/s)
- D = diâmetro da canalização (m)
- e = espessura da parede do tubo (m)
- K = coeficiente que depende do módulo de elasticidade do tubo

Tabela 12 - Valor de K empregado na fórmula de Allievi

MATERIAL CANALIZAÇÃO	DA	VALORES DE \square (KG/M ²)	K=(10 ¹⁰)/E
FERRO E AÇO LAMINADOS		2x10 ¹⁰	0,5
FERRO FUNDIDO		10 ¹⁰	1,0
CONCRETO ARMADURA	SEM	2x10 ⁹	5,0
FIBROCIMENTO		1,85x10 ⁹	5,5 (5-6)
PVC		3x10 ⁸	33,3 (20-50)
PE BAIXA DENSIDADE		2x10 ⁷	500
PE ALTA DENSIDADE		9x10 ⁷	111,11

A celeridade nas canalizações de ferro ou aço é da ordem de 1000 m/s e nas canalizações de materiais plásticos, da ordem de 400m/s.

Para tubos indeformáveis: quando o módulo de elasticidade do material (E) tende para infinito, a celeridade é da ordem de $a = 1.425$ m/s, que é a velocidade de propagação do som na água.

A espessura da parede dos tubos de ferro fundido dúctil pode ser determinada pela expressão:

$$e_{min} = k. (0,5 + 0,001DN) \quad \text{Equação 45}$$

Sendo

- k correspondente às séries k-7, k-8 e k-9.
- DN = diâmetro nominal da canalização

Constituem exceção:

- Para DN = 80, série k-7,

$$e_{min} = 4,3 + 0,008DN \quad \text{Equação 46}$$

- Para DN 100 a 300, da série k-7,

$$e_{min} = 4,75 + 0,003DN \quad \text{Equação 47}$$

- Para DN 80 a 200, série k-9

$$e_{min} = 5,8 + .0,003DN \quad \text{Equação 48}$$

Para tubos de PVC DEF^oF^o, a espessura das paredes dos tubos podem ser calculadas, aproximadamente, pela equação abaixo obtida da tabela de um dos principais fornecedores nacionais do produto:

$$e = 0,0413DN + 0,643 (mm) \quad \text{Equação 49}$$

sendo DN o diâmetro nominal da canalização em mm.

7.3.3.2. Tempos de fechamento de válvula e tempo de parada de bomba.

Define-se como o intervalo entre o início e o término de uma manobra, ou seja, o fechamento ou abertura, total ou parcial de uma válvula (tempo t), já que durante este tempo se produz a modificação do regime de escoamento do fluído. Este conceito é aplicável tanto a adução por gravidade quanto por recalque. No primeiro caso tem-se o tempo de fechamento da válvula e no segundo, o tempo de parada da bomba. No primeiro caso o tempo t é facilmente determinado através de medição com cronômetro. Já com o tempo de parada da bomba não acontece o mesmo.

Em resumo, na adução por gravidade, o fechamento de uma válvula pode efetuar-se em diferentes ritmos, sendo portanto um tempo t uma variável sobre a qual se pode atuar. Porém, nos sistemas de adução por recalque o tempo de parada é imposto, não sendo possível atuar sobre este, a não adicionando volantes de inércia ao conjunto elevatório.

Uma expressão para medição do tempo de parada de bomba foi proposto por Medilunce, ou seja:

$$t = c_e + \frac{k_e \cdot L \cdot v}{g \cdot AMT} \quad \text{Equação 50}$$

Onde:

- L = comprimento da canalização em (m);
- v = velocidade de regime da água em (m/s);
- g = Aceleração da gravidade = 9.81 m/s² ;
- AMT = Altura manométrica proporcionada pelo conjunto elevatório;
- c_e e k_e = coeficientes de ajuste empíricos;

O coeficiente c_e depende da declividade da linha piezométrica e K da extensão da adutora. Na Tabela 13 e Tabela 14 encontram-se os valores tabelados para c_e e k_e respectivamente.

Tabela 13 - Valores de c_e

AMT/L	c_e
< 0,20	1,0
≥ 0,40	0,0
≈ 0,30	0,6

Tabela 14 - Valores de k_e

$L (m)$	k_e
< 500	2,00
≈ 500	1,75
500 < e < 1.500	1,50
≈ 1.500	1,25
> 1.500	1,00

Sendo L o comprimento da canalização e a celeridade a , a velocidade de propagação da onda de pressão, $2xL/a$ será o tempo de retardo da onda para dar uma oscilação completa. Portanto, se o tempo de manobra for menor que este valor, diz-se que o fechamento é rápido caso em que a onda de sobrepressão será máxima.

Sem dúvida, se o tempo de manobra for maior que $2xL/a$, tem-se o que se chama de fechamento lento e nenhum ponto da adutora atingirá a sobrepressão máxima, já que a primeira onda positiva refletida retorna antes que gere a última negativa.

O caso mais desfavorável para a canalização ocorre com o fechamento instantâneo ($T \approx 0$). Na prática, isto só ocorre em bombeamento de grandes alturas de recalque. Resumindo, as manobras rápidas ou lentas devem satisfazer às seguintes condições:

a) rápida:

$$t < \frac{2 \cdot L}{a} \quad \text{Equação 51}$$

b) lenta:.

$$t > \frac{2 \cdot L}{a} \quad \text{Equação 52}$$

7.3.3.3. Cálculo das sobrepressões - fórmulas de Michaud e Allievi

Uma vez conhecido o valor do tempo t e determinado o caso em questão (fechamento lento ou rápido), o cálculo de golpe de Aríete se dará da seguinte forma:

No final do século XIX, Michaud propôs a primeira fórmula para avaliar o golpe de Aríete, ou seja:

$$h_a = \frac{2 \cdot L \cdot v}{g \cdot t} \quad \text{Equação 53}$$

Sendo:

- h_a = sobrepressão devida ao golpe de Aríete em (m.c.a)
- L = comprimento da canalização em (m);
- v = velocidade de regime do fluido em (m/s);
- $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- t = tempo de fechamento da válvula ou de parada da bomba em (s)

Para deduzir esta equação, Michaud não levou em consideração a compressibilidade da água nem a elasticidade da tubulação.

O limite de h_a se dá quando L é muito pequeno em relação a t , então:

$$h_a = \frac{L \cdot v}{g \cdot t} \quad \text{Equação 54}$$

7.3.3.4. Cálculo das pressões e subpressões máximas

Na Ilustração 30 encontram-se esquematizados os diagramas de distribuição de pressões ao longo das adutoras.

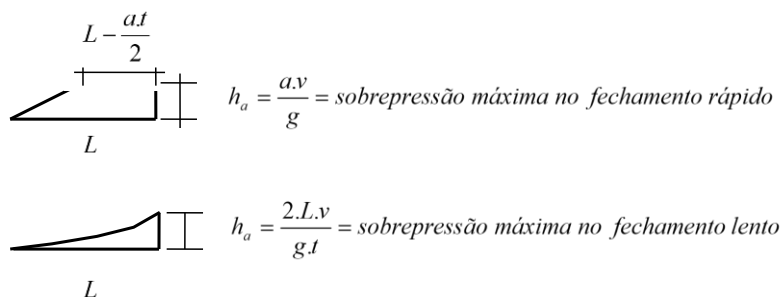


Figura 18 - Diagrama de distribuição de pressões ao longo das adutoras.

As pressões máximas geralmente ocorrem junto às válvulas de retenção ou aos conjuntos elevatórios das estações de bombeamento e podem ser expressas por:

$$H_{máx} = H_g \pm h_a \quad \text{Equação 55}$$

7.3.3.5. Medidas de proteção

A proteção das canalizações contra o golpe de Aríete ou as depressões pode ser feita, entre outras, das seguintes maneiras:

- Usos de válvula de retenção de diversos tipos;
- Usos de tubulações capazes, de melhor qualidade e maior espessura;
- Adoção de aparelhos limitadores do golpe de Aríete, como válvulas Blondelet;
- Adoção de válvulas de alívio;

- e) Emprego de câmaras de ar comprimido de diversos tipos e concepções;
- f) Empregos de tanques de amortecimento;
- g) g)Uso de volantes de inércia;
- h) Uso de chaminés de equilíbrios;
- i) Uso de ventosas.

7.3.3.6. Resumo Cálculo Golpe de Aríete

SITUAÇÃO	Sobrepensões (h_a)	Significado das variáveis
Fechamento rápido $t < \frac{2L}{a}$	$h_a = \frac{a \cdot v}{g}$	t = tempo de fechamento das válvulas (s) L = comprimento da canalização (m) v = velocidade de escoamento da água (m/s)
Fechamento lento $t > \frac{2L}{a}$	$h_a = \frac{2Lv}{gt}$	K = coeficiente relacionado com o módulo de elasticidade do material, Tabela 24. D = diâmetro da canalização (m) e = espessura da parede da canalização (m), obtido de tabela ou catálogos de fabricantes.
Pressão máxima e mínimas na linha	$H_{max} = HG + h_a$ $H_{min} = HG - h_a$	g = aceleração gravitacional, m/s ² HG = desnível geométrico (m) a = celeridade, calculada pela Fórmula de Allievi (m/s) $a = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D}{e}}}$

7.4. Ancoragem das adutoras

As forças que resultam nas singularidades (curvas, tês, extremidades), devido às pressões internas nas canalizações, podem ser representadas como mostrado na Ilustração 23 e expressas pelas equações 43 a 45.

$$\sum F_x = F_1 \cdot \cos \frac{\alpha}{2} - F_2 \cdot \cos \frac{\alpha}{2} \quad \text{Equação 56}$$

$$\sum F_y = 2 \cdot F_1 \cdot \sin \frac{\alpha}{2} \quad \text{Equação 57}$$

$$|F_1| = |F_2| = \gamma \cdot S \cdot h$$

Equação 58

$$R = 2 \cdot \gamma \cdot S \cdot P \cdot \text{sen} \frac{\alpha}{2}$$

Equação 59

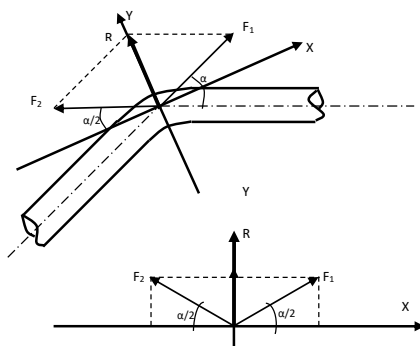


Figura 19 - Esforço nas canalizações em locais de singularidades

Onde:

- F_x = forças decompostas atuando na direção do eixo x;
- F_y = forças decompostas atuando na direção do eixo y;
- $F_1 = F_2$ são as forças atuantes na canalização;
- R = a resultante das forças atuantes F_1 e F_2 que atuam na direção do eixo y.

Definindo como P , a pressão interna na canalização e como γ , o peso específico da água ou do fluido, pode-se escrever

$$P = \gamma \cdot h$$

Equação 60

Logo:

- $R = F$ (esforço ou empuxo), em kg;
- S = Seção da canalização em m²;
- γ = peso específico do líquido;
- h = pressão interna expressa em metros coluna de água;
- α = ângulo da curva.

7.4.1. Ancoragem de tubulações apoiadas

Para o caso das tubulações apoiadas, o esforço resultante deve ser combatido com o peso próprio do bloco de ancoragem. O peso próprio do bloco dependerá,

neste caso, do coeficiente de atrito do bloco com o solo. A equação utilizada para expressar a relação é:

$$R = P \cdot \text{tg}\phi \quad \text{Equação 61}$$

Adotando-se um coeficiente de segurança de 1,2, tem-se:

$$R = 1,2 \cdot \frac{R}{\text{tg}\phi} \quad \text{Equação 62}$$

Onde:

- $\text{tg}\phi$ - coeficiente de atrito do solo com o bloco.

Para calcular o volume do bloco de ancoragem basta conhecer o peso específico do material.

$$V_c = \frac{P}{\gamma_c} \quad \text{Equação 63}$$

Onde:

V_c = volume do bloco

γ_c = peso específico do material do bloco

7.4.2. Ancoragem de tubulações enterradas

A Figura 20 - Blocos de ancoragem enterrados mostrada a seguir retrata a situação idealizada para ancorar as tubulações enterradas. Observe-se que a superfície A necessária para conter o empuxo R, é inversamente proporcional à capacidade ou tensão suportada pelo solo σ_t . De acordo com as ilustrações, pode-se escrever:

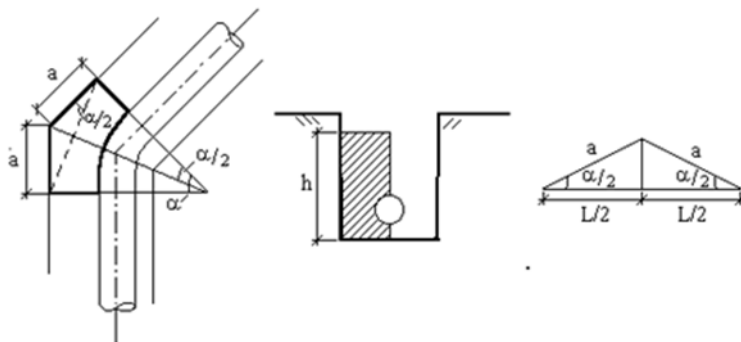


Figura 20 - Blocos de ancoragem enterrados

$$a = \frac{S \cdot P}{\sigma_v \cdot h} \cdot \text{tg} \frac{\alpha}{2} \quad \text{Equação 64}$$

Onde os elementos dados são:

- S = Área da superfície de contato do bloco em cm^2 ;
- σ_v = taxa do terreno em kg/cm^2 relativa ao lado do encosto ou na parede vertical da vala;

Quando for conhecida a taxa no terreno no fundo da vala, σ_h , a taxa a ser adotada para o encosto pode ser considerada igual à metade desta.

7.5. Estações elevatórias

As estações elevatórias são componentes do sistema de abastecimento de água utilizados em diversas etapas, como na captação, adução, tratamento e distribuição de água.

O desenvolvimento das tecnologias dos equipamentos eletromecânicos, e de materiais das tubulações, vem permitindo o emprego cada vez mais generalizados de estações elevatórias, para solucionar os mais variados problemas de transporte de água. Entre as razões que têm permitido essas facilidades, destacam-se:

- Existência de tubulações capazes de resistir a altas pressões de dispositivos complementares necessários à sua proteção;
- Disponibilidade cada vez maior de energia elétrica estável;
- Fabricação e aperfeiçoamento de novos tipos de bombas e em largas faixas de capacidade.

As estações elevatórias devem ser projetadas com concepção adequada para cada caso, utilizando-se convenientemente equipamentos e métodos construtivos para que seus custos sejam os mínimos possíveis, sem perda de eficiência.

Os principais parâmetros para dimensionamento de conjuntos elevatórios são:

- Capacidade de bombeamento: é o volume de líquido bombeado por unidade de tempo, normalmente expresso em m^3/h , m^3/s ou l/s .
- Altura geométrica de sucção ou altura estática ($H_{g,s}$): é o desnível geométrico entre o nível de água no poço de sucção e a linha de centro da bomba. Se o nível do líquido no poço de sucção está abaixo da linha de centro da bomba, diz-se que a sucção é negativa. Quando ocorre o inverso, diz-se que é positiva.
- Altura geométrica de recalque ($H_{g,r}$): é o desnível geométrico entre a linha de centro da bomba e o nível do líquido onde chega a tubulação de recalque.

- **Altura geométrica total (Hg):** é o desnível geométrico entre o nível do líquido onde chega a tubulação de recalque e o nível do líquido no poço de sucção.
- **Carga de velocidade ou carga cinética:** é a energia cinética contida no líquido bombeado. A carga de velocidade é dada por $v^2/2g$, onde, v é a velocidade do líquido, m/s; g é a aceleração da gravidade, estimada em 9,81 m/s².
- **Altura Manométrica Total:** é a carga que deve ser vencida pela bomba, quando o líquido está sendo bombeado. Para sua determinação devem ser consideradas as alturas geométricas de sucção e recalque, as perdas de carga e as perdas cinéticas.
- A energia na carga cinética $v^2/2g$ é normalmente considerada perdida à saída da tubulação de recalque. Na prática, esta perda de carga é tomada como equivalente à perda de carga de saída da tubulação e é considerada como perda de carga localizada.
- **Potência fornecida pela bomba:** é a potência para elevar a vazão do líquido, de modo a vencer a altura manométrica total. É dada por: $P=\gamma.Q.H$.

Onde:

- P – Potência líquida fornecida pela bomba (kW, N/m.s)
- γ – Peso específico da água
- Q – Vazão, em m³/s
- H – Altura manométrica total, em mca.

Eficiência ou rendimento da bomba: é a relação entre a potência fornecida pela bomba e a potência consumida por essa mesma bomba.

7.5.1. Curvas Características das bombas centrífugas

As bombas centrífugas são máquinas que podem trabalhar à mesma rotação, sob diferentes condições de vazão e de altura manométrica. Existe, entretanto, uma interdependência bem definida entre esses valores, de conformidade com a vazão bombeada e a altura manométrica da bomba operando a uma velocidade constante, que é obtido através de ensaios.

As curvas de vazão, normalmente em m³/h, contra a altura manométrica, em mca, a potência consumida, em kW, a eficiência da bomba e o NPSH (Net Positive Suction Head) são conhecidos como curvas características da bomba. É comum o fabricante da bomba fornecer as curvas características para diversos diâmetros de rotor que podem ser usados na instalação da bomba.

É de fundamental importância o conhecimento das curvas características das bombas, pois cada bomba é projetada, basicamente, para elevar uma determinada vazão (Q) a uma altura manométrica (H) em condições de máximo rendimento, e à medida em que o par Q e H se afasta das condições ótimas de operação, o rendimento da bomba tende a cair. A Figura 21 são apresentadas as curvas características de uma bomba centrífuga e na Figura 22, as curvas características fornecidas pelos fabricantes.

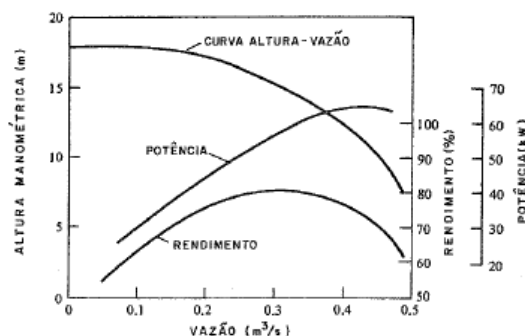


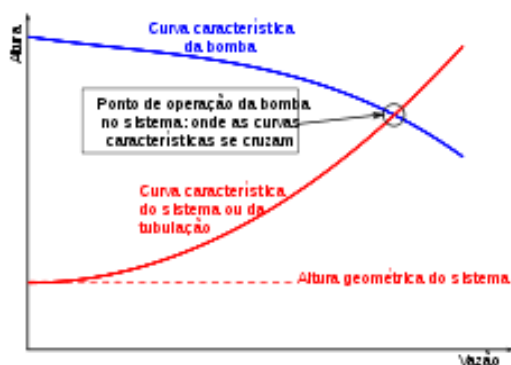
Figura 21 - Curvas características esquemáticas de uma bomba centrífuga

7.5.2. Características do sistema elevatório

É a que relaciona a altura manométrica total do sistema de elevação do líquido com a vazão de bombeamento. Esta curva é obtida lançando-se em um gráfico a vazão em abcissa e a sua correspondente altura manométrica (H) em ordenada.

Para o traçado da curva H x Q do sistema elevatório é necessário definir os diâmetros das tubulações de sucção, recalque e do barrilete.

No cálculo das perdas de carga para a construção da curva Q x H da tubulação não se deve utilizar coeficientes que levem a valores da perda de carga superiores aos que efetivamente ocorrerão, com o intuito de se obter maiores seguranças nos cálculos. Tal procedimento conduzirá a informações falsas sobre o funcionamento do sistema elevatório, podendo mesmo ocasionar uma escolha inadequada das bombas.



7.5.3. Faixas recomendadas para a operação de bombas centrífugas

As bombas centrífugas têm um ponto ótimo de operação, onde sua eficiência é máxima e pode ser obtida da curva de vazão contra a eficiência da bomba. No ponto ótimo de operação, as cargas radiais sobre os mancais estão em um mínimo.

As cargas radiais crescem acentuadamente quando o ponto de operação da bomba se afasta do ponto ótimo, para qualquer dos dois lados. No caso dos valores de vazão de bombeamento acima do ponto ótimo de operação, a pressão absoluta disponível necessária para se evitar a cavitação aumenta e, conseqüentemente, a cavitação pode passar a ser um problema potencial.

Quando a vazão de bombeamento decresce muito em relação àquela do ponto ótimo de operação, tem-se problemas de recirculação do líquido bombeado dentro do rotor. Essa recirculação causa perdas hidráulicas e vibração nas bombas, podendo ocasionar cavitação.

Para evitar ou minimizar os problemas citados, é recomendável, na prática, uma faixa de operação com valores de vazão entre 60% e 120% daquela relativa ao ponto ótimo de operação.

7.5.4. Relações características das bombas centrífugas

Existem certas relações que permitem obter as curvas características da bomba para cada rotação diferente daquelas cujas curvas características são conhecidas. Outras relações permitem predizer as novas curvas características de uma bomba se for reduzido o diâmetro do rotor, dentro de limites que dependem do tipo de bomba.

7.5.5. Escolha das bombas e determinação do ponto de operação do sistema elevatório

Para escolha dos conjuntos moto bombas e determinação do ponto de operação da vazão e altura manométrica total do sistema elevatório, é necessária uma análise das curvas do sistema elevatório e das bombas disponíveis no mercado, possíveis de serem utilizadas em cada caso, bem como o tipo de operação do sistema de bombeamento. Esses tipos de operação considerados são apenas com uma bomba, com bombas em paralelo e com bombas em série.

A padronização de equipamentos eletromecânicos e o estudo dos transientes hidráulicos também influem na escolha do sistema elevatório. Para a vazão de operação máxima em cada bomba do sistema, o $NPSH_d$ deve superar o $NPSH_r$ em pelo menos 30% e também em pelo menos 1,0 m.

7.5.6. Operação com apenas uma bomba

Na operação com uma única bomba, o ponto de operação do sistema de bombeamento é determinado pelo cruzamento das curvas da bomba e do sistema elevatório. Portanto, para escolha da bomba deverá pesquisar nas curvas características das bombas aquela que eleva a vazão de projeto à sua respectiva altura manométrica, operando o mais próximo possível de seu ponto de melhor eficiência.

Considerando-se que devido à variação de nível do poço de sucção, e em alguns casos, as perdas de cargas podem variar ao longo do tempo por envelhecimento da tubulação, a análise da operação do sistema elevatório é feita com uso de uma família de curvas H x Q do sistema elevatório obtida levando-se em conta esses fatores.

Para a boa operação do sistema é necessário que a faixa de melhor bomba escolhida esteja compreendida entre os pontos operacionais determinados com o uso de família de curvas H x Q possíveis para o sistema elevatório.

7.5.7. Operação com bombas em série

Em elevatórias o mais comum é ter-se duas ou mais bombas que podem operar individualmente ou associadas em paralelo, enviando o líquido recalcado através de uma única tubulação de recalque. Com duas ou mais bombas operando simultaneamente em paralelo, cada bomba é responsável por uma parcela da vazão total recalcada.

A curva combinada das bombas em paralelo é obtida pela soma de suas respectivas vazões correspondentes à mesma altura das bombas. A Figura 23 mostra o esquema da curva da bomba quando realiza-se a associação em paralelo.

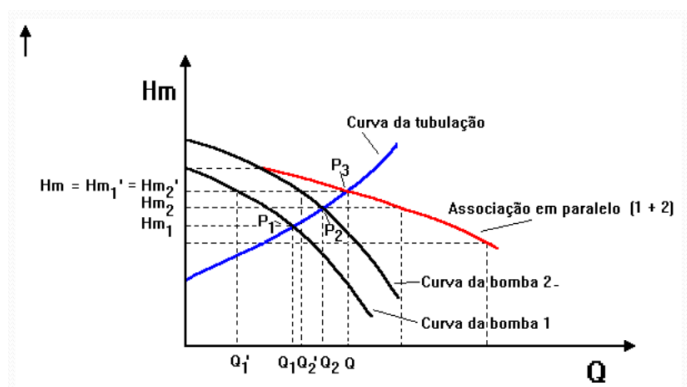


Figura 23 - Representação da curva da bomba para associação em paralelo

O ponto de interseção da curva combinada H x Q das bombas em operação simultânea com a curva H x Q do sistema elevatório será o ponto de operação de todo o sistema, e fornecerá, portanto, a vazão total de recalque.

Para a escolha das bombas de um sistema com operação simultânea em paralelo, deve-se pesquisar nas curvas características das bombas disponíveis, aquela que eleva a parcela de vazão total a ser recalçada pela bomba, à altura manométrica do sistema elevatório correspondente à vazão total de projeto, operando próximo de seu ponto de melhor eficiência.

Em um sistema com várias bombas em paralelo, as condições de operação de cada uma delas podem variar sensivelmente em função do número de bombas em operação simultânea, fazendo com que o ponto de operação de cada uma se afaste de seu ponto de melhor eficiência. Deve-se fazer o projeto do sistema de bombeamento de tal modo que, nas condições mais desfavoráveis, a vazão de cada bomba não saia dos limites de 60% e 120% da vazão correspondente ao ponto de maior rendimento da respectiva bomba.

7.5.8. Operação com bombas em paralelo

As bombas podem ser instaladas de modo que a mesma vazão passe sequencialmente por duas ou mais delas. Nestes casos, pode ser instalada em uma única casa de bomba, ou inseridas em pontos convenientemente escolhidos ao longo da linha de recalque. Na associação de bombas em série, cada uma é responsável por uma parcela da altura manométrica total do sistema elevatório correspondente à vazão de recalque.

A curva H x Q combinadas das bombas em série é obtida pela soma dos valores de H de cada uma, para uma mesma vazão de recalque.

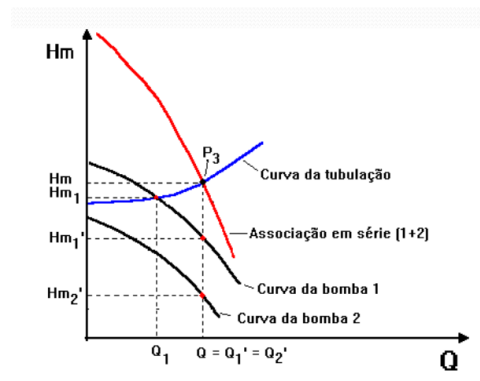


Figura 24 - Representação da curva da bomba para associação em série

O ponto de operação do sistema será obtido pela interseção das curvas H x Q combinada das bombas e H x Q do sistema.

7.5.9. Sistema de controle de operação das bombas

Nas elevatórias as bombas normalmente são controladas automaticamente. Além disso, são previstos comandos manuais para atender às situações de emergência e manutenção.

O controle automático das bombas, geralmente, é baseado na variação do nível do líquido no poço de sucção, que é a forma mais simples e comum de se estabelecer um vínculo entre a vazão afluyente e a vazão de recalque.

A variação do nível do líquido é detectada através de sensores de níveis que são ajustados, ou para comandar os diversos pontos de operação de acionamento e desligamento das bombas, ou para programar a sua operação através de um painel de comando.

7.5.10. Painel de comando elétrico

Nas elevatórias de esgotos, as bombas normalmente são controladas automaticamente. Além disso, são previstos comandos manuais para atender às emergências e manutenção.

O controle automático das bombas, geralmente, é baseado na variação de nível do líquido no poço de sucção, que é a forma mais simples e comum de se estabelecer um vínculo entre a vazão afluyente e a vazão de recalque.

São utilizados em estações elevatórias para operar e supervisionar todo o sistema de bombeamento. O painel de comando é basicamente constituído dos seguintes elementos, sendo alguns deles opcionais a depender do projeto: comando de liga – desliga das bombas, chave seletora automático – manual, chave seletora de bombas, alarme de sinalização e defeitos, sinalização de operação, indicador de corrente, indicador de tensão, controle de rotação do motor e supervisão do sistema.

7.5.11. Inversor de frequência

O inversor de frequência é um equipamento elétrico capaz de produzir uma variação nos valores da frequência elétrica que alimenta o motor, promovendo uma variação de sua rotação.

A variação da frequência é feita em um painel que recebe energia na frequência da rede (60 Hz), comandada por um sinal elétrico proveniente de um sensor que pode ser de pressão para o caso de redes de distribuição de água ou de nível para estações de esgotos. Esse sinal, gerado no sensor pode ser convertido por um transdutor na faixa de 4 a 20 mA e transmitido mesmo a distância para o painel para controle da variação da frequência, de modo a provocar mudança de rotação no conjunto moto bomba. A faixa de variação é de 60 Hz a 30 Hz.

Deve-se tomar cuidados com a escolha do motor, pois o motor de indução trifásico normal é projetado para trabalhar a partir da rede de alimentação senoidal. O conversor de frequência procura imitar essa alimentação senoidal através da geração de pulsos de alta frequência, onde a largura de cada pulso é controlada de forma que o valor médio resultante seja uma senoide.

8. ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA

Para o projeto do sistema de abastecimento de água da comunidade São Francisco não foram encontrados registros de poços tubulares perfurados. Porém, buscou-se registros que possam viabilizar o abastecimento da comunidade.

O semiárido do nordeste brasileiro caracteriza-se pela formação cristalina, em que a água disponível se encontra armazenada na fissura da rocha. Por ser uma região com chuvas escassas e mal distribuídas ao longo do ano, os volumes armazenados são baixos, sendo recorrente a perfuração de poços tubulares cuja vazão é tão baixa que inviabiliza a operação do poço.

Esses poços apresentam baixa capacidade de recarga e pequeno volume de armazenamento. Além disso, conforme estudado por (FEITOSA, 2002), esses poços apresentam água salgada, com valores de condutividade elétrica superior a 2500 $\mu\text{S}/\text{cm}$.

Desta maneira, a única alternativa com capacidade de garantir a continuidade do abastecimento e segurança hídrica satisfatória para a população da comunidade rural consiste na implantação de uma captação diretamente na barragem Engenheiro Armando Ribeiro Gonçalves (BARG), sendo esta a única alternativa disponível e para viabilizar o atendimento da população.

A própria BARG constitui uma fonte de garantia hídrica para o abastecimento, não apenas da comunidade São Francisco, mas de diversas cidades que captam água diretamente de suas margens, como a própria Itajá, São Rafael e Jucurtu, além da captação de pelo menos três grandes sistemas adutores, como é o caso do sistema adutor Serra de Santana, Arnóbio Abreu (Médio Oeste) e Jerônimo Rosado, e os sistemas adutores Manoel Torres I e II, que captam água diretamente do rio Piranhas, no município de Jardim de Piranhas.

9. SÍNTESE DO SISTEMA PROPOSTO

A captação da água bruta ocorrerá diretamente na barragem Eng. Armando Ribeiro Gonçalves, no ponto de coordenadas 9.370.911,155 S e 736.748,570 E, sendo realizada por meio de conjuntos motobombas instalados em flutuantes.

A água bruta da Barragem Armando Ribeiro Gonçalves apresenta cor variando entre 40,0 uC e 55,0 uC; turbidez variando entre 12,0 UNT e 30,0 UNT e pH praticamente constante, sendo a média em torno de 9,0.

A Figura 25 mostra a representação de uma captação tipo flutuante.

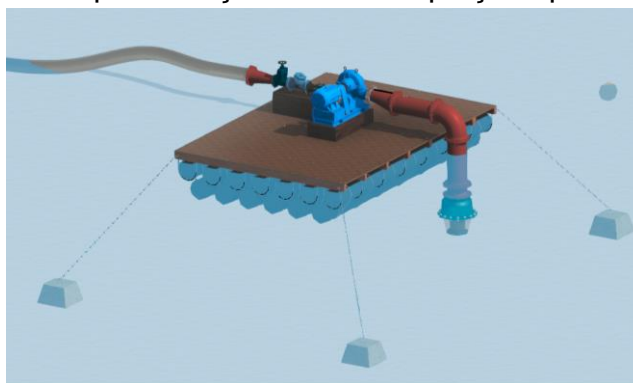


Figura 25 - Representação de captação tipo flutuante

Para atendimento da demanda das comunidades será necessário instalar um conjunto motobomba com capacidade de recalcar uma vazão de 2,6 l/s x 74,50 mca, com potência estimada em 5,0 cv, e tensão 380 V. Recomenda-se a instalação de quadro de comando com inversor de frequência para garantir que o sistema opere com inversores de frequência para controle da rotação do GMB em função da demanda.

A Figura 26 mostra o gráfico da curva da bomba e curva do sistema para o sistema de bombeamento a ser instalado no flutuante.

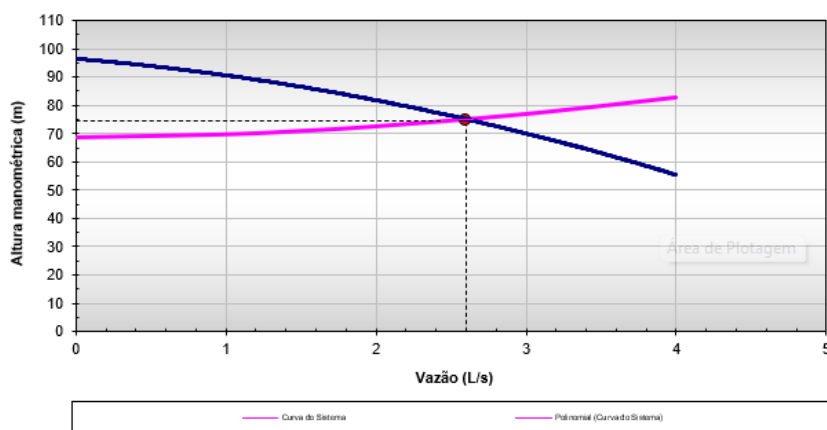


Figura 26 - Curva da bomba x Curva do sistema para as bombas do flutuante

A captação flutuante recalcará a água diretamente para a ETA, por meio de uma adutora com 956,0 m de extensão, sendo executada em tubos PEAD e PVC PBA. O trecho em tubos PEAD possui extensão aproximada de 420,0 m, sendo instalada no trecho localizado na água até o ponto de cheia máxima da barragem. A partir deste ponto será realizada a transição da adutora para tubos PVC PBA JEI DN/DE 75/85 CL 20, com uma extensão aproximada de 536,0 m.

Para a adutora de água bruta não foi realizado estudos de transientes utilizando o método das características porque, além de apresentar comprimento inferior a 1 km, o estudo simplificado mostrou o valor máximo da sobrepressão é inferior a 1,0 Mpa, compatível com a classe de pressão dos tubos. Porém, para o pleno atendimento desta condição é necessário que inversores de frequência sejam instalados para controle da rotação do GMB em função da demanda.

O tratamento será realizado por meio de uma estação de tratamento compacta, com capacidade nominal de 5,4 m³/h. Por tratar-se da aquisição de um equipamento, as tecnologias aplicadas podem sofrer variação em decorrência de patentes ou equipamentos específicos de cada fabricante. Assim, a depender do equipamento contratado, o sistema sofrerá alterações em sua montagem, sendo obrigatório o atendimento aos parâmetros de potabilidade estabelecidos em portaria específica do Ministério da Saúde.

Após o tratamento, a água será direcionada para uma estação elevatória, em que receberá a substância desinfetante, podendo ser o hipoclorito de cloro em pastilhas.

A estação elevatória deverá conter dois conjuntos motobomba com capacidade de recalcar uma vazão de 2,2 l/s x 23,0 mca, com potência estimada em 2,0 cv, e tensão 380 V. A Figura 26 mostra o gráfico da curva da bomba e curva do sistema para o sistema de bombeamento a ser instalado no flutuante.

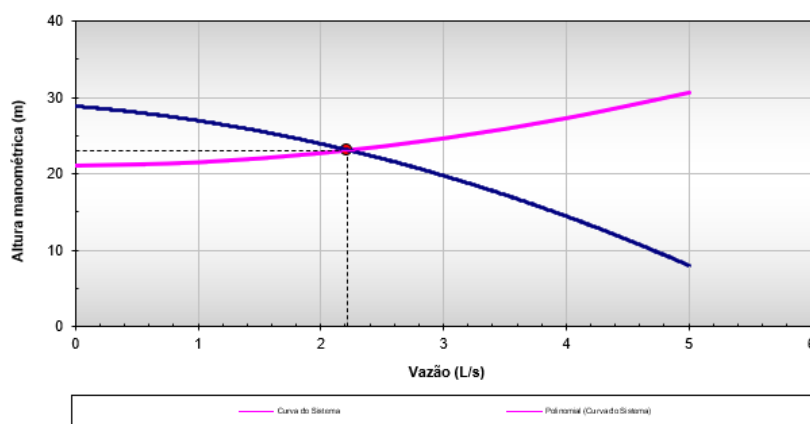


Figura 27 - Curva da bomba x Curva do sistema para as bombas da estação elevatória de água tratada

A estação elevatória recalcará a água tratada diretamente para o reservatório elevado, executado em aço, que será o responsável pelo atendimento às residências. O reservatório possuirá seu nível mínimo situado na cota 106,11 m, e capacidade de armazenamento de 20 m³.

Para o caso de reservatórios metálicos, recomenda-se que possuam tratamento químico, sendo a pintura externa composta por fundo antioxidante e esmalte sintético. A pintura interna deverá ser epóxi base poliamida, devendo possuir certificado de potabilidade.

A rede de distribuição será executada em tubos PVC PBA JEI com diâmetros variando entre 50 mm e 100 mm, totalizando aproximadamente 7 300,0 m de rede de distribuição, sendo as extensões mostradas na Tabela 15.

Tabela 15 - Extensão dos trechos em função dos diâmetros

D (mm)	L (m)
50	6.101,50
75	1.178,48
TOTAL	7.279,98

10. MEMÓRIA DE CÁLCULO

Neste item serão apresentadas as memórias de cálculo de cada unidade do sistema, exceto a ETA, pois como já discorrido neste memorial, será adquirido um modelo pré-fabricado que apresenta variações de operações unitárias e equipamentos a depender do fabricante.

São apresentados na seguinte sequência:

- Flutuante
- Adutora de água bruta
- Estação elevatória de água bruta
- Rede de distribuição

10.1. Captação (Flutuante)

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

Nb = Número de bombas em funcionamento simultâneo (ativas)
 Nbr = Número de bombas reservas
 Vazão em cada conjunto Motor-Bomba
 Vazão Total da Estação Elevatória
 Desnível Geométrico
 Altura Manométrica Total
 Rendimento do Sistema
 Potência Comercial de cada Conjunto Motor-Bomba
 Potência Comercial da Estação Elevatória
 Bomba considerada nos calculos:
 Tipo de bombas:
 Modelo analisado: 0

LINHA DE RECALQUE

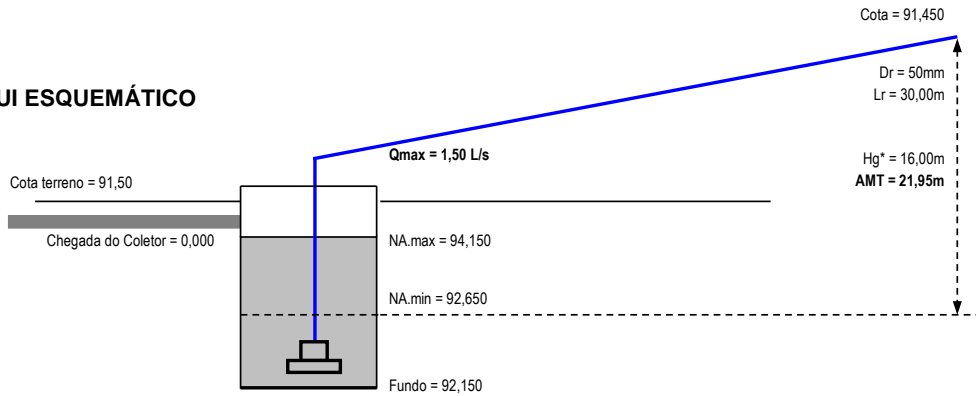
Material da Tubulação
 Vazão na Tubulação
 Comprimento da Tubulação
 Diâmetro da Tubulação

Implantação:
Etapa Única

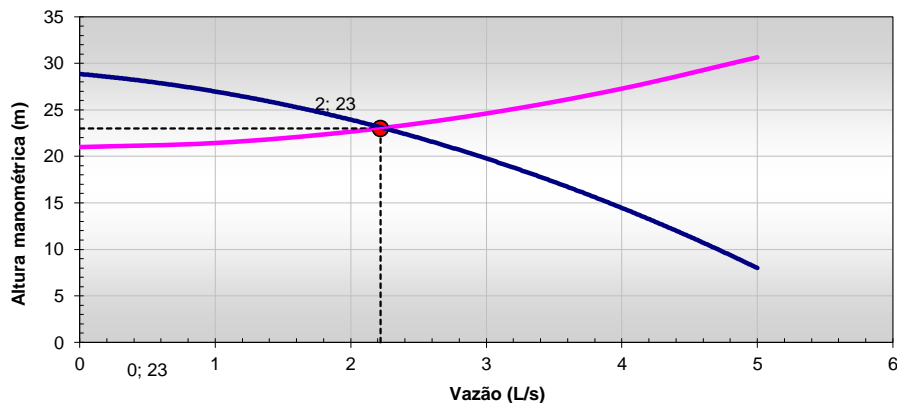
01
01
1,50 L/s
1,50 L/s
21,00 m
21,95 m
40,4%
2,0 CV
2,0 CV
Centrifugas
PVC PBA
1,50 L/s
30,00 m
50 mm

ESQUEMA DA ELEVATÓRIA

CROQUI ESQUEMÁTICO



CURVA DO SISTEMA



Ponto de Operação:
Q = 2,22 L/s
Hman = 23,00 m

1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

1.1 - LINHA DE RECALQUE

Tipo de material da tubulação
 $Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima de Projeto
 $Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima de bombeamento
 L = Comprimento da tubulação

1.2 - ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

N_b = Número de bombas em funcionamento simultâneo (ativas)
 N_{br} = Número de bombas reservas
 Tipo de bombas:

2. DIMENSIONAMENTO DAS TUBULAÇÕES

2.1 - CÁLCULO DO DIÂMETRO ECONÔMICO

O cálculo do diâmetro econômico é obtido pela fórmula de Bresse apresentada a seguir:

$$D = K \cdot \sqrt{Q}$$

Onde:

D = Diâmetro econômico
 K = Coeficiente da fórmula de Bresse
 Q = Vazão máxima de fim de plano, em m³/s

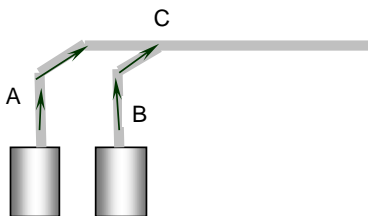
Por esta equação o diâmetro da tubulação de recalque (D_r) seria de:

Adotando o diâmetro comercial conveniente para a situação deste recalque, tem-se:

$$D_r = \text{Diâmetro de recalque}$$

2.2 - BARRILETE

O diâmetro do barrilete varia em função da vazão prevista para cada trecho, considerando o arranjo das bombas. Neste sentido, as vazões e os diâmetros previstos para cada trechos do barrilete são:



Diâmetros adotados:

2.3 - CÁLCULO DA VELOCIDADE NO TRECHO

Para o cálculo da velocidade do fluxo na tubulação usou-se a equação a seguir:

$$V = \frac{4 \cdot Q^2}{\pi \cdot D^2}$$

Onde:

Q = Vazão na tubulação, em m³/s
 D = Diâmetro de recalque, em m
 V = Velocidade do fluxo na tubulação, em m/s

2.4 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA LINEAR

Pela fórmula de HAZEN-WILLIAMS, obtém-se a perda de carga linear na tubulação.

Implantação: Etapa Única

PVC PBA
 1,50 l/s
 1,50 L/s
 30,00 m

1 bomba
 1 bomba
 Centrífugas

1,10
 0,002 m³/s

43 mm

50 mm

Q= 0,002 m³/s
 50 mm

0,0015 m³/s
 50 mm
 0,76

$$j = \frac{10,643 \cdot Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}}$$

Onde: j = Perda de carga linear
 Q = Vazão no trecho
 D = Diâmetro no tubo
 C = Coeficiente de Hazen-Williams

Por esta equação, a perda de carga linear na tubulação é igual à:
 j = perda de carga linear

2.5 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA LOCALIZADA

Segundo Azevedo Netto, as perdas de carga localizadas são função do quadrado da velocidade e do coeficiente "K". O valor deste coeficiente diz respeito aos tipos de singularidades existentes nas tubulações do barrilete e na própria linha de recalque. Ver a equação a seguir:

$$h_f = K_b \frac{V_b^2}{2g} + K_r \frac{V_r^2}{2g}$$

Onde:

- K_b = Coeficiente relacionado às singularidades no barrilete
- K_r = Coeficiente relacionado às singularidades na linha de recalque
- V_b = Velocidade do fluxo no barrilete
- V_r = Velocidade do fluxo na linha de recalque
- g = Aceleração da gravidade
- h_b = Perda de carga localizada no barrilete
- h_r = Perda de carga localizada na linha de recalque
- h_f = Perda de carga localizada total

OBS: K foi obtido através do somatório de todos os K(s) relativos à todas as singularidades na linha de recalque e sucção. Ver tabela a seguir:

Barrilete			
TIPO	K	QUANT.	K PARCIAL
Curva 45°	0,20		
Ampliação d/D=3/4	0,19	2,00	0,38
Redução d/D=1/2	0,33		
Curva 90°	0,40	4,00	1,60
Junção	0,40		
Junta de desmontagem	0,50		
Te	1,80		
Registro de gaveta	0,20	2,00	0,40
Válvula de retenção	3,00	1,00	3,00
Outros	1,00	6,00	6,00

Recalque			
TIPO	K	QUANT.	K PARCIAL
Curva 45°	0,20	3,00	0,60
Ampliação d/D=3/4	0,19		
Redução d/D=1/2	0,33		
Curva 90°	0,40		
Tê (passagem direta)	0,90		
Tê (saída lateral)	2,00		
Te bilateral	1,80		
Válvula de gaveta	0,20		
Válvula de retenção	3,00	1,00	3,00

	K_b	11,38
	K_r	3,60
	K_{Total}	14,98
A perda de carga localizada será (h _f):		0,45 m

0,0015 m³/s
0,050 m
130
0,01691m/m
11,38
3,60
0,76 m/s
0,76 m/s
9,81 m/s²
0,34 m
0,11 m
0,45 m

2.6 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA TOTAL

A perda de carga total na tubulação é obtida pela equação a seguir:

$$H_j = L \cdot j + h_f$$

Onde:

L = Comprimento da tubulação
 j = Perda de carga linear
 h_f = Perda de carga localizada
 H_j = Perda de carga total na tubulação

30,00 m
0,01691m/m
0,45 m
0,95 m

3. DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

3.1 - CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA

Para o cálculo da altura manométrica total da(s) bomba(s), somou-se ao desnível geométrico o valor da perda de carga distribuída ao longo da tubulação de recalque e a perda de carga localizada total.

O desnível geométrico é dado pela diferença entre a cota mais alta do ponto de recalque e a cota mínima do líquido no poço de sucção. Ver a equação a seguir:

$$H_g = C_{MAX,rec} - C_{MIN,suc}$$

Onde: Cota do terreno no ponto mais alto

C_{máx,rec} = Cota do ponto mais alto da linha de recalque

C_{mín,suc} = Cota do nível mínimo do poço de sucção

91,450
106,450
90,450

Desta forma obtém-se o seguinte desnível geométrico

H_g = Desnível Geométrico

h' = Acréscimo de desnível como coeficiente de segurança

16,00 m
5,00 m

Adotamos um valor de 5 m como coeficiente ARREDONDAMENTO ser acrescentado no desnível geométrico ficando a ALTURA MANOMÉTRICA igual a m.

$$H_g^* = H_g + h' =$$

21,00 m

A altura manométrica total (AMT) será dada pela equação a seguir:

$$AMT = H_g^* + H_j$$

Onde:

H_g^{*} = Desnível Geométrico

H_j = Perda de carga total

AMT = Altura Manométrica Total

21,00 m
0,95 m
21,95 m

3.2 - CÁLCULO DA POTÊNCIA DOS MOTORES

A potência dos motores foi calculada utilizando-se a equação a seguir. Para isto levou-se em conta o número de motores em funcionamento simultâneo.

$$P = \frac{W \cdot Q_{max} \cdot AMT}{N_b \cdot 75 \cdot \eta} \cdot F_s$$

Onde:

P = Potência instalada para cada conj. motor-bomba da estação elevatória

W = Peso específico do líquido a ser recalcado

Q_{máx} = Vazão de bombeamento para fim de plano

H_g^{*} = desnível geométrico

AMT = Altura Manométrica Total

N_b = Número de conjuntos motor-bomba em funcionamento simultâneo

η = Rendimento do conjunto motor-bomba

F_s = Fator de Serviço

1000 Kg/m ³
0,0015 m ³ /s
21,00 m
21,95 m
1 bomba
40,4%
1,50

Para o cálculo, adotou-se as bombas com as seguintes características Tipo de bombas: Modelo analisado: η_b = Rendimento Hidráulico η_m = Rendimento do motor	Centrífugas
	68,5%
Aplicando a equação acima, a potência instalada em cada conjunto motor-bomba é igual à: P = Potência instalada por conjunto motor-bomba:	1,6 CV
	1,6 HP
	1,20 kW
Os motores elétricos normalmente não possuem a potência especificada, portanto foi necessário utilizar as seguintes potências comerciais: Potência comercial em cada conjunto motor-bomba da estação elevatória: Potência comercial total da estação elevatória:	2,00 CV
	2,00 CV

3.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS

Na Figura a seguir, estão apresentadas as curvas características da bomba e do sistema. A curva do sistema foi caracterizada em função da vazão, conforme equação abaixo:

$$AMT = H_g + \left(\frac{h_f}{Q^2} \right) \cdot Q^2 + \left(\frac{L \cdot j}{Q^{1,85}} \right) \cdot Q^{1,85}$$

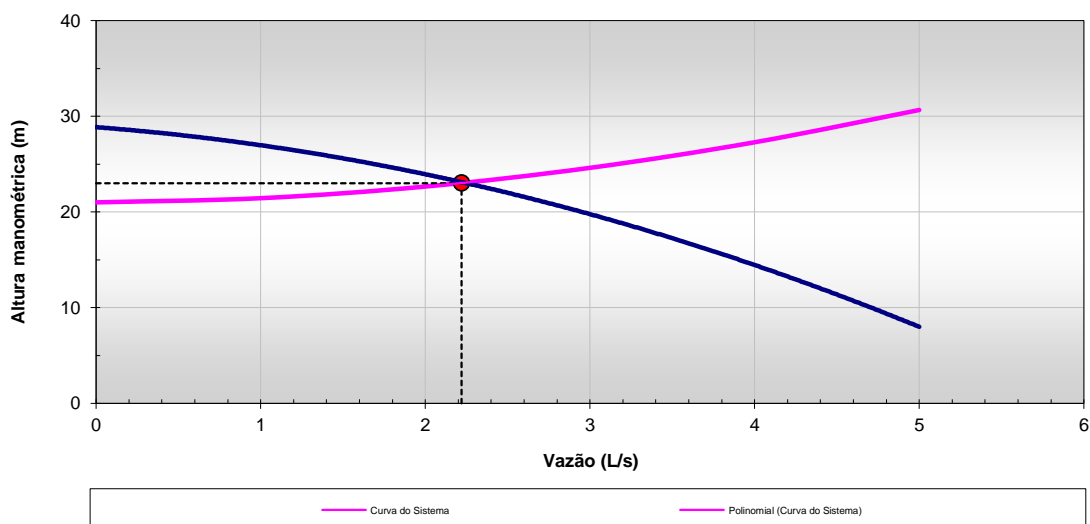
Aplicando os valores obtidos ao longo do dimensionamento, chega-se à seguinte curva do sistema:

$$AMT = 21 + 0,19804 \cdot Q^2 + 0,239556 \cdot Q^{(1,85)}$$

O gráfico abaixo foi obtido a partir do software para cálculo de bombas submersíveis, onde, a partir de da altura geométrica e da manométrica calculada, define-se a curva do sistema.

CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA E DO SISTEMA

EQUAÇÃO DO SISTEMA AMT (m) x Q (l/s)	$AMT = 21 + 0,19804 \cdot Q^2 + 0,239556 \cdot Q^{(1,85)}$	Ponto de Operação: Q = 2,22 L/s Hman = 23,00 m
---	--	--



4. ESTUDO DA SOBRE PRESSÃO

4.1- GENERALIDADES

O **Golpe de Ariete** é um fenômeno transitório que ocorre quando há uma variação brusca da velocidade de um fluido em movimento numa canalização provocando uma violenta variação na pressão interna do tubo.

4.2- CÁLCULO DA CELERIDADE

A celeridade é função do diâmetro do tubo e de características relacionadas com o material e com a fabricação da tubulação (estes dados são obtidos com o fabricante). Ver a equação a seguir:

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \cdot D}{e}}}$$

Onde:

c = Celeridade, em m/s	
K = Constante da tubulação	18
D = Diâmetro da tubulação de recalque, em m	0,050
e = Espessura da parede do tubo, em m	0,0068

A celeridade obtida através destes parâmetros e desta equação foi:

$$c = 736,57$$

4.3- CÁLCULO DA SOBREPRESSÃO NA TUBULAÇÃO DE RECALQUE

O acréscimo de pressão na tubulação, devido ao Golpe de Ariete, pode ser calculado pela expressão a seguir:

$$h_a = \frac{c \cdot v}{g}$$

Onde:

c = Celeridade	736,57 m/s
v = velocidade máxima na tubulação de recalque	0,76 m/s
g = aceleração da gravidade	9,81 m/s ²
h _a = Incremento de pressão devido ao golpe	57,36 mca

4.4- CÁLCULO DA PRESSÃO TOTAL

A sobrepressão, ou pressão dinâmica máxima atuante na tubulação, é obtida somando à pressão estática máxima da tubulação o incremento de pressão devido ao Golpe de Ariete. Ver equação a seguir:

$$S_p = P_{em} + h_a$$

Onde:

P _{em} = Pressão estática máxima	21,00 m.c.a
h _a = Acréscimo de pressão devido ao golpe	57,36 m.c.a

O resultado obtido foi:

SoPR = Sobrepressão	78,4 m.c.a. (0,77 MPa)
Classe de pressão do tubo	1,00 MPa

Com o resultado obtido podemos concluir que:

A tubulação de 50 mm em PVC PBA, não sofrerá danos com a sobre pressão relativos a partida ou parada súbita das bombas, desde sejam observados a instalação de dispositivos como ventosas e válvulas anti-golpe.

10.2. Adutora

ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

Nb = Número de bombas em funcionamento simultâneo (ativas)
 Nbr = Número de bombas reservas
 Vazão em cada conjunto Motor-Bomba
 Vazão Total da Estação Elevatória
 Desnível Geométrico
 Altura Manométrica Total
 Rendimento do Sistema
 Potência Comercial de cada Conjunto Motor-Bomba
 Potência Comercial da Estação Elevatória
 Bomba considerada nos calculos:
 Tipo de bombas:
 Modelo analisado: 0

LINHA DE RECALQUE

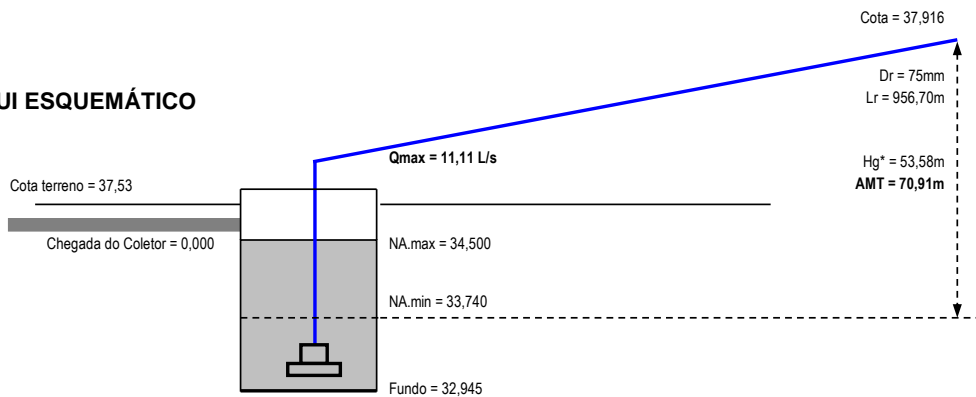
Material da Tubulação
 Vazão na Tubulação
 Comprimento da Tubulação
 Diâmetro da Tubulação

Implantação:
Etapa Única

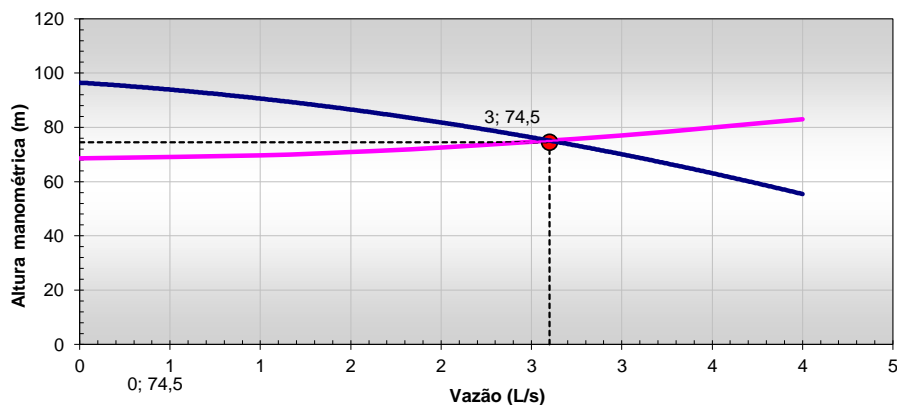
01
01
1,50 L/s
1,50 L/s
68,58 m
70,91 m
40,4%
5,0 CV
5,0 CV
Centrifugas
PEADPVC PBA
1,50 L/s
956,70 m
75 mm

ESQUEMA DA ELEVATÓRIA

CROQUI ESQUEMÁTICO



CURVA DO SISTEMA



Ponto de Operação:
Q = 2,60 L/s
Hman = 74,50 m

1. CARACTERÍSTICAS GERAIS

1.1 - LINHA DE RECALQUE

Tipo de material da tubulação

$Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima de Projeto

$Q_{m\acute{a}x}$ = Vazão máxima de bombeamento

L = Comprimento da tubulação

1.2 - ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

N_b = Número de bombas em funcionamento simultâneo (ativas)

N_{br} = Número de bombas reservas

Tipo de bombas:

2. DIMENSIONAMENTO DAS TUBULAÇÕES

2.1 - CÁLCULO DO DIÂMETRO ECONÔMICO

O cálculo do diâmetro econômico é obtido pela fórmula de Bresse apresentada a seguir:

$$D = K \cdot \sqrt{Q}$$

Onde:

D = Diâmetro econômico

K = Coeficiente da fórmula de Bresse

Q = Vazão máxima de fim de plano, em m³/s

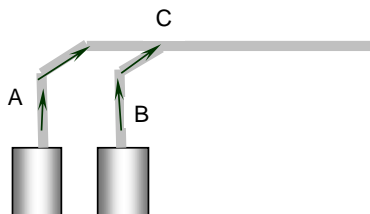
Por esta equação o diâmetro da tubulação de recalque (D_R) seria de:

Adotando o diâmetro comercial conveniente para a situação deste recalque, tem-se:

$$D_r = \text{Diâmetro de recalque}$$

2.2 - BARRILETE

O diâmetro do barrilete varia em função da vazão prevista para cada trecho, considerando o arranjo das bombas. Neste sentido, as vazões e os diâmetros previstos para cada trechos do barrilete são:



Diâmetros adotados:

2.3 - CÁLCULO DA VELOCIDADE NO TRECHO

Para o cálculo da velocidade do fluxo na tubulação usou-se a equação a seguir:

$$V = \frac{4 \cdot Q^2}{\pi \cdot D^2}$$

Onde:

Q = Vazão na tubulação, em m³/s

D = Diâmetro de recalque, em m

V = Velocidade do fluxo na tubulação, em m/s

2.4 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA LINEAR

Pela fórmula de HAZEN-WILLIAMS, obtém-se a perda de carga linear na tubulação.

Implantação:

Etapa Única

PEAD
PVC PBA

1,50 l/s

1,50 L/s

956,70 m

1 bomba

1 bomba

Centrífugas

1,10

0,002 m³/s

43 mm

75 mm

Q= 0,002 m³/s

75 mm

0,0015 m³/s

75 mm

0,34

$$j = \frac{10,643 \cdot Q^{1,85}}{C^{1,85} \cdot D^{4,87}}$$

Onde: j = Perda de carga linear
 Q = Vazão no trecho
 D = Diâmetro no tubo
 C = Coeficiente de Hazen-Williams

Por esta equação, a perda de carga linear na tubulação é igual à:
 j = perda de carga linear

2.5 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA LOCALIZADA

Segundo Azevedo Netto, as perdas de carga localizadas são função do quadrado da velocidade e do coeficiente "K". O valor deste coeficiente diz respeito aos tipos de singularidades existentes nas tubulações do barrilete e na própria linha de recalque. Ver a equação a seguir:

$$h_f = K_b \frac{V_b^2}{2g} + K_r \frac{V_r^2}{2g}$$

Onde:

- K_b = Coeficiente relacionado às singularidades no barrilete
- K_r = Coeficiente relacionado às singularidades na linha de recalque
- V_b = Velocidade do fluxo no barrilete
- V_r = Velocidade do fluxo na linha de recalque
- g = Aceleração da gravidade
- h_b = Perda de carga localizada no barrilete
- h_r = Perda de carga localizada na linha de recalque
- h_f = Perda de carga localizada total

OBS: K foi obtido através do somatório de todos os K(s) relativos à todas as singularidades na linha de recalque e sucção. Ver tabela a seguir:

Barrilete			
TIPO	K	QUANT.	K PARCIAL
Curva 45°	0,20		
Ampliação d/D=3/4	0,19	2,00	0,38
Redução d/D=1/2	0,33		
Curva 90°	0,40	4,00	1,60
Junção	0,40		
Junta de desmontagem	0,50		
Te	1,80		
Registro de gaveta	0,20	2,00	0,40
Válvula de retenção	3,00	1,00	3,00
Outros	1,00	6,00	6,00

Recalque			
TIPO	K	QUANT.	K PARCIAL
Curva 45°	0,20	3,00	0,60
Ampliação d/D=3/4	0,19		
Redução d/D=1/2	0,33		
Curva 90°	0,40		
Tê (passagem direta)	0,90		
Tê (saída lateral)	2,00		
Te bilateral	1,80		
Válvula de gaveta	0,20		
Válvula de retenção	3,00	1,00	3,00

	K_b	11,38
	K_r	3,60
	K_{Total}	14,98
		0,09 m

A perda de carga localizada será (h_f):

0,09 m

2.6 - CÁLCULO DA PERDA DE CARGA TOTAL

A perda de carga total na tubulação é obtida pela equação a seguir:

$$H_j = L \cdot j + h_f$$

Onde:

L = Comprimento da tubulação
 j = Perda de carga linear
 h_f = Perda de carga localizada
 H_j = Perda de carga total na tubulação

956,70 m
0,00235m/m
0,09 m
2,33 m

3. DIMENSIONAMENTO DA ESTAÇÃO ELEVATÓRIA

3.1 - CÁLCULO DA ALTURA MANOMÉTRICA

Para o cálculo da altura manométrica total da(s) bomba(s), somou-se ao desnível geométrico o valor da perda de carga distribuída ao longo da tubulação de recalque e a perda de carga localizada total.

O desnível geométrico é dado pela diferença entre a cota mais alta do ponto de recalque e a cota mínima do líquido no poço de sucção. Ver a equação a seguir:

$$H_g = C_{MAX,rec} - C_{MIN,suc}$$

Onde: Cota do terreno no ponto mais alto

C_{máx,rec} = Cota do ponto mais alto da linha de recalque

C_{mín,suc} = Cota do nível mínimo do poço de sucção

Desta forma obtém-se o seguinte desnível geométrico

H_g = Desnível Geométrico

h' = Acréscimo de desnível como coeficiente de segurança

37,916
91,500
37,916

53,58 m
15,00 m

Adotamos um valor de 15 m como coeficiente ARREDONDAMENTO ser acrescentado no desnível geométrico ficando a ALTURA MANOMÉTRICA igual a m.

$$H_g^* = H_g + h' =$$

A altura manométrica total (AMT) será dada pela equação a seguir:

$$AMT = H_g^* + H_j$$

Onde:

H_g^{*} = Desnível Geométrico

H_j = Perda de carga total

AMT = Altura Manométrica Total

68,58 m

68,58 m
2,33 m
70,91 m

3.2 - CÁLCULO DA POTÊNCIA DOS MOTORES

A potência dos motores foi calculada utilizando-se a equação a seguir. Para isto levou-se em conta o número de motores em funcionamento simultâneo.

$$P = \frac{W \cdot Q_{max} \cdot AMT}{N_b \cdot 75 \cdot \eta} \cdot F_s$$

Onde:

P = Potência instalada para cada conj. motor-bomba da estação elevatória

W = Peso específico do líquido a ser recalcado

Q_{máx} = Vazão de bombeamento para fim de plano

H_g^{*} = desnível geométrico

AMT = Altura Manométrica Total

N_b = Número de conjuntos motor-bomba em funcionamento simultâneo

η = Rendimento do conjunto motor-bomba

F_s = Fator de Serviço

1000 Kg/m ³
0,0015 m ³ /s
68,58 m
70,91 m
1 bomba
40,4%
1,50

Para o cálculo, adotou-se as bombas com as seguintes características Tipo de bombas: Modelo analisado: η_b = Rendimento Hidráulico η_m = Rendimento do motor	Centrífugas
	68,5%
Aplicando a equação acima, a potência instalada em cada conjunto motor-bomba é igual à: P = Potência instalada por conjunto motor-bomba:	5,3 CV
	5,2 HP
	3,87 kW
Os motores elétricos normalmente não possuem a potência especificada, portanto foi necessário utilizar as seguintes potências comerciais: Potência comercial em cada conjunto motor-bomba da estação elevatória: Potência comercial total da estação elevatória:	5,00 CV
	5,00 CV

3.3 CURVAS CARACTERÍSTICAS

Na Figura a seguir, estão apresentadas as curvas características da bomba e do sistema. A curva do sistema foi caracterizada em função da vazão, conforme equação abaixo:

$$AMT = H_g + \left(\frac{h_f}{Q^2} \right) \cdot Q^2 + \left(\frac{L \cdot j}{Q^{1,85}} \right) \cdot Q^{1,85}$$

Aplicando os valores obtidos ao longo do dimensionamento, chega-se à seguinte curva do sistema:

$$AMT = 68,58 + 0,039119 \cdot Q^2 + 1,060465 \cdot Q^{1,85}$$

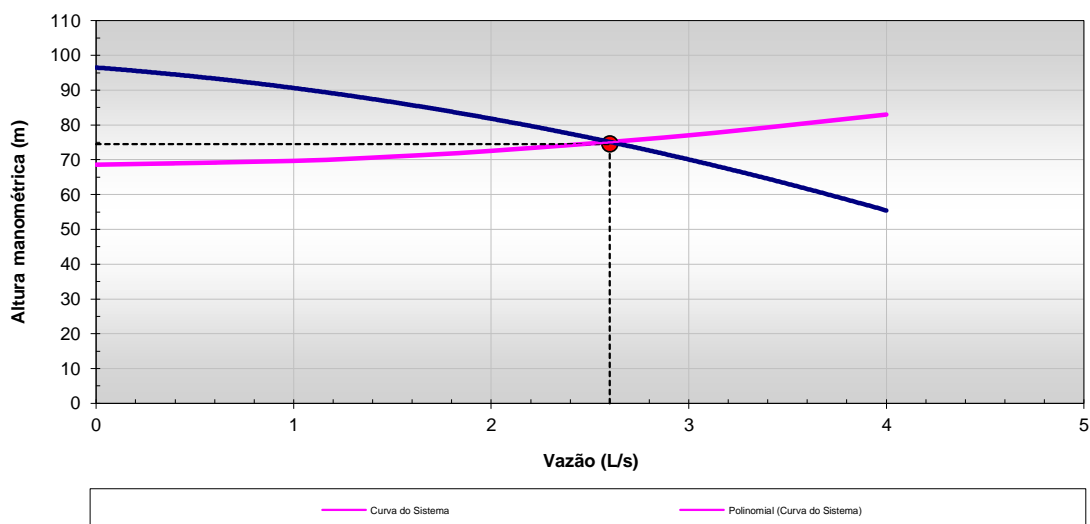
O gráfico abaixo foi obtido a partir do software para cálculo de bombas submersíveis, onde, a partir de da altura geométrica e da manométrica calculada, define-se a curva do sistema.

CURVA CARACTERÍSTICA DA BOMBA E DO SISTEMA

EQUAÇÃO DO SISTEMA
AMT (m) x Q (l/s)

$$AMT = 68,58 + 0,039119 \cdot Q^2 + 1,060465 \cdot Q^{1,85}$$

Ponto de Operação:
Q = 2,60 L/s
H_{man} = 74,50 m



4. ESTUDO DA SOBRE PRESSÃO

4.1- GENERALIDADES

O **Golpe de Ariete** é um fenômeno transitório que ocorre quando há uma variação brusca da velocidade de um fluido em movimento numa canalização provocando uma violenta variação na pressão interna do tubo.

4.2- CÁLCULO DA CELERIDADE

A celeridade é função do diâmetro do tubo e de características relacionadas com o material e com a fabricação da tubulação (estes dados são obtidos com o fabricante). Ver a equação a seguir:

$$c = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + \frac{K \cdot D}{e}}}$$

Onde:

c = Celeridade, em m/s	
K = Constante da tubulação	18
D = Diâmetro da tubulação de recalque, em m	0,075
e = Espessura da parede do tubo, em m	0,0068

A celeridade obtida através destes parâmetros e desta equação foi: **c = 630,14**

4.3- CÁLCULO DA SOBREPRESSÃO NA TUBULAÇÃO DE RECALQUE

O acréscimo de pressão na tubulação, devido ao Golpe de Ariete, pode ser calculado pela expressão a seguir:

$$h_a = \frac{c \cdot v}{g}$$

Onde:

c = Celeridade	630,14 m/s
v = velocidade máxima na tubulação de recalque	0,34 m/s
g = aceleração da gravidade	9,81m/s ²
h _a = Incremento de pressão devido ao golpe	21,81 mca

4.4- CÁLCULO DA PRESSÃO TOTAL

A sobrepressão, ou pressão dinâmica máxima atuante na tubulação, é obtida somando à pressão estática máxima da tubulação o incremento de pressão devido ao Golpe de Ariete. Ver equação a seguir:

$$S_p = P_{em} + h_a$$

Onde:

P _{em} = Pressão estática máxima	68,58 m.c.a
h _a = Acréscimo de pressão devido ao golpe	21,81 m.c.a

O resultado obtido foi:

SoPR = Sobrepressão	90,4 m.c.a. (0,89 MPa)
Classe de pressão do tubo	1,00 MPa

Com o resultado obtido podemos concluir que:

A tubulação de 75 mm em PEAD

PVC PBA, não sofrerá danos com a sobre pressão relativos a partida ou parada súbita das bombas, desde sejam observados a instalação de dispositivos como ventosas e válvulas anti-golpe.

10.3. Elevatória de Água Bruta

PROJETO BÁSICO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE SÃO FRANCISCO ITAJÁ/RN

ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

Data

15/11/2022 14:59

TRECHO	NÓ MONTANTE	NÓ JUSANTE	EXTENSÃO (m)	VAZÃO (l/s)	DN (mm)	C	VELOCIDADE (m/s)	PERDA DE CARGA (m/km)	PERDA DE CARGA (m)	H DISPONÍVEL - MONTANTE (mca)	H DISPONÍVEL - JUSANTE (mca)	COTA DO TERRENO - MONTANTE (m)	COTA DO TERRENO - JUSANTE (m)	COTA DO TERRENO - MONTANTE (m)	COTA DO TERRENO - JUSANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - MONTANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - JUSANTE (m)	OBSERVAÇÃO
T1	N1	N2	159,83	1,50	75	150	0,32	1,53	0,245	63,42	71,71	46,58	38,05	110,00	109,76	109,76	109,76	Rede Projetada
T2	N2	N3	126,52	1,50	75	150	0,32	1,53	0,194	71,71	64,56	38,05	45,00	109,76	109,56	109,56	109,56	Rede Projetada
T3	N3	N4	133,84	1,50	75	150	0,32	1,53	0,205	64,56	62,78	45,00	46,58	109,56	109,36	109,36	109,36	Rede Projetada
T4	N4	N5	73,68	1,50	75	150	0,32	1,53	0,113	62,78	60,07	46,58	49,17	109,36	109,24	109,24	109,24	Rede Projetada
T5	N5	N6	23,01	1,50	75	150	0,32	1,53	0,035	60,07	56,00	49,17	53,21	109,24	109,21	109,21	109,21	Rede Projetada
T6	N6	N7	48,17	1,50	75	150	0,32	1,53	0,074	56,00	48,11	53,21	61,03	109,21	109,14	109,14	109,14	Rede Projetada
T7	N7	N8	131,89	1,50	75	150	0,32	1,53	0,202	48,11	31,28	61,03	77,65	109,14	108,93	108,93	108,93	Rede Projetada
T8	N8	N9	136,79	1,50	75	150	0,32	1,53	0,209	31,28	19,41	77,65	89,31	108,93	108,72	108,72	108,72	Rede Projetada
T9	N9	N10	107,88	1,50	75	150	0,32	1,53	0,165	19,41	17,22	89,31	91,34	108,72	108,56	108,56	108,56	Rede Projetada
T10	N10	N11	17,63	1,50	75	150	0,32	1,53	0,027	17,22	17,53	91,34	91,00	108,56	108,53	108,53	108,53	Rede Projetada

10.4. Rede de Distribuição

PROJETO BÁSICO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE SÃO FRANCISCO ITAJÁ/RN

Data

15/11/2022 15:09

TRECHO	NÓ MONTANTE	NÓ JUSANTE	EXTENSÃO (m)	VAZÃO (l/s)	DN (mm)	C	VELOCIDADE (m/s)	PERDA DE CARGA (m/km)	PERDA DE CARGA (m)	H DISPONÍVEL - MONTANTE (mca)	H DISPONÍVEL - JUSANTE (mca)	COTA DO TERRENO - MONTANTE (m)	COTA DO TERRENO - JUSANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - MONTANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - JUSANTE (m)	OBSERVAÇÃO
T1	N1	N2	19,13	1,58	75	130	0,34	1,68	0,032	15,10	15,08	91,01	91,00	106,11	106,08	Rede Projetada
T2	N2	N3	22,49	1,57	75	130	0,34	1,66	0,037	15,08	15,42	91,00	90,62	106,08	106,04	Rede Projetada
T3	N3	N4	65,93	0,30	50	130	0,13	0,41	0,027	15,42	15,01	90,62	91,01	106,04	106,01	Rede Projetada
T4	N4	N5	152,70	0,29	50	130	0,12	0,39	0,060	15,01	15,95	91,01	90,00	106,01	105,95	Rede Projetada
T5	N172	N6	53,72	0,07	50	130	0,03	0,03	0,002	23,11	26,09	82,82	79,84	105,93	105,93	Rede Projetada
T6	N6	N7	45,32	0,06	50	130	0,03	0,02	0,001	26,09	27,26	79,84	78,66	105,93	105,93	Rede Projetada
T7	N7	N8	137,96	0,05	50	130	0,02	0,02	0,002	27,26	35,92	78,66	70,00	105,93	105,92	Rede Projetada
T8	N8	N9	34,29	0,05	50	130	0,02	0,01	0,001	35,92	37,93	70,00	67,99	105,92	105,92	Rede Projetada
T9	N9	N10	54,58	0,04	50	130	0,02	0,01	0,000	37,93	40,92	67,99	65,00	105,92	105,92	Rede Projetada
T10	N13	N11	21,45	0,02	50	130	0,01	0,00	0,000	41,92	42,93	64,00	62,99	105,92	105,92	Rede Projetada
T11	N11	N12	21,98	0,01	50	130	0,00	0,00	0,000	42,93	44,41	62,99	61,51	105,92	105,92	Rede Projetada
T12	N10	N13	21,45	0,03	50	130	0,01	0,00	0,000	40,92	41,92	65,00	64,00	105,92	105,92	Rede Projetada
T13	N5	N14	40,71	0,15	50	130	0,07	0,12	0,005	15,95	15,95	90,00	90,00	105,95	105,95	Rede Projetada
T14	N14	N15	19,24	0,14	50	130	0,06	0,11	0,002	15,95	16,55	90,00	89,40	105,95	105,95	Rede Projetada
T15	N15	N16	9,46	0,14	50	130	0,06	0,10	0,001	16,55	17,45	89,40	88,50	105,95	105,95	Rede Projetada
T16	N16	N17	21,48	0,13	50	130	0,05	0,08	0,002	17,45	20,17	88,50	85,78	105,95	105,94	Rede Projetada
T17	N17	N18	23,66	0,12	50	130	0,05	0,07	0,002	20,17	22,17	85,78	83,77	105,94	105,94	Rede Projetada
T18	N18	N19	13,66	0,11	50	130	0,05	0,06	0,001	22,17	23,34	83,77	82,60	105,94	105,94	Rede Projetada
T19	N19	N20	28,05	0,10	50	130	0,04	0,05	0,002	23,34	26,22	82,60	79,72	105,94	105,94	Rede Projetada
T20	N20	N21	31,66	0,09	50	130	0,04	0,05	0,001	26,22	27,53	79,72	78,41	105,94	105,94	Rede Projetada
T21	N21	N22	14,40	0,08	50	130	0,03	0,04	0,001	27,53	28,69	78,41	77,25	105,94	105,94	Rede Projetada
T22	N22	N23	48,73	0,07	50	130	0,03	0,03	0,001	28,69	31,89	77,25	74,05	105,94	105,94	Rede Projetada
T23	N23	N24	60,10	0,06	50	130	0,03	0,02	0,001	31,89	32,96	74,05	72,98	105,94	105,93	Rede Projetada
T24	N24	N25	19,27	0,05	50	130	0,02	0,02	0,000	32,96	33,35	72,98	72,59	105,93	105,93	Rede Projetada
T25	N25	N26	61,10	0,05	50	130	0,02	0,01	0,001	33,35	34,27	72,59	71,67	105,93	105,93	Rede Projetada
T26	N26	N27	26,84	0,04	50	130	0,02	0,01	0,000	34,27	34,53	71,67	71,40	105,93	105,93	Rede Projetada
T27	N27	N28	24,76	0,03	50	130	0,01	0,00	0,000	34,53	34,94	71,40	70,99	105,93	105,93	Rede Projetada
T28	N28	N29	14,79	0,02	50	130	0,01	0,00	0,000	34,94	35,31	70,99	70,62	105,93	105,93	Rede Projetada
T29	N29	N30	21,02	0,01	50	130	0,00	0,00	0,000	35,31	35,89	70,62	70,04	105,93	105,93	Rede Projetada
T30	N3	N31	21,90	1,10	75	130	0,24	0,86	0,019	15,42	16,02	90,62	90,00	106,04	106,02	Rede Projetada
T31	N31	N32	32,40	1,09	75	130	0,23	0,85	0,028	16,02	16,10	90,00	89,89	106,02	105,99	Rede Projetada
T32	N32	N33	36,11	1,08	75	130	0,23	0,84	0,030	16,10	16,96	89,89	89,00	105,99	105,96	Rede Projetada
T33	N33	N34	68,49	1,07	75	130	0,23	0,82	0,092	16,96	16,70	89,00	89,18	105,96	105,87	Rede Projetada
T34	N34	N35	20,08	1,06	75	130	0,23	0,81	0,073	16,70	16,80	89,18	89,00	105,87	105,80	Rede Projetada
T35	N35	N36	14,32	1,06	75	130	0,23	0,80	0,011	16,80	16,93	89,00	88,86	105,80	105,79	Rede Projetada
T36	N36	N37	19,52	1,05	75	130	0,22	0,79	0,015	16,93	17,29	88,86	88,48	105,79	105,77	Rede Projetada
T37	N37	N38	36,40	1,04	75	130	0,22	0,77	0,028	17,29	17,77	88,48	87,97	105,77	105,74	Rede Projetada
T38	N38	N39	27,94	1,03	75	130	0,22	0,76	0,021	17,77	19,09	87,97	86,63	105,74	105,72	Rede Projetada
T39	N39	N40	14,85	1,02	75	130	0,22	0,75	0,011	19,09	19,65	86,63	86,06	105,72	105,71	Rede Projetada

PROJETO BÁSICO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE SÃO FRANCISCO ITAJÁ/RN

Data

15/11/2022 15:09

TRECHO	NÓ MONTANTE	NÓ JUSANTE	EXTENSÃO (m)	VAZÃO (l/s)	DN (mm)	C	VELOCIDADE (m/s)	PERDA DE CARGA (m/km)	PERDA DE CARGA (m)	H DISPONÍVEL - MONTANTE (mca)	H DISPONÍVEL - JUSANTE (mca)	COTA DO TERRENO - MONTANTE (m)	COTA DO TERRENO - JUSANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - MONTANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - JUSANTE (m)	OBSERVAÇÃO
T40	N40	N41	16,73	1,01	75	130	0,22	0,74	0,012	19,65	19,22	86,06	86,48	105,71	105,70	Rede Projetada
T41	N41	N42	50,48	1,00	75	130	0,21	0,72	0,037	19,22	20,76	86,48	84,90	105,70	105,66	Rede Projetada
T42	N42	N43	40,12	0,99	75	130	0,21	0,71	0,029	20,76	24,65	84,90	80,98	105,66	105,63	Rede Projetada
T43	N43	N44	18,45	0,98	75	130	0,21	0,70	0,013	24,65	26,20	80,98	79,42	105,63	105,62	Rede Projetada
T44	N44	N45	44,26	0,97	75	130	0,21	0,69	0,030	26,20	24,44	79,42	81,15	105,62	105,59	Rede Projetada
T45	N45	N46	49,97	0,96	75	130	0,21	0,68	0,034	24,44	24,99	81,15	80,57	105,59	105,56	Rede Projetada
T46	N46	N47	30,18	0,96	75	130	0,20	0,66	0,020	24,99	26,30	80,57	79,24	105,56	105,54	Rede Projetada
T47	N47	N48	53,14	0,95	75	130	0,20	0,65	0,035	26,30	28,06	79,24	77,44	105,54	105,50	Rede Projetada
T48	N48	N49	45,80	0,94	75	130	0,20	0,64	0,057	28,06	27,39	77,44	78,06	105,50	105,45	Rede Projetada
T49	N49	N50	25,68	0,93	75	130	0,20	0,63	0,050	27,39	29,40	78,06	76,00	105,45	105,40	Rede Projetada
T50	N50	N51	11,74	0,92	75	130	0,20	0,62	0,047	29,40	29,35	76,00	76,00	105,40	105,35	Rede Projetada
T51	N51	N52	19,60	0,91	75	130	0,19	0,61	0,012	29,35	28,70	76,00	76,64	105,35	105,34	Rede Projetada
T52	N52	N53	15,27	0,90	75	130	0,19	0,60	0,045	28,70	29,36	76,64	75,93	105,34	105,29	Rede Projetada
T53	N53	N54	13,42	0,89	75	130	0,19	0,59	0,008	29,36	29,61	75,93	75,67	105,29	105,28	Rede Projetada
T54	N54	N55	14,91	0,88	75	130	0,19	0,57	0,009	29,61	29,48	75,67	75,80	105,28	105,28	Rede Projetada
T55	N55	N56	35,53	0,87	75	130	0,19	0,56	0,020	29,48	28,43	75,80	76,83	105,28	105,26	Rede Projetada
T56	N56	N57	36,28	0,87	75	130	0,18	0,55	0,046	28,43	47,93	76,83	57,28	105,26	105,21	Rede Projetada
T57	N57	N58	53,55	0,86	75	130	0,18	0,54	0,050	47,93	29,16	57,28	76,00	105,21	105,16	Rede Projetada
T58	N58	N59	132,81	0,85	75	130	0,18	0,53	0,081	29,16	7,96	76,00	97,12	105,16	105,08	Rede Projetada
T59	N59	N60	55,49	0,84	75	130	0,18	0,52	0,046	7,96	34,03	97,12	71,00	105,08	105,03	Rede Projetada
T60	N60	N61	81,44	0,83	75	130	0,18	0,51	0,042	34,03	36,30	71,00	68,69	105,03	104,99	Rede Projetada
T61	N61	N62	61,77	0,15	50	130	0,07	0,12	0,007	36,30	38,90	68,69	66,08	104,99	104,98	Rede Projetada
T62	N62	N63	51,80	0,14	50	130	0,06	0,11	0,006	38,90	39,97	66,08	65,01	104,98	104,98	Rede Projetada
T63	N63	N64	32,04	0,14	50	130	0,06	0,10	0,003	39,97	40,07	65,01	64,90	104,98	104,97	Rede Projetada
T64	N64	N65	19,63	0,13	50	130	0,05	0,08	0,002	40,07	40,96	64,90	64,01	104,97	104,97	Rede Projetada
T65	N65	N66	27,23	0,12	50	130	0,05	0,07	0,002	40,96	41,94	64,01	63,03	104,97	104,97	Rede Projetada
T66	N66	N67	10,43	0,11	50	130	0,05	0,06	0,001	41,94	41,95	63,03	63,02	104,97	104,97	Rede Projetada
T67	N67	N68	39,39	0,10	50	130	0,04	0,05	0,002	41,95	42,95	63,02	62,02	104,97	104,97	Rede Projetada
T68	N68	N69	15,04	0,09	50	130	0,04	0,05	0,001	42,95	42,96	62,02	62,00	104,97	104,97	Rede Projetada
T69	N69	N70	25,40	0,08	50	130	0,03	0,04	0,002	42,96	42,97	62,00	62,00	104,97	104,97	Rede Projetada
T70	N70	N71	55,93	0,07	50	130	0,03	0,03	0,002	42,97	43,96	62,00	61,00	104,97	104,96	Rede Projetada
T71	N71	N72	27,84	0,06	50	130	0,03	0,02	0,001	43,96	43,91	61,00	61,05	104,96	104,96	Rede Projetada
T72	N72	N73	19,37	0,05	50	130	0,02	0,02	0,000	43,91	24,24	61,05	80,73	104,96	104,96	Rede Projetada
T73	N73	N74	31,48	0,05	50	130	0,02	0,01	0,000	24,24	26,23	80,73	78,73	104,96	104,96	Rede Projetada
T74	N74	N75	47,98	0,04	50	130	0,02	0,01	0,000	26,23	44,84	78,73	60,12	104,96	104,96	Rede Projetada
T75	N75	N76	29,09	0,03	50	130	0,01	0,00	0,000	44,84	44,52	60,12	60,44	104,96	104,96	Rede Projetada
T76	N76	N77	27,11	0,02	50	130	0,01	0,00	0,000	44,52	44,02	60,44	60,94	104,96	104,96	Rede Projetada
T77	N77	N78	10,10	0,01	50	130	0,00	0,00	0,000	44,02	44,10	60,94	60,86	104,96	104,96	Rede Projetada
T78	N61	N79	14,32	0,67	50	130	0,28	1,84	0,026	36,30	36,50	68,69	68,47	104,99	104,96	Rede Projetada

PROJETO BÁSICO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE SÃO FRANCISCO ITAJÁ/RN

Data

15/11/2022 15:09

TRECHO	NÓ MONTANTE	NÓ JUSANTE	EXTENSÃO (m)	VAZÃO (l/s)	DN (mm)	C	VELOCIDADE (m/s)	PERDA DE CARGA (m/km)	PERDA DE CARGA (m)	H DISPONÍVEL - MONTANTE (mca)	H DISPONÍVEL - JUSANTE (mca)	COTA DO TERRENO - MONTANTE (m)	COTA DO TERRENO - JUSANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - MONTANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - JUSANTE (m)	OBSERVAÇÃO
T79	N79	N80	127,47	0,66	50	130	0,28	1,80	0,229	36,50	40,60	68,47	64,13	104,96	104,74	Rede Projetada
T80	N80	N81	101,62	0,65	50	130	0,28	1,75	0,209	40,60	43,75	64,13	60,78	104,74	104,53	Rede Projetada
T81	N81	N82	14,06	0,64	50	130	0,27	1,71	0,024	43,75	43,78	60,78	60,72	104,53	104,50	Rede Projetada
T82	N82	N83	18,11	0,63	50	130	0,27	1,66	0,030	43,78	44,68	60,72	59,79	104,50	104,47	Rede Projetada
T83	N83	N84	75,45	0,62	50	130	0,27	1,62	0,122	44,68	46,42	59,79	57,93	104,47	104,35	Rede Projetada
T84	N84	N85	16,62	0,61	50	130	0,26	1,58	0,026	46,42	44,41	57,93	59,92	104,35	104,32	Rede Projetada
T85	N85	N86	23,33	0,60	50	130	0,26	1,53	0,036	44,41	43,40	59,92	60,89	104,32	104,29	Rede Projetada
T86	N86	N87	21,23	0,60	50	130	0,25	1,49	0,032	43,40	44,15	60,89	60,11	104,29	104,26	Rede Projetada
T87	N87	N88	16,93	0,59	50	130	0,25	1,45	0,025	44,15	43,74	60,11	60,49	104,26	104,23	Rede Projetada
T88	N88	N89	35,63	0,58	50	130	0,25	1,41	0,093	43,74	47,14	60,49	57,00	104,23	104,14	Rede Projetada
T89	N89	N90	9,87	0,57	50	130	0,24	1,37	0,014	47,14	47,12	57,00	57,00	104,14	104,12	Rede Projetada
T90	N90	N91	61,63	0,56	50	130	0,24	1,33	0,082	47,12	46,05	57,00	57,99	104,12	104,04	Rede Projetada
T91	N91	N92	22,03	0,21	50	130	0,09	0,21	0,005	46,05	46,19	57,99	57,84	104,04	104,04	Rede Projetada
T92	N92	N93	54,92	0,20	50	130	0,08	0,20	0,011	46,19	46,89	57,84	57,14	104,04	104,03	Rede Projetada
T93	N93	N94	12,47	0,19	50	130	0,08	0,18	0,002	46,89	47,03	57,14	57,00	104,03	104,03	Rede Projetada
T94	N94	N95	21,12	0,18	50	130	0,08	0,16	0,010	47,03	47,00	57,00	57,01	104,03	104,02	Rede Projetada
T95	N95	N96	19,87	0,17	50	130	0,07	0,15	0,003	47,00	45,73	57,01	58,29	104,02	104,01	Rede Projetada
T96	N96	N97	32,02	0,16	50	130	0,07	0,13	0,004	45,73	46,84	58,29	57,17	104,01	104,01	Rede Projetada
T97	N97	N98	18,78	0,15	50	130	0,07	0,12	0,002	46,84	47,18	57,17	56,82	104,01	104,01	Rede Projetada
T98	N98	N99	55,02	0,14	50	130	0,06	0,11	0,008	47,18	49,85	56,82	54,15	104,01	104,00	Rede Projetada
T99	N99	N100	39,98	0,14	50	130	0,06	0,10	0,004	49,85	48,97	54,15	55,02	104,00	103,99	Rede Projetada
T100	N100	N101	42,69	0,13	50	130	0,05	0,08	0,004	48,97	49,73	55,02	54,26	103,99	103,99	Rede Projetada
T101	N101	N102	41,41	0,12	50	130	0,05	0,07	0,003	49,73	51,08	54,26	52,91	103,99	103,99	Rede Projetada
T102	N102	N103	16,88	0,11	50	130	0,05	0,06	0,003	51,08	51,57	52,91	52,41	103,99	103,98	Rede Projetada
T103	N103	N104	24,14	0,10	50	130	0,04	0,05	0,001	51,57	51,98	52,41	52,00	103,98	103,98	Rede Projetada
T104	N104	N105	51,08	0,09	50	130	0,04	0,05	0,002	51,98	52,98	52,00	51,00	103,98	103,98	Rede Projetada
T105	N105	N106	35,56	0,08	50	130	0,03	0,04	0,001	52,98	51,67	51,00	52,31	103,98	103,98	Rede Projetada
T106	N106	N107	41,77	0,07	50	130	0,03	0,03	0,002	51,67	50,83	52,31	53,14	103,98	103,98	Rede Projetada
T107	N107	N108	41,30	0,06	50	130	0,03	0,02	0,001	50,83	49,58	53,14	54,39	103,98	103,98	Rede Projetada
T108	N108	N109	33,63	0,05	50	130	0,02	0,02	0,001	49,58	48,08	54,39	55,89	103,98	103,98	Rede Projetada
T109	N109	N110	59,93	0,05	50	130	0,02	0,01	0,001	48,08	47,07	55,89	56,90	103,98	103,97	Rede Projetada
T110	N110	N111	74,52	0,04	50	130	0,02	0,01	0,001	47,07	45,35	56,90	58,63	103,97	103,97	Rede Projetada
T111	N111	N112	27,10	0,03	50	130	0,01	0,00	0,000	45,35	44,73	58,63	59,24	103,97	103,97	Rede Projetada
T112	N112	N113	50,13	0,02	50	130	0,01	0,00	0,000	44,73	44,97	59,24	59,00	103,97	103,97	Rede Projetada
T113	N113	N114	26,96	0,01	50	130	0,00	0,00	0,000	44,97	45,97	59,00	58,00	103,97	103,97	Rede Projetada
T114	N91	N115	29,60	0,34	50	130	0,15	0,54	0,016	46,05	45,07	57,99	58,96	104,04	104,03	Rede Projetada
T115	N115	N116	25,22	0,33	50	130	0,14	0,51	0,013	45,07	43,95	58,96	60,06	104,03	104,01	Rede Projetada
T116	N116	N117	31,07	0,32	50	130	0,14	0,49	0,015	43,95	42,16	60,06	61,84	104,01	104,00	Rede Projetada
T117	N117	N118	33,57	0,32	50	130	0,13	0,46	0,015	42,16	40,16	61,84	63,83	104,00	103,98	Rede Projetada

PROJETO BÁSICO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE SÃO FRANCISCO ITAJÁ/RN

Data

15/11/2022 15:09

TRECHO	NÓ MONTANTE	NÓ JUSANTE	EXTENSÃO (m)	VAZÃO (l/s)	DN (mm)	C	VELOCIDADE (m/s)	PERDA DE CARGA (m/km)	PERDA DE CARGA (m)	H DISPONÍVEL - MONTANTE (mca)	H DISPONÍVEL - JUSANTE (mca)	COTA DO TERRENO - MONTANTE (m)	COTA DO TERRENO - JUSANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - MONTANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - JUSANTE (m)	OBSERVAÇÃO
T118	N118	N119	24,89	0,31	50	130	0,13	0,44	0,029	40,16	44,98	63,83	58,98	103,98	103,95	Rede Projetada
T119	N119	N120	17,39	0,30	50	130	0,13	0,41	0,007	44,98	39,95	58,98	64,00	103,95	103,95	Rede Projetada
T120	N120	N121	11,12	0,29	50	130	0,12	0,39	0,024	39,95	40,68	64,00	63,24	103,95	103,92	Rede Projetada
T121	N121	N122	20,95	0,28	50	130	0,12	0,37	0,024	40,68	42,40	63,24	61,50	103,92	103,90	Rede Projetada
T122	N122	N123	13,04	0,27	50	130	0,12	0,35	0,021	42,40	42,87	61,50	61,00	103,90	103,88	Rede Projetada
T123	N123	N124	9,59	0,26	50	130	0,11	0,33	0,003	42,87	43,86	61,00	60,01	103,88	103,87	Rede Projetada
T124	N124	N125	17,98	0,25	50	130	0,11	0,30	0,005	43,86	44,84	60,01	59,03	103,87	103,87	Rede Projetada
T125	N125	N126	26,49	0,24	50	130	0,10	0,28	0,008	44,84	45,86	59,03	58,00	103,87	103,86	Rede Projetada
T126	N126	N127	39,16	0,23	50	130	0,10	0,27	0,018	45,86	46,72	58,00	57,12	103,86	103,84	Rede Projetada
T127	N127	N128	20,97	0,23	50	130	0,10	0,25	0,005	46,72	47,18	57,12	56,66	103,84	103,84	Rede Projetada
T128	N128	N129	33,17	0,22	50	130	0,09	0,23	0,008	47,18	47,82	56,66	56,01	103,84	103,83	Rede Projetada
T129	N129	N130	19,03	0,21	50	130	0,09	0,21	0,004	47,82	49,60	56,01	44,23	103,83	103,83	Rede Projetada
T130	N130	N131	22,58	0,20	50	130	0,08	0,19	0,012	49,60	47,57	44,23	56,24	103,83	103,81	Rede Projetada
T131	N131	N132	25,58	0,19	50	130	0,08	0,18	0,005	47,57	46,81	56,24	57,00	103,81	103,81	Rede Projetada
T132	N132	N133	17,21	0,18	50	130	0,08	0,16	0,009	46,81	45,95	57,00	57,85	103,81	103,80	Rede Projetada
T133	N133	N134	21,83	0,17	50	130	0,07	0,15	0,003	45,95	45,79	57,85	58,00	103,80	103,80	Rede Projetada
T134	N134	N135	30,06	0,16	50	130	0,07	0,13	0,004	45,79	45,75	58,00	58,05	103,80	103,79	Rede Projetada
T135	N135	N136	12,77	0,15	50	130	0,07	0,12	0,002	45,75	45,79	58,05	58,00	103,79	103,79	Rede Projetada
T136	N136	N137	23,34	0,14	50	130	0,06	0,11	0,003	45,79	45,79	58,00	58,00	103,79	103,79	Rede Projetada
T137	N137	N138	7,75	0,14	50	130	0,06	0,10	0,001	45,79	45,78	58,00	58,00	103,79	103,79	Rede Projetada
T138	N138	N139	9,27	0,13	50	130	0,05	0,08	0,001	45,78	45,78	58,00	58,00	103,79	103,79	Rede Projetada
T139	N139	N140	27,01	0,12	50	130	0,05	0,07	0,002	45,78	46,38	58,00	57,41	103,79	103,79	Rede Projetada
T140	N140	N141	24,86	0,11	50	130	0,05	0,06	0,002	46,38	44,78	57,41	59,00	103,79	103,78	Rede Projetada
T141	N141	N142	226,93	0,10	50	130	0,04	0,05	0,013	44,78	44,05	59,00	59,73	103,78	103,77	Rede Projetada
T142	N142	N143	16,27	0,09	50	130	0,04	0,05	0,001	44,05	43,86	59,73	59,91	103,77	103,77	Rede Projetada
T143	N143	N144	26,52	0,08	50	130	0,03	0,04	0,001	43,86	43,36	59,91	60,41	103,77	103,77	Rede Projetada
T144	N144	N145	21,84	0,07	50	130	0,03	0,03	0,001	43,36	42,55	60,41	61,22	103,77	103,77	Rede Projetada
T145	N145	N146	37,39	0,06	50	130	0,03	0,02	0,002	42,55	41,77	61,22	62,00	103,77	103,77	Rede Projetada
T146	N146	N147	62,09	0,05	50	130	0,02	0,02	0,001	41,77	42,77	62,00	61,00	103,77	103,77	Rede Projetada
T147	N147	N148	26,16	0,05	50	130	0,02	0,01	0,000	42,77	40,77	61,00	63,00	103,77	103,77	Rede Projetada
T148	N148	N149	30,22	0,04	50	130	0,02	0,01	0,001	40,77	38,54	63,00	65,22	103,77	103,77	Rede Projetada
T149	N3	N150	253,13	0,16	50	130	0,07	0,13	0,034	15,42	20,37	90,62	85,64	106,04	106,01	Rede Projetada
T150	N150	N151	172,46	0,15	50	130	0,07	0,12	0,021	20,37	26,17	85,64	79,82	106,01	105,99	Rede Projetada
T151	N151	N152	109,29	0,14	50	130	0,06	0,11	0,014	26,17	31,26	79,82	74,71	105,99	105,97	Rede Projetada
T152	N152	N153	87,78	0,14	50	130	0,06	0,10	0,008	31,26	38,05	74,71	67,92	105,97	105,96	Rede Projetada
T153	N153	N154	56,38	0,13	50	130	0,05	0,08	0,005	38,05	42,21	67,92	63,75	105,96	105,96	Rede Projetada
T154	N154	N155	58,96	0,12	50	130	0,05	0,07	0,004	42,21	43,52	63,75	62,43	105,96	105,95	Rede Projetada
T155	N155	N156	136,11	0,11	50	130	0,05	0,06	0,009	43,52	49,25	62,43	56,70	105,95	105,95	Rede Projetada
T156	N156	N157	227,60	0,10	50	130	0,04	0,05	0,012	49,25	48,41	56,70	57,52	105,95	105,93	Rede Projetada

PROJETO BÁSICO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DA COMUNIDADE SÃO FRANCISCO ITAJÁ/RN

Data

15/11/2022 15:09

TRECHO	NÓ MONTANTE	NÓ JUSANTE	EXTENSÃO (m)	VAZÃO (l/s)	DN (mm)	C	VELOCIDADE (m/s)	PERDA DE CARGA (m/km)	PERDA DE CARGA (m)	H DISPONÍVEL - MONTANTE (mca)	H DISPONÍVEL - JUSANTE (mca)	COTA DO TERRENO - MONTANTE (m)	COTA DO TERRENO - JUSANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - MONTANTE (m)	COTA PIEZOMÉTRICA - JUSANTE (m)	OBSERVAÇÃO
T157	N157	N158	20,42	0,09	50	130	0,04	0,05	0,001	48,41	47,83	57,52	58,10	105,93	105,93	Rede Projetada
T158	N158	N159	23,30	0,08	50	130	0,03	0,04	0,001	47,83	46,82	58,10	59,11	105,93	105,93	Rede Projetada
T159	N159	N160	22,06	0,07	50	130	0,03	0,03	0,001	46,82	46,31	59,11	59,62	105,93	105,93	Rede Projetada
T160	N160	N161	110,95	0,06	50	130	0,03	0,02	0,003	46,31	43,70	59,62	62,23	105,93	105,93	Rede Projetada
T161	N161	N162	46,70	0,05	50	130	0,02	0,02	0,001	43,70	42,83	62,23	63,00	105,93	105,93	Rede Projetada
T162	N162	N163	29,01	0,05	50	130	0,02	0,01	0,000	42,83	42,46	63,00	63,47	105,93	105,93	Rede Projetada
T163	N163	N164	20,07	0,04	50	130	0,02	0,01	0,000	42,46	42,22	63,47	63,71	105,93	105,93	Rede Projetada
T164	N164	N165	114,00	0,01	50	130	0,00	0,00	0,000	42,22	39,83	63,71	66,10	105,93	105,93	Rede Projetada
T165	N165	N166	35,98	0,02	50	130	0,01	0,00	0,000	42,22	43,18	63,71	62,75	105,93	105,93	Rede Projetada
T166	N166	N167	76,07	0,01	50	130	0,00	0,00	0,000	43,18	43,02	62,75	62,91	105,93	105,93	Rede Projetada
T167	N173	N168	53,71	0,11	50	130	0,05	0,06	0,004	22,94	46,07	83,00	59,86	105,94	105,94	Rede Projetada
T168	N171	N169	53,89	0,09	50	130	0,04	0,05	0,002	23,19	23,40	82,74	82,53	105,93	105,93	Rede Projetada
T169	N5	N170	107,41	0,13	50	130	0,05	0,08	0,009	15,95	29,42	90,00	76,52	105,95	105,94	Rede Projetada
T170	N168	N171	53,75	0,10	50	130	0,04	0,05	0,003	46,07	23,19	59,86	82,74	105,94	105,93	Rede Projetada
T171	N169	N172	53,71	0,08	50	130	0,03	0,04	0,002	23,40	23,11	82,53	82,82	105,93	105,93	Rede Projetada
T172	N170	N173	53,71	0,12	50	130	0,05	0,07	0,004	29,42	22,94	76,52	83,00	105,94	105,94	Rede Projetada
T173	N149	N174	46,21	0,03	50	130	0,01	0,00	0,000	36,54	36,54	65,22	67,23	103,77	103,77	Rede Projetada
T174	N174	N175	22,79	0,02	50	130	0,01	0,00	0,000	36,54	35,78	67,23	67,99	103,77	103,77	Rede Projetada
T175	N175	N176	14,41	0,01	50	130	0,00	0,00	0,000	35,78	36,41	67,99	67,36	103,77	103,77	Rede Projetada

Referências

ABNT. (1991). NBR 12215 - Projeto de adutoras de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ABNT. (1992). NBR 12213 - Projeto de captação de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

ABNT. (1994). NBR 12218 - Projeto de rede de água. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

BAPTISTA, M., & LARA, M. (2016). Fundamentos de engenharia hidráulica. Belo Horizonte, MG: Editora UFMG.

FEITOSA, F. A. (2002). Aspectos sobre água subterrânea em terrenos cristalinos da região semiárida brasileira. *International Water Resources Association (IWRA)*.

GARCEZ, L. N. (1974). *Elementos de engenharia hidráulica e sanitária*. São Paulo: Edgar Blücher.

GOMES, H. P. (2009). Sistemas de abastecimento de água: Dimensionamento econômico e operação de redes e elevatórias. João Pessoa, PB: Editora Universitária - UFPB.

GOMES, H. P. (2009). Sistemas de bombeamento: Eficiência energética. João Pessoa, PB: Editora Universitária - UFPB.

NETTO, J. d., & FERNÁNDEZ, M. F. (2015). Manual de Hidráulica. 9ª Edição. São Paulo, SP: Blücher.

PORTO, R. M. (2006). *Hidráulica Básica*. São Carlos: EdUFSCar.

Prefeitura Municipal de Itajá. (Dezembro de 2019). Plano Municipal de Saneamento Básico. Produto C - Diagnóstico Técnico-Participativo. Itajá, RN.

Prefeitura Municipal de Itajá. (Março de 2020). Plano Municipal de Saneamento Básico. Produto D - Prospectiva e Planejamento Estratégico. Itajá, RN.

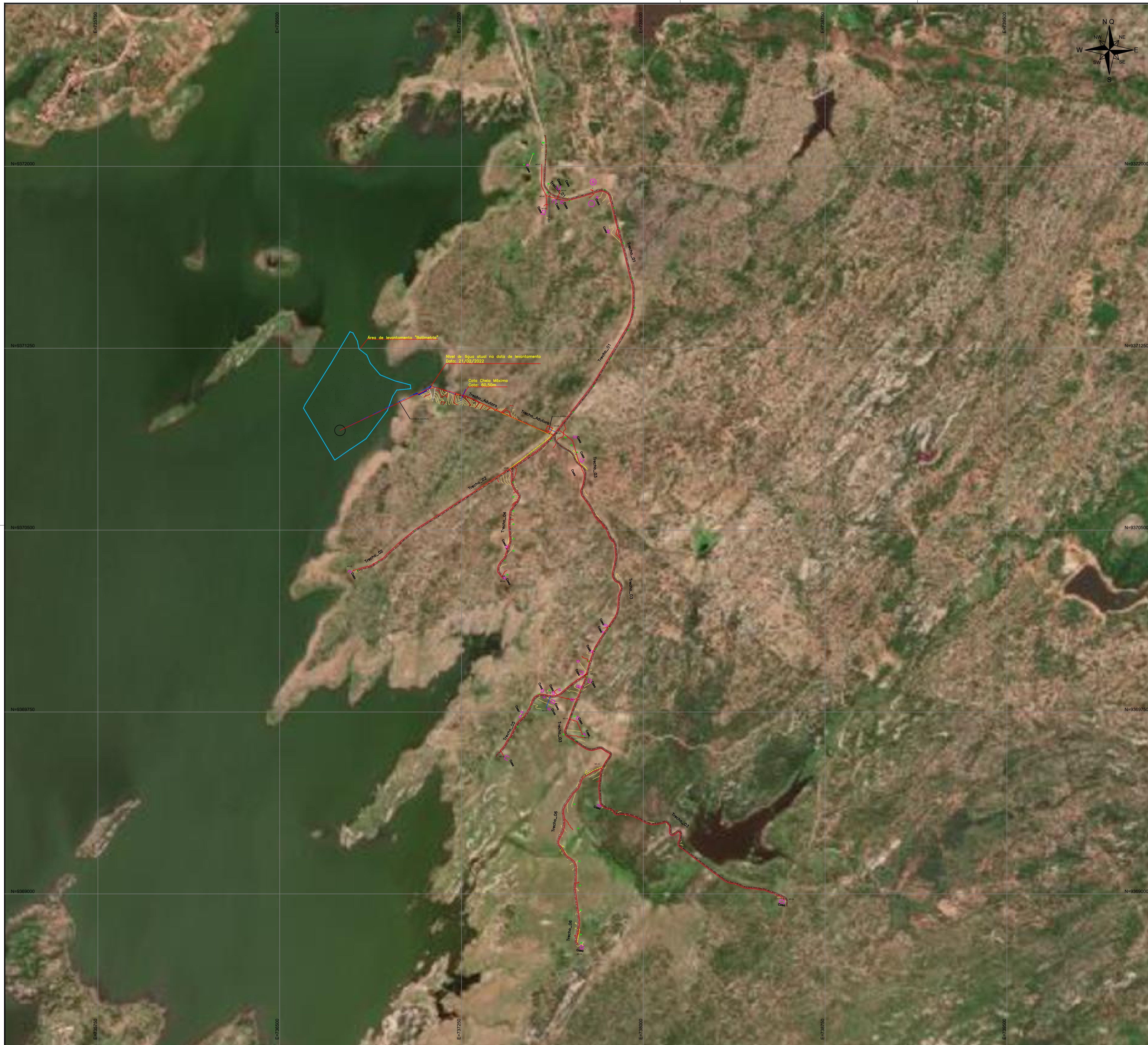
Prefeitura Municipal de Itajá. (Abril de 2020). Plano Municipal de Saneamento Básico. Produto E - Programas, Projetos e Ação. Itajá, RN.

Prefeitura Municipal de Itajá. (Abril de 2020). Plano Municipal de Saneamento Básico. Produto F - Plano de Execução. Itajá, RN.

SILVA, A. R. (2016). Autogestão de sistemas rurais de abastecimento de água: Estudo de caso na comunidade quilombola de Lagedo, São Francisco - MG. Belo Horizonte: UFMG.

SILVA, V. M. (Junho de 2009). Sistemas Urbanos de Água e Esgoto - 1ª Parte - Abastecimento de Água. Natal, RN.

TSUTYIA, M. T. (2006). Abastecimento de água. São Paulo, SP: EDUSP.



SISTEMA DE COORDENADAS PLANAS UTM

DATUM OFICIAL - SIRGAS2000
 MERIDIANO CENTRAL 45 ° WGR

LATITUDE = 5°39'16,656"S
 LONGITUDE = 42°48'26,669"W
 UTM N = 9.374.423,286 m
 UTM E = 742.859,410 m

K=Factor de Escala = 1,000325552
 Data = 20/10/2022
 c=convergência meridiana = -0'25'8,858"
 d=declinação magnética = 21°30'54,972"W
 ad=variação anual da declinação magnética = 0'21'8,64"E

- OBS:
- 1 - Topografia com estacas de 20,00m, na unidade (N+0,00m) Onde "N" Número Inteiro
 - 2 - Marco de apoio: IBGE 92436 situada em Apodi
 - 3 - Datum Horizontal: WGS84 (SIRGAS 2000)
 - 4 - Datum Vertical: Imituba (SC)

REVISÃO	DESCRIÇÃO	DIGITALIZAÇÃO	DATA
REV 02	ADEQUAÇÃO DA ETAPA ÚTIL DO PROJETO	HAZEN	JULHO/2023
REV 01	ATENDIMENTO DA ANÁLISE DO PARECER 4214417	HAZEN	MAIO/2023
REV 00	EMIÇÃO INICIAL	HAZEN	NOVEMBRO/2022

SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA COMUNIDADE SÃO FRANCISCO - ITAJÁ/RN
 MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL
 CONVÊNIO 923745/2021

CONTRATANTE: **PREFEITURA MUNICIPAL DE ITAJÁ**
 Rua W. José Roberto Lopes, Centro - Itajá - RN
 CNPJ: 01.812.395/0001-48

CONTRATADA: **PROJECTA ENGENHARIA LTDA**
 Av. Alameda Penna - 1388 - Itajá Office
 CNPJ: 15.822.738/0001-19

PROJETO		SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA PARA A COMUNIDADE SÃO FRANCISCO	
CONTEÚDO:	ADUTORA DE ÁGUA BRUTA - GERAL	AGENCIADO/PROJETO:	HAZEN WILLIAN S. PEREIRA CREA: 210.990.603-0
FRANCA:	ITAJÁ/RN	ARQUIVO:	01 - PLANTA GERAL.dwg
DATA:	01/01	APROVADO POR:	HAZEN WILLIAN S. PEREIRA CREA: 210.990.603-0
ESCALA:	1:7500	DESENHO:	HAZEN WILLIAN S. PEREIRA CREA: 210.990.603-0

© 2023 Projecta Engenharia Ltda. Todos os direitos reservados. É proibida a reprodução total ou parcial deste projeto sem a prévia autorização do autor.