



PREFEITURA DE

Jaguaruana

O futuro começa agora



PROJETO BÁSICO

ABASTECIMENTO DE ÁGUA CARNAUBAL E CURRALINHO DA BARRA



PREFEITURA DE

Jaguaruana

O futuro começa agora



**SISTEMA SIMPLIFICADO DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA DE
CARNAÚBAL E CURRALINHO DA BARRA – JAGURUANA-CE**

VOLUME ÚNICO
Memorial Descritivo, Memorial de
Cálculo, Orçamento, Desenhos e
Especificações Técnicas

SUMÁRIO

1.0 APRESENTAÇÃO DO PROJETO.....	3
2.0 RESUMO DO PROJETO.....	4
2.1 FICHA TÉCNICA DO SISTEMA PROPOSTO.....	5
2.2 CROQUI.....	7
3.0 ESTUDOS BÁSICOS DA COMUNIDADE.....	8
3.1 LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO.....	8
3.2 ACESSO RODOVIÁRIO.....	9
3.3 ASPECTOS CLIMÁTICOS.....	9
3.4 ASPECTOS AMBIENTAIS.....	10
3.5 ÁGUAS SUPERFICIAIS.....	12
3.6 ÁGUAS SUBTERRÂNEAS.....	13
3.7 INFRAESTRUTURA.....	14
3.7.1 Abastecimento de água.....	14
3.7.2 Esgotamento Sanitário.....	14
3.7.3 Coleta de Resíduos Sólidos e Energia Elétrica.....	14
3.8 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.....	14
4.0 JUSTIFICATIVA DA CONCEPÇÃO ADOTADA.....	15
5.0 PARÂMETROS DE PROJETO.....	16
5.1 Recomendações Técnicas.....	16
5.2 Estimativa Populacional.....	16
5.3 Vazões do Sistema.....	17
6.0 DESCRIÇÃO DAS UNIDADES DO SISTEMA.....	20
6.1 Manancial.....	21
6.2 Captação.....	21
6.3 Adutora de Água Bruta.....	21
6.4 Estação de Tratamento de Água.....	22
6.5 ETRG (Estação de tratamento de resíduos gerados).....	26
6.6 Estação Elevatória de Água Tratada/Adutora de Água Tratada.....	29
6.7 Reservatório Elevado (REL).....	29
6.8 Rede de Distribuição.....	30
6.9 Ligações de Prediais.....	31
7.0 MEMORIAL DE CÁLCULOS.....	32
7.1 ADUTORA DE ÁGUA BRUTA.....	32
7.2 ANÁLISE DO TRANSIENTE DA AAB.....	36
7.3 (ETA) ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA.....	40
7.4 (ETRG) ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE REJEITOS GERADOS.....	60
7.5 ADUTORA DE ÁGUA TRATADA.....	66
7.6 RESERVATÓRIO ELEVADO.....	70
7.7 DIMENSIONAMENTO ELÉTRICO (CAPTAÇÃO).....	71
7.8 DIMENSIONAMENTO ELÉTRICO (ETA).....	79
7.9 DIMENSIONAMENTO REDE DE DISTRIBUIÇÃO.....	91

8.0	ORÇAMENTO	95
8.1	RESUMO DO ORÇAMENTO	120
8.2	CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCEIRO.....	121
8.3	COTAÇÕES	122
8.4	COMPOSIÇÃO DO BDI.....	123
9.0	ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS	125
9.1	GENERALIDADES	125
9.2	TERMOS E DEFINIÇÕES	125
9.3	DESCRIÇÃO DOS TRABALHOS E RESPONSABILIDADES.....	127
9.4	SERVIÇOS PRELIMINARES	134
9.5	OBRA CIVIL.....	134
9.6	SERVIÇOS DE CONCRETOS	142
9.7	CONCRETO ESTRUTURAL	142
9.8	FÔRMAS.....	148
9.9	ARMADURAS.....	150
9.10	TUBOS, CONEXÕES E ACESSÓRIOS	150
9.11	CONJUNTO MOTO BOMBAS.....	154
ANEXOS	158	
	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO	159
	CURVA DA BOMBA (CAPTAÇÃO).....	162
	ANOTAÇÃO DE RESPONSABILIDADE TÉCNICA	164
	PEÇAS GRÁFICAS	166

1 APRESENTAÇÃO

O presente documento é um projeto desenvolvido para atender com um sistema de abastecimento d'água as comunidades de Carnaubal e Curralinho da Barra no município de Jaguaruana, visando os requisitos de aprovação e financiamento da Secretaria do Desenvolvimento Agrário do Estado do Ceará.

O objetivo é ofertar água tratada para as diversas famílias, atendendo as exigências de concepção de projetos, visando o desenvolvimento de políticas públicas, proporcionando os avanços na saúde pública e a universalização do acesso a água tratada.

Volume Único – Memorial Descritivo e de Cálculos

- Apresentação do Projeto
- Resumo do Projeto
- Croqui
- Elementos para concepção do sistema
- Especificações técnicas
- Memorial de Cálculos
- Orçamento
- Anexos

0045



2.0 RESUMO DO PROJETO

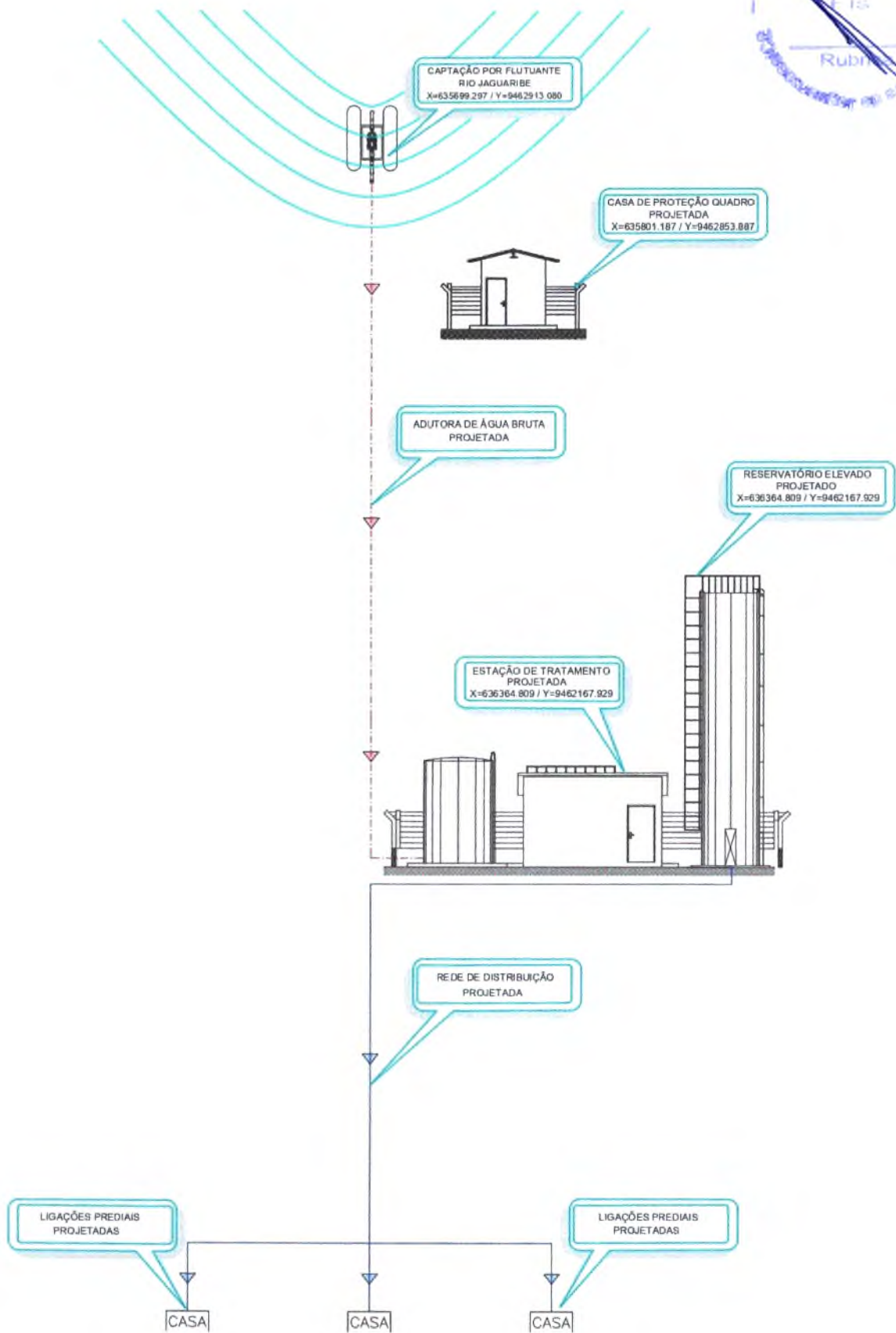
O presente sistema foi elaborado para atender as comunidades de Carnaubal e Curralinho da Barra no município de Jaguaruana, a captação será feita a partir rio Jaguaribe, localizado próximo a comunidade, através de uma estrutura flutuante. Após a captação, está dimensionado a adutora de água bruta com tubulação em PVC PBA CL-12 DN 75mm e extensão de 937,34 m, Estação de tratamento de água composta por floccodcantador de bandejas e filtro de fluxo ascendente em fibra de vidro e uma ETRG (estação de tratamento de rejeitos gerados), adutora de água tratada com extensão de 10m projetada com tubos PVC PBA CL-12 DN 75mm, reservatório elevado projetado com volume de 40m³ e fuste de 12m, rede de distribuição composta 4.625,00 m de tubo PVC PBA JEI DN 50mm, 2.192m de tubo PVC PBA JEI DN 75mm, e 127 ligações prediais com hidrômetros, que atenderão 100% da demanda das comunidades.

2.1 FICHA TÉCNICA DO SISTEMA PROPOSTO

<p align="center">PROJETO DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA Responsável Técnico: Francisco Lauro Lima Falcão Órgão Financiador: Secretaria do Desenvolvimento Agrário</p>						
Município	Data da elaboração		Resp. Projeto			
Jaguaruana	Novembro/22		Francisco Lauro Lima Falcão			
Localidade	Data do orçamento		Resp. Orçamento			
Carnaubal e Curralinho da Barra	Novembro/22		Antônio Flavio Oliveira Junior			
DADOS POPULACIONAIS						
Taxa de Crescimento	Alcance do Projeto anos	Ano Início do projeto	População Inicial hab	População Final hab	Ano final do projeto	
2%	20	2022	480	713	2042	
Observações	Dados de crescimento anual disponibilizados pelo IBGE					
Todas as residências da comunidade foram contempladas no projeto totalizando 100%						
VAZÕES DO PROJETO						
Vazão de projeto para 20 anos	VAZÃO (L/S)			VAZÃO (M ³ /H)		
	Media	Máx. Diária	Máx. Horaria	Media	Máx. Diária	Máx. Horaria
	0,826	0,991	1,486	2,972	3,567	5,350
CAPTAÇÃO - MANANCIAL SUPERFICIAL (RIO JAGUARIBE)						
Vazão	Qt. Bombas instaladas	Qt. Bombas Reserva	Potência	Hman (metros)		
5,618 m ³ /h	1,00	1,00	1,0	16,85		
ADUTORA DE ÁGUA BRUTA						
Vazão	Material	Diâmetro	Extensão	Pressão de serviço	Classe tubo	
5,618 m ³ /h	PVC	75 mm	937,34 m	32,55 mca	CL-12	
ESTAÇÃO DE TRATAMENTO						
Vazão	Área ETA	Filtro	Decantador	Material		
		Taxa de Filtração	Dimensões			
5,618 m ³ /h	12 x 23 m	114,50 m ³ /m ² . dia	1,5 x 5,5 m	Fibra de Vidro		

BOMBAS LAVAGEM DO FILTRO					
Vazão	Qt. Bombas instaladas	Qt. Bomba Reserva	Potência	Hman (metros)	
47,10 m ³ /h	1,00	1,00	2,50	5,94 m.c.a	
ESTAÇÃO ELEVATÓRIA DE ÁGUA TRATADA					
Vazão	Qt. Bombas instaladas	Qt. Bomba Reserva	Potência	Hman (metros)	
5,350 m ³ /h	1,00	1,00	1,00	16,31	
ADUTORA DE ÁGUA TRATADA					
Vazão	Material	Diâmetro	Extensão m	Pressão de serviço	Classe Tubo
5,350 m ³ /h	PVC	75	10 m	33,35 mca	CL-12
RESERVATÓRIO ELEVADO (EXISTENTE)					
Quantidade	Diâmetro	Formato	Volume	Material	Fuste
1	3,00	Cilindro	40,00 m ³	Concreto	12,00
REDE DE DISTRIBUIÇÃO (PROJETADA)					
Diâmetros	Extensão (m)	Material	Pressão Máxima	Pressão Mínima	
50 mm	4.625,00 (projetada)	PVC	6,89	18,43	
75 mm	2.192,00 (projetada)	PVC			
TOTAL	6.817,00				
LIGAÇÕES PREDIAIS (PROJETADAS)					
127 ligações prediais/padrão CAGECE					
TOTAL DE UNIDADES PREDIAIS					
127 unidades prediais					

2.2 CROQUI



Sistema de Abastecimento de Água
Carnaubal e Curralinho da Barra – Município de Jaguaruana



3.0 ESTUDOS BÁSICOS DA COMUNIDADE

3.1 LOCALIZAÇÃO DO MUNICÍPIO

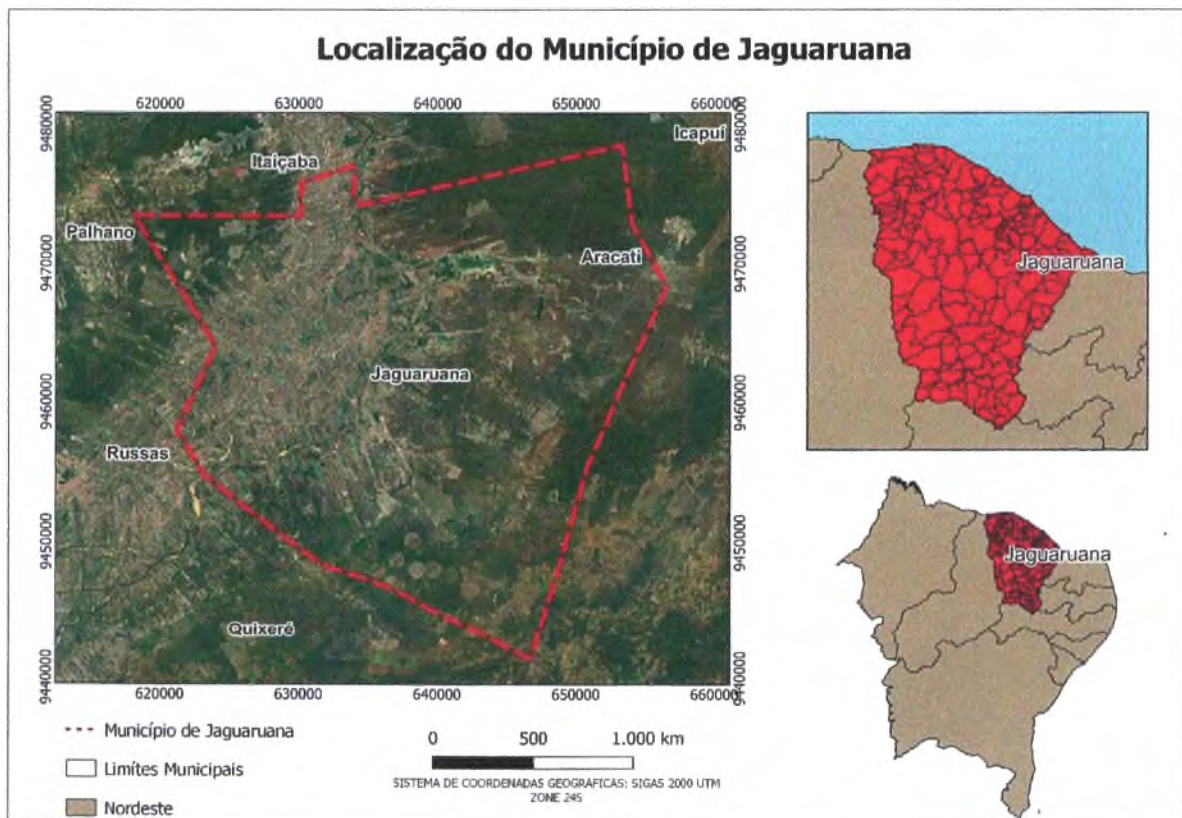
O município de leste Jaguaruana situa-se na região Sul do estado do Ceará, limitando-se com os municípios abaixo.

NORTE	SUL	LESTE	OESTE
Aracati e Itaiçaba	Russas, Quixeré, Estado do Rui Grande do Norte	Estado do Rio Grande do Norte e Aracati	Itaiçaba Palhano Russas

Tabela: descrição dos municípios limítrofes de Jaguaruana.

“Sua área geográfica corresponde a 867,6 km², estando a sede municipal posicionada na latitude – 4º 50' 02" e longitude – 37º 46' 52" A sede municipal distância de 150 km da capital Fortaleza (Dados: IPECE).

Figura 1 - Localização no Estado

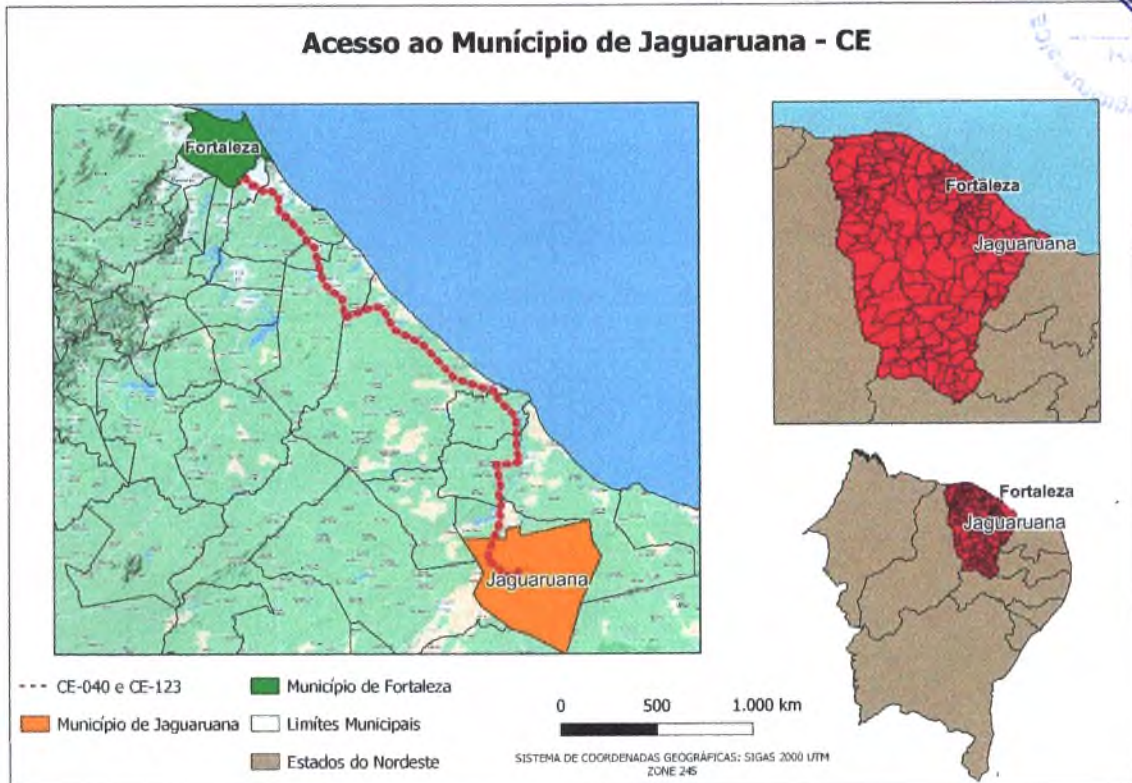


Fonte: LM Projetos e Construções, adaptado de IPECE, 2022.

3.2 ACESSO RODOVIÁRIO

A partir de Fortaleza o acesso ao município, pode ser feito por via terrestre através da Fortaleza onde começa percurso passando por Chorozinho em seguida percorre a BR 116 passando por várias comunidades, a exemplo Cristais, até chegar na rodovia estadual CE-263 que dará o acesso até a cidade de Jaguaruana.

Figura 2 – Mapa de acesso ao município

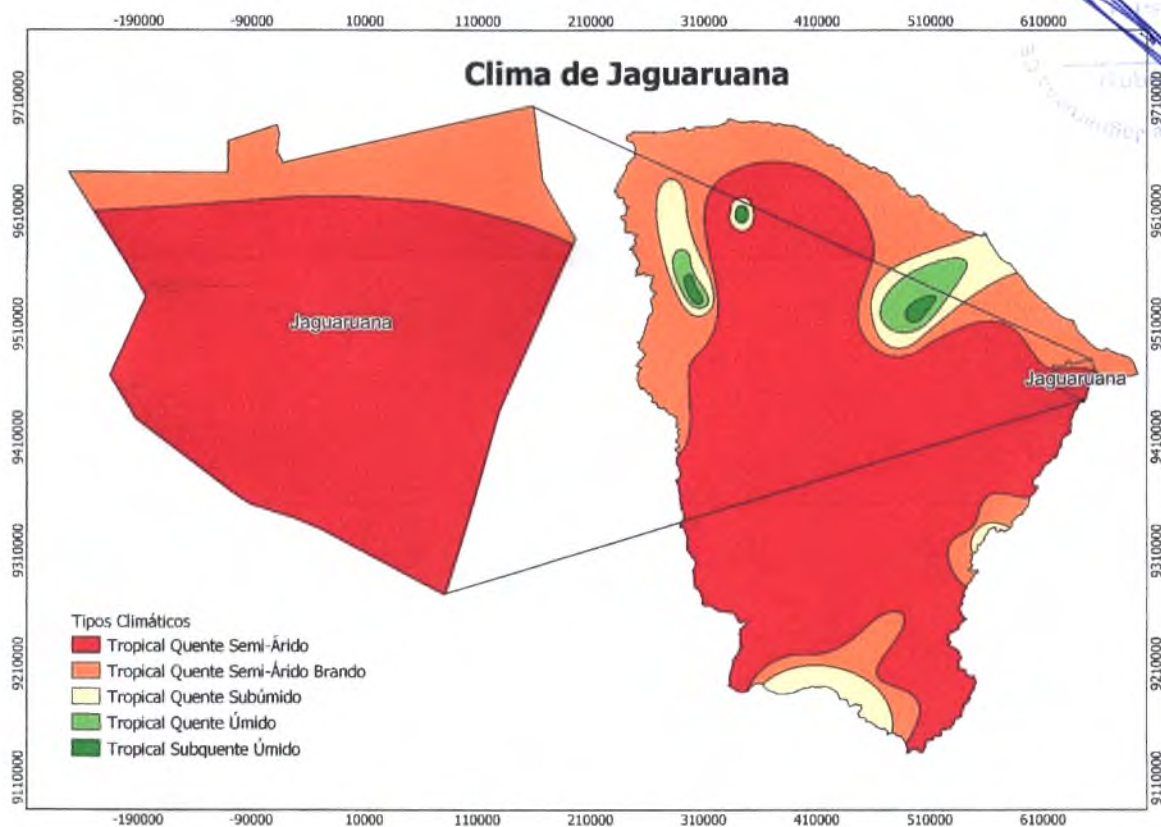


Fonte: LM Projetos e Construções, adaptado de IPECE, 2022.

3.3 ASPECTOS CLIMÁTICOS

As condições climáticas municipais são definidas por temperaturas medias entre 26° a 28°C, e uma precipitação pluviométrica em torno de 752,60 mm anualmente. O período de concentração das precipitações pluviométricas situa-se no trimestre (janeiro a abril), enquanto o trimestre mais seco corresponde aos meses de setembro a novembro. O balanço hídrico é deficitário, visto que toda a água precipitada é evapotranspiração, exceto nos meses mais chuvosos, o clima em geral é considerado Tropical Quente Semiárido Brando, Tropical Quente Semiárido. A situação climática de Jaguaruana pode ser observada na Figura 3:

Figura 3 – Clima do Município



Fonte: LM Projetos e Construções, adaptado de IPECE, 2022.

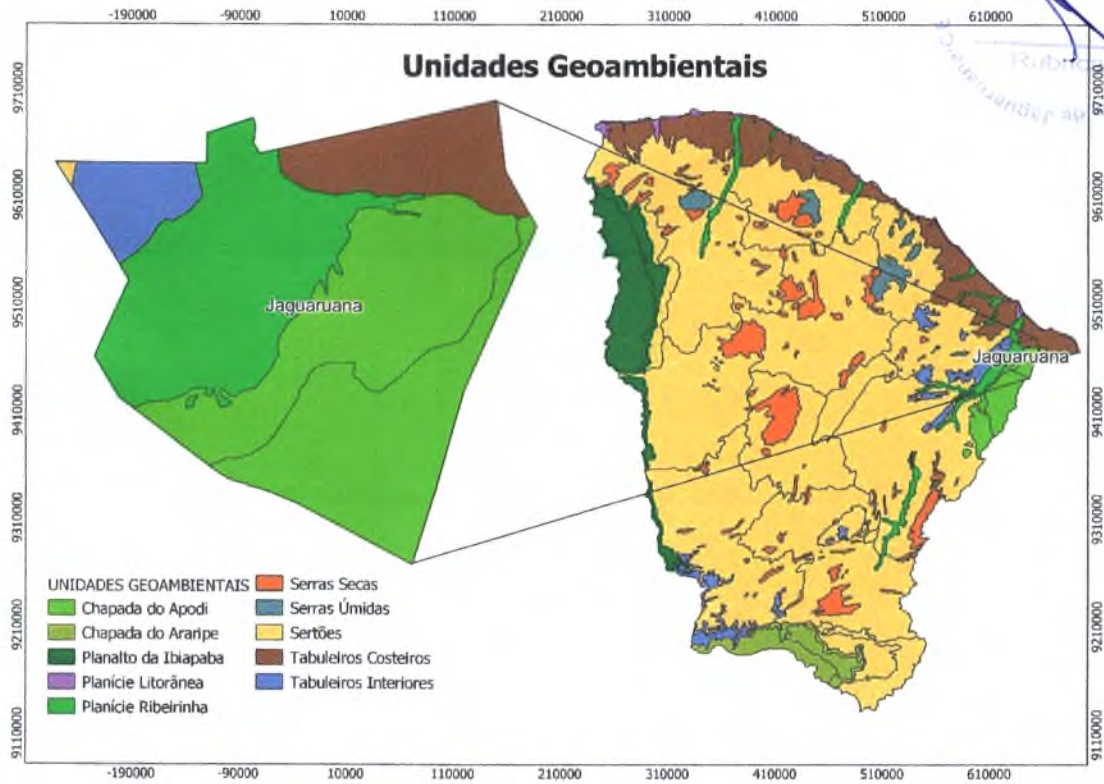
3.4 ASPECTOS AMBIENTAIS

O relevo do município de Icó, na região do Sudoeste são Planície Fluvial, Depressões Sertanejas e Chapada do Apodi demonstrado no mapa abaixo.

Os tipos de solos identificados na região Solos Aluviais, Areias Quartzosas Distróficas, Cambissolo, Planossolo Solódico, Podzólico Vermelho-Amarelo e Vertissolo.

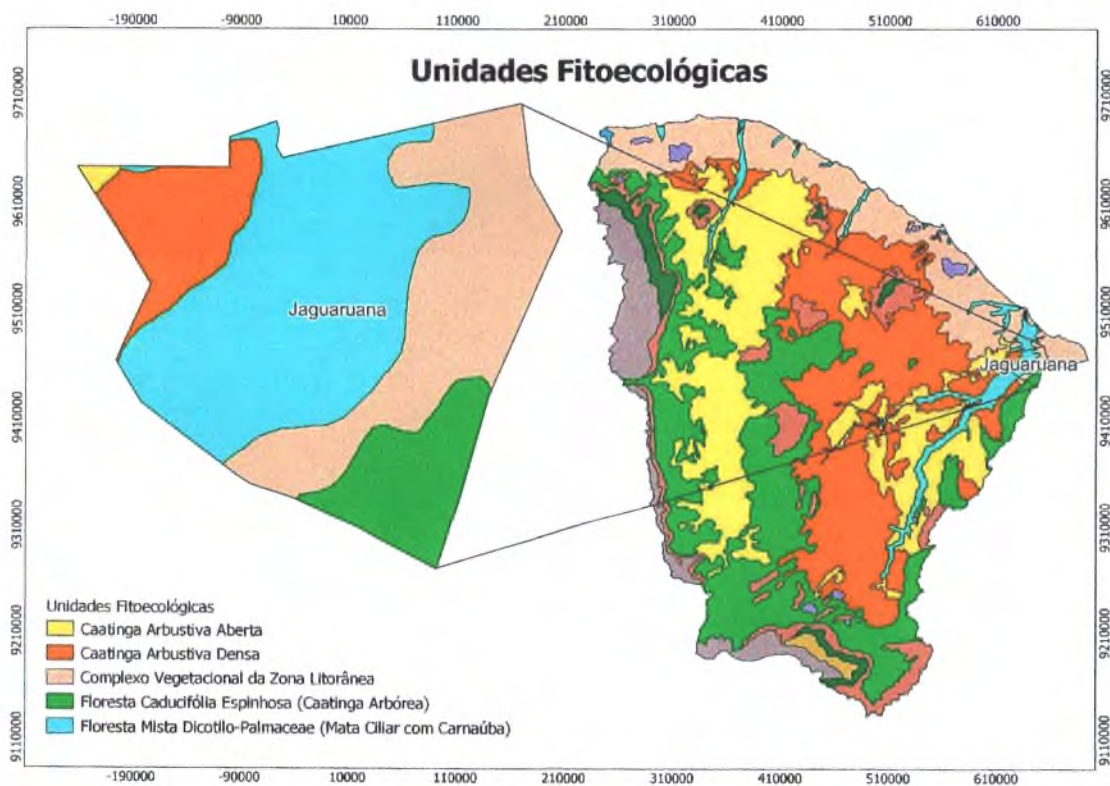
O município tem seu território dividido pelas seguintes unidades Fitoecológicas: Caatinga Arbustiva Aberta, Caatinga Arbustiva Densa, Floresta Mista Dicotillo-Palmacea e Floresta Subcaducifólia Tropical Pluvial, essas subdivisões podem ser observadas no mapa a seguir.

Figura 4 – Unidades Geoambientais



Fonte: LM Projetos e Construções, adaptado de IPECE, 2022.

Figura 5 – Unidades Fitoecológicas do Município

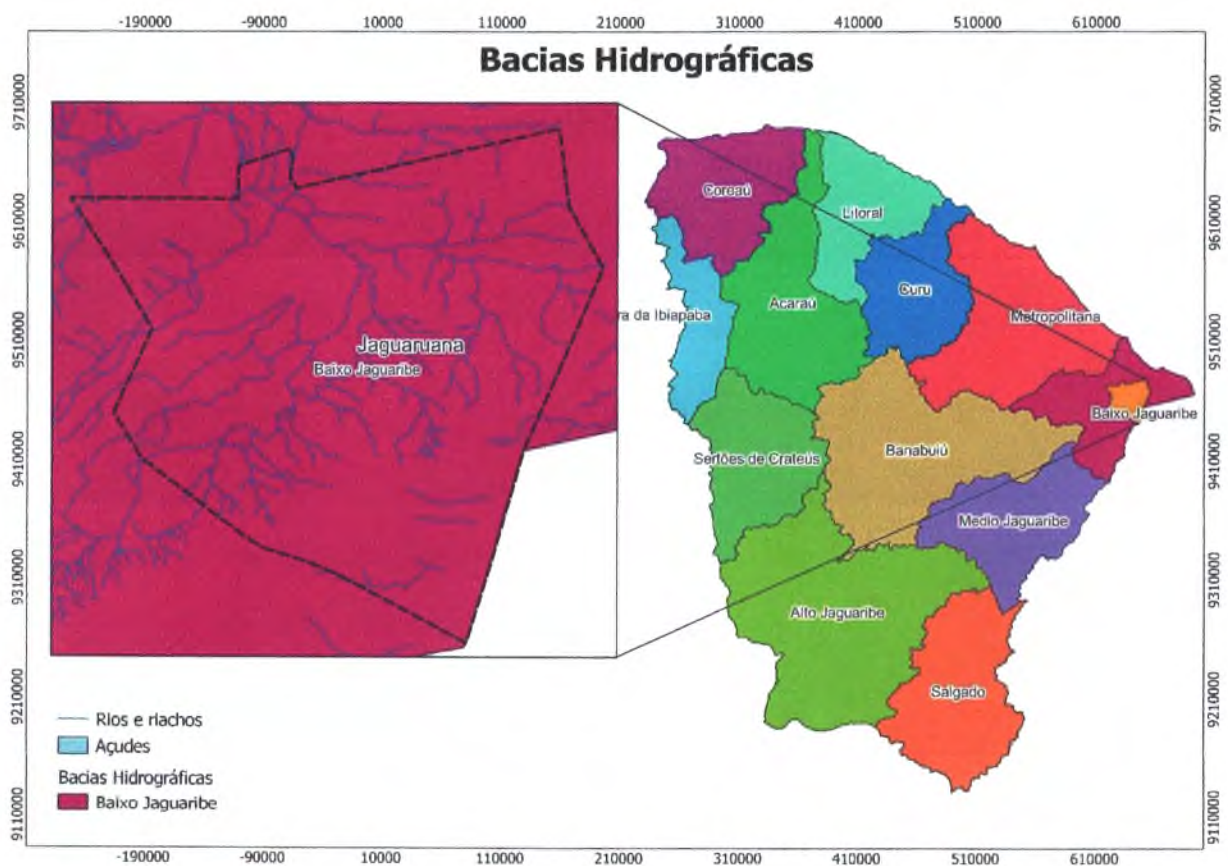


Fonte: LM Projetos e Construções, adaptado de IPECE, 2022.

3.5 ÁGUAS SUPERFICIAIS

O município de Jaguaruana está inserido na bacia hidrográfica do Baixo Jaguaribe (Erro! Fonte de referência não encontrada.). Esta unidade de planejamento para a gestão dos recursos hídricos do Ceará possui uma área de 6.875 km², sendo o seu principal rio o Palhano. Esta bacia é composta por 9 municípios. Nessa região, o Rio Jaguaribe é perenizado pelos açudes Médio e Alto Vele, bem como das bacias dos rios Salgado e Banabuiú. Essa bacia apresenta uma capacidade de acumulação de águas superficiais de 24.000.000 milhões de m³, tendo um único açude o Santo Antônio de Russas gerenciado pela COGERH. A oferta hídrica gerada pelos sistemas aquíferos da bacia, são: Bacia sedimentar Potiguar, Aluviões Cristalino e Dunas.

Figura 6 – Bacias Hidrográficas



Fonte: LM Projetos e Construções, adaptado de IPECE, 2022.

3.6 ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

No município de Jaguaruana pode-se distinguir três domínios hidrogeológicos distintos: rochas sedimentares, rochas cristalinas e depósitos aluvionares.

As rochas sedimentares na região do Apodi, formam a Unidade Hidrogeológica Açú, considerada a mais importante e mais perfurada para abastecimento, e o seu membro inferior é aquele que detém as maiores reservas de água, constituindo o denominado aquífero Açú.

Destacam-se também os calcários da Formação Jandaira, que formam um meio cáustico, onde o armazenamento e a circulação de água ocorrem em fissuras e cavidades oriundas da dissolução dessas rochas. Suas águas possuem dureza elevada e, às vezes, altas concentrações de sais.

As rochas cristalinas representam o que é denominado comumente de “aquífero fissural”. Como basicamente não existe uma porosidade primária nesse tipo de rocha, a ocorrência da água subterrânea é condicionada por uma porosidade secundária representada por fraturas e fendas, o que se traduz por reservatórios aleatórios, descontínuos e de pequena extensão.

Dentro deste contexto, em geral, as vazões produzidas por poços são pequenas e a água, em função da falta de circulação e dos efeitos do clima semiárido é, na maior parte das vezes, salinizada. Essas condições atribuem um potencial hidrogeológico baixo para as rochas cristalinas sem, no entanto, diminuir sua importância como alternativa de abastecimento em casos de pequenas comunidades ou como reserva estratégica em períodos prolongados de estiagem.

Os depósitos aluvionares são representados por sedimentos areno-argilosos recentes, que ocorrem margeando as calhas dos principais rios e riachos que drenam a região, e apresentam, em geral, uma boa alternativa como manancial, tendo uma importância relativa alta do ponto de vista hidrogeológico, principalmente em regiões semiáridas com predomínio de rochas cristalinas. Normalmente, a alta permeabilidade dos termos arenosos compensa as pequenas espessuras, produzindo vazões significativas.



3.7 INFRAESTRUTURA

3.7.1 Abastecimento de água

Segundo o Censo Demográfico do IBGE, as formas de abastecimento mais utilizadas na cidade referem-se à rede geral de abastecimento do sistema de abastecimento de água com (74,01 % dos domicílios), seguindo-se a fontes fora do imóvel como água de chuva, carros pipas, chafarizes ou nascentes soma-se (10,46 % dos domicílios), em geral de qualidade duvidosa e a utilização de poços (15,52 % dos domicílios), dados até o ano de 2010.

3.7.2 Esgotamento Sanitário

No referido ano, predominava como formas de esgotamentos das efluentes sanitárias fossas sépticas, que eram utilizadas por 6,31 % dos domicílios e 12,69 % dos domicílios não possuem banheiro. O uso da rede geral de esgotos e/ou pluvial, valas, o destino a cursos d'água ou outro tipo de escoamento era adotado por 7,39 % dos domicílios permanentes possuem precariedade no padrão sanitário local. Não existem indústrias com potencial poluidor dos recursos hídricos na cidade.

3.7.3 Coleta de Resíduos Sólidos e Energia Elétrica

Quanto ao destino dos resíduos sólidos, até o ano de 2010, a cidade de Jaguaruana contava com 74,89 %. Dos seus domicílios sendo atendidos pela coleta pública. Do restante dos domicílios jogava em terrenos baldios ou logradouros, queimavam, enterrava ou destinava o lixo a cursos d'água ou outro destino. O fornecimento de energia elétrica (COELCE) atende um total de 13.317 consumidores, sendo o consumo total de 87.585 mwh até o ano de 2010.

3.8 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

Município de Jaguaruana, segundo resultados provenientes do Censo Demográfico 2010 do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), apresenta uma população residente total de 32.236 habitantes, sendo 30.463 habitantes (59.36%) inseridos na zona urbana do referido município e 13.101 habitantes (40.64%) inseridos na zona rural do referido município, deste modo, resulta-se numa densidade demográfica de 38,05 habitantes/km² para o período de 2010.

0056
RUBRICADO
SECRETARIA DE SAÚDE

4.0 JUSTIFICATIVA DA CONCEPÇÃO ADOTADA

Em visitas de campo, diagnosticou-se que as comunidades de Carnaubal e Curralinho da Barra, não dispõem de infraestruturas consideradas seguras e adequadas para o abastecimento da água da população local. As famílias das comunidades obrigam-se a recorrer a soluções alternativas para o abastecimento.

Dentre as soluções podemos mencionar chafarizes, água proveniente de poços profundos, com teor de cloreto acima das recomendações da OMS e algumas cisternas que são reabastecidas na quadra invernososa e ainda o atendimento precário por carros-pipa.

Dessa forma, o sistema de abastecimento de água para as comunidades de Carnaubal e Curralinho da Barra foi projetado baseando-se nas características locais e seguindo as normas e recomendações estabelecidas pela CAGECE e a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT).

Com isso, o projeto será constituído por captação a partir do rio Jaguaribe, adutora de água bruta, em seguida foi projetada uma estação de tratamento (ETA) composta por Decantador de Manta de Lodo e Filtro de Fluxo Ascendente e uma estação de tratamento de resíduos gerados (ETRG), estação elevatória de água tratada, adutora de água tratada, reservatório elevado, rede de distribuição e 127 ligações prediais com hidrômetro que atenderão 100% da demanda das comunidades.

5.0 PARÂMETROS DE PROJETO

5.1 Recomendações Técnicas

De acordo com as recomendações técnicas definidas pela CAGECE, os parâmetros e considerações a serem utilizados no dimensionamento das unidades constituintes do sistema em estudo são:

PARÂMETROS DE PROJETO	
Alcance do Projeto	20 anos
Taxa de Crescimento	2,00 % ao ano
Taxa de Ocupação	3,78 habitantes/domicílio*
Consumo Per Capita	100 litros/habitante/dia
Coeficiente do dia de maior consumo (k1)	1,2
Coeficiente da hora de maior consumo (k2)	1,5
Pressão mínima admissível	10 m.c.a
Pressão máxima admissível	50 m.c.a
Perda de carga máxima admissível	8,00 m/km
Metros de rede/Número de ligações	150 (máximo)

*Valores de acordo com senso IBGE 2010.

5.2 Estimativa Populacional

A estimativa populacional foi realizada através de estudos de campo com visita e cadastramento individual de cada imóvel existente na comunidade, atendendo todas as residências, e os pontos de maior dificuldades, a comunidade em si própria não oferece grandes vantagens para atrair habitantes de forma significativa do ponto de vista de industrialização e comercial ainda se predomina atividades simples do setor primário, para o percentual de crescimento anual serão utilizados os dados fornecidos pela CAGECE – Companhia de água e esgoto do Ceará, levando em conta que existem 3,78 habitantes por residência.

NB: O cálculo da população de projeto é feito a partir da fórmula:

$P' = N.º \text{ de Residências} \times nº \text{ habitantes por residência}$

$$P = P'x(1 + Tc)^{Ac}$$

Onde:

P' = Estimativa da população atual

P = População projetada para final de plano

Tc = Taxa de crescimento anual

Ac = Alcance de Projeto

Dados Cadastrais

Os cadastros foram realizados de forma individual, no que foi identificado outros tipos de domicílios que não somente casas residenciais como escola, abaixo resumo:

TABELA COM RESUMO DE CONSUMIDORES:

RELAÇÃO DE CONSUMIDORES	
CASAS CADASTRADAS	125
CHURRASCARIA	1
CASA SEDE	1
TOTAL	127

5.3 Vazões do Sistema

Com base nos parâmetros estabelecidos e mencionados anteriormente, foram estimadas as demandas necessárias para o Sistema de abastecimento de água da comunidade. Deste modo, foram calculadas as Vazões Médias de Consumo (Q_0), Vazão Máxima Diária (Q_1) e Vazão Máxima Horária (Q_2) pelas seguintes equações:

- Vazão média de consumo (Q_0):

$$Q_0 = \frac{P \times 100}{86400}$$

- Vazão do dia de maior consumo (Q_1):

$$Q_1 = \frac{P \times 100 \times k_1}{86400}$$

- Vazão da hora de maior consumo (Q_2):

$$Q_2 = \frac{P \times 100 \times k_1 \times k_2}{86400}$$



Desta forma, obteve-se as seguintes informações do crescimento populacional e as vazões de alcance de projeto:

População Atual:	2022	480	Habitantes
Alcance do Projeto:		20	Anos
Taxa de Crescimento:		2	% a.a.
População de Projeto:	2042	713	Habitantes

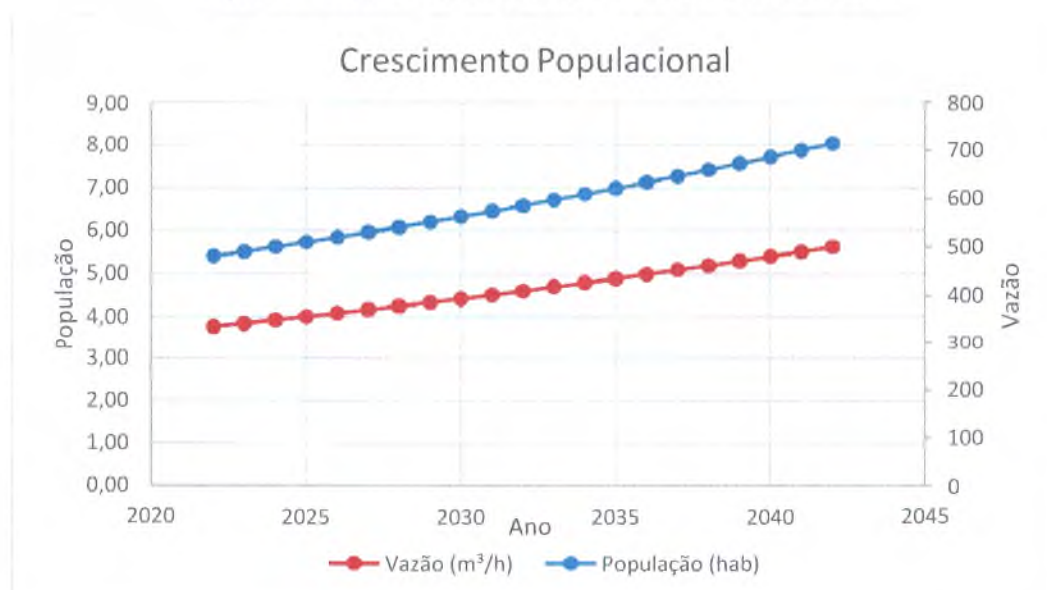
0060

Tabela 1 - Crescimento da População e Vazão

Quadro de Evolução Populacional			
Ano	População (hab)	Vazão (m ³ /h)	Vazão em L/s
2022	480	3,78	1,05
2023	490	3,86	1,07
2024	499	3,93	1,09
2025	509	4,01	1,11
2026	520	4,09	1,14
2027	530	4,17	1,16
2028	541	4,26	1,18
2029	551	4,34	1,21
2030	562	4,43	1,23
2031	574	4,52	1,25
2032	585	4,61	1,28
2033	597	4,70	1,31
2034	609	4,79	1,33
2035	621	4,89	1,36
2036	633	4,99	1,39
2037	646	5,09	1,41
2038	659	5,19	1,44
2039	672	5,29	1,47
2040	686	5,40	1,50
2041	699	5,51	1,53
2042	713	5,62	1,56

Fonte: LM Projetos e Construções, 2022.

Figura 7 - Gráfico demonstrando vazão média anual



Fonte: LM Projetos e Construções, 2022.

6.0 DESCRIÇÃO DAS UNIDADES DO SISTEMA

Entende-se por concepção de sistema de abastecimento de Água, o conjunto de estudos e conclusões referentes ao estabelecimento de todas as diretrizes, parâmetros e definições necessárias e suficientes para a caracterização completa do sistema a projetar.

No conjunto de atividades que constitui a elaboração de um projeto de sistema de abastecimento de água, a concepção pode, às vezes, ser precedido de um diagnóstico técnico e ambiental da área de estudo ou, até mesmo, de um Plano Diretor da Bacia Hidrográfica.

Basicamente a concepção tem como objetivos:

- Identificação e quantificação de todos os fatores intervenientes com o sistema de abastecimento de água;
- Diagnostico do sistema existente, considerando a situação atual e futura;
- Estabelecimento de todos os parâmetros básicos de projeto;
- Escolha da alternativa mais adequada mediante comparação técnica, econômica e ambiental, entre as alternativas;
- Estabelecimento das diretrizes gerais de projeto e estimativas das quantidades de serviços que devem ser executados na fase de projeto (TSUTIYA, 2006).

Dessa forma, considerando as etapas anteriormente mencionadas, que o Sistema de Abastecimento de Água das comunidades de Carnaubal e Curralinho da Barra foi dividido pelas etapas descritas abaixo.

RESUMO DAS ETAPAS DO PROJETO

1. Manancial;
2. Captação;
3. Adutora de Água Bruta;
4. Estação de Tratamento;
5. Adutora de Água Tratada;
6. Reservatório Elevado;
7. Rede de Distribuição;
8. Ligações Prediais.

6.1 Manancial

A escolha do manancial se constitui na decisão mais importante na implantação de um Sistema de Abastecimento de Água – SAA, seja ele de caráter individual ou coletivo, é fator determinante para definição da tecnologia de tratamento, é preciso analisar os fatores ambientais, os riscos potenciais de contaminação/poluição, a proteção existente, a geologia/topografia da área e a avaliação de alguns parâmetros qualitativos e quantitativos.

O manancial utilizado será o rio Jaguaribe, localizado próximo a comunidade e com capacidade de atender a demanda existente.

6.2 Captação

Conforme o manual Padrão de Obras e Projetos Rurais, para captação em mananciais superficiais, tipo rio ou açude, deverão ser priorizadas nos projetos captações em flutuante de fibra de vidro tipo balsa ou circular.

A captação do presente sistema foi projetada para um tempo de funcionamento de 16 horas, a vazão de adução é de 5,618 m³/h, considerando 5% para consumo da ETA, e altura manométrica total é de 16,85 m.c.a. O conjunto motor-bomba recomendado é do tipo centrífuga de alta eficiência com potência de 1,0 cv. A tubulação do barrilete, foi projetada em PVC rígido, e as conexões serão em ferro galvanizado com diâmetro de 75 mm, conforme a planta em anexo. A captação está situada nas seguintes coordenadas em UTM: **X=635699.297/Y=9462913.080.**

6.3 Adutora de Água Bruta

Uma adutora é uma estrutura que faz parte da rede de abastecimento de água, tem o objetivo de transportar água da captação até o local onde vai ocorrer seu tratamento. Também pode fazer o transporte da água entre dois reservatórios, que vão abastecer um determinado lugar ou transporte de um manancial até a estação elevatória.

A Adutora de Água Bruta do sistema foi dimensionada conforme norma NBR 12.215 (Esta Norma fixa as condições exigíveis na elaboração de projeto de sistema de adução de água para abastecimento público). Foi realizada a análise técnico-econômico para seleção do melhor diâmetro, utilizando a fórmula de Bresse modificada.

A presente adutora é constituída por uma tubulação de plástico do tipo PVC PBA CL-12 DN 75 mm com extensão de 937,34 metros, a sobre pressão na tubulação é de 0063 metros de coluna d'água (m.c.a) e a pressão de funcionamento de 32,55 m.c.a.

Para a retirada de ar no interior da tubulação foi projetada 1 (uma) ventosa simples e para esvaziamento para manutenção 1 (uma) registro de descarga. A locação dos dispositivos encontra-se no arquivo de peças gráficas "TEC_03 PERFIL DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA".

6.4 Estação de Tratamento de Água

A Estação de Tratamento de Água foi dimensionada conforme as recomendações do Caderno de Normas Técnicas para Projetos da Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE) e do Padrão de Projetos e Obras Rurais da Secretária das Cidades e Secretária de Desenvolvimento Agrário do Estado do Ceará.

A Estação de Tratamento de Água é uma instalação que tem como objetivo a transformação de água in natura em água apropriada para consumo humano, visando o atendimento aos padrões de potabilidade quanto à qualidade das águas destinadas a abastecimento público.

Na ETA, além de locar a tecnologia de tratamento, também ficará a denominada casa de química, que albergará os diferentes equipamentos necessários no processo de potabilidade da água. Nela, ficarão uma sala específica com as bombas dosadoras e os tanques dos produtos químicos utilizados para o tratamento. A casa de química conterà uma pia de uso geral na operação da ETA ou preparação dos produtos químicos, etc. Outro compartimento é casa de bombas, onde estarão instalados os os quadros de comando e os conjuntos motor-bombas para a lavagem dos filtros e da estação elevatória de água tratada.

O projeto baseia-se na tecnologia de Filtração Direta. A concepção adotada procurou atender a comunidade com uma tecnologia de tratamento com simplicidade operacional e com custos mínimos de manunção. O sistema projetado deverá ser implantado em uma única etapa, com capacidade nominal padronizada.

As unidades contempladas no sistema proposto são:

- a) Mistura rápida;
- b) Coagulação;
- c) Flocculação;

- d) Decantação;
- e) Unidade de Filtração;
- f) Desinfecção.

- **Mistura Rápida:**

A Mistura Rápida consiste na aplicação de coagulante na água bruta com a devida carga hidráulica. Essa etapa ocorrerá antes da entrada da água na câmara de carga, em um ponto com injetamento do coagulante e utilizando-se uma placa com um furo central instalada na tubulação, com gradiente de velocidade da ordem de 1200 S-1.

- **Coagulação:**

A coagulação consiste essencialmente na desestabilização das partículas coloidais e suspensas, realizada pela conjunção de ações físicas e reações químicas, com duração de poucos segundos, entre o coagulante a água e as impurezas presentes.

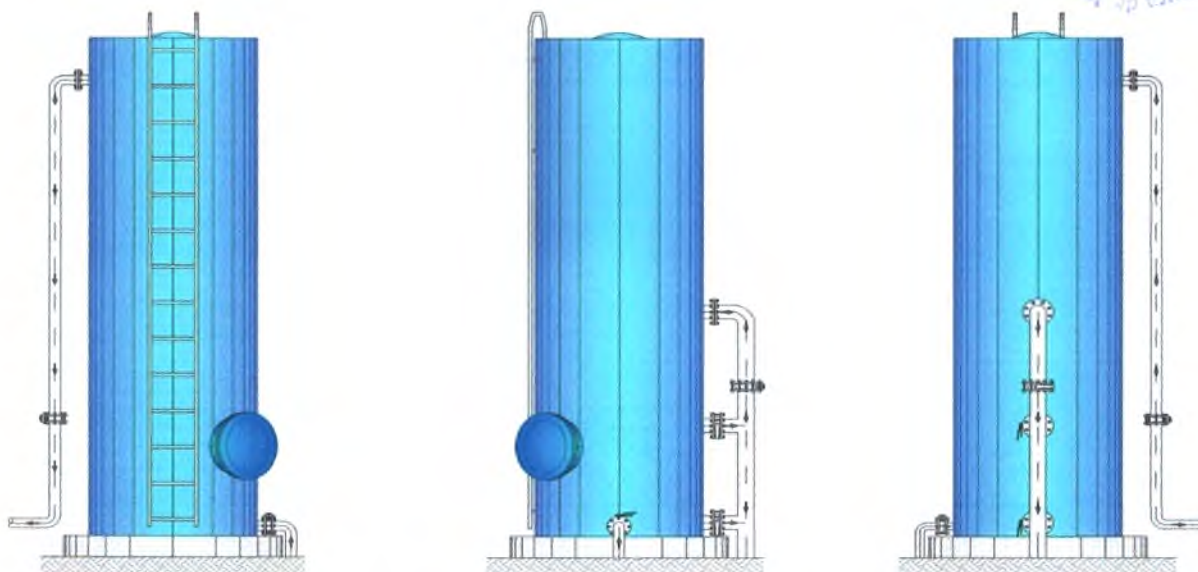
- **Floculação/Decantação**

As unidades de floculação são utilizadas para promover a agregação de partículas formadas na mistura rápida e as unidades de decantação são destinadas à remoção de partículas presentes na água, pela ação da gravidade. Para o sistema, foi dimensionado 1 (um) floccodcantador de manta de lado para remoção das impurezas presentes na água. A floculação se dará por meio de bandejas com orifícios e a decantação ocorrerá no interior da unidade.

No caso específico das comunidades de Carnaubal e Curralinho da Barra, devido o manancial de captação ser um rio, foi visto a necessidade de um tratamento convencional com a instalação de um floccodcantador seguido de filtração.



Figura 4 – Decantador



Fonte: LM Projetos e Construções, 2022.

Tabela 2 - Características do Floccodecantor.

FLOCCODECANTADOR		
Diâmetro comercial	1,50	m
Altura útil	5,50	m
Diâmetro do tubo de entrada	75	mm
Diâmetro do tubo de saída	100	mm
Diâmetro do tubo de descarga	150	mm
Diâmetro dos orifícios	30	mm
Número de orifícios b1	6	und
Número de orifícios b2	7	und
Distância entre bandeja 1 e fundo	1,23	m
Distância entre bandeja 1 e 2	1,26	m
Altura da calha	0,40	m
Largura da calha	0,40	m

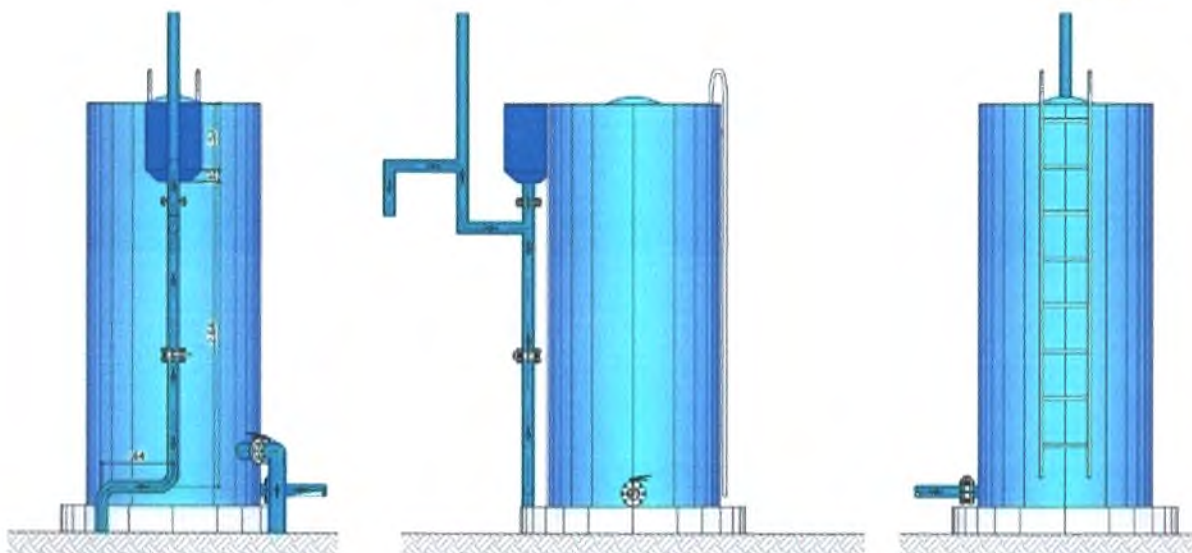
Fonte: LM Projetos e Construções, 2022.

- Filtração**

A ETA também contará com 01 (um) filtro de fluxo ascendente, de seção cilíndrica e construídos em fibra. O filtro ascendente funcionará com taxa de filtração constante de

aproximadamente $150 \text{ m}^3 \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{d}^{-1}$, e carga hidráulica variável, desde um valor mínimo, quando o filtro estiver limpo, até um valor máximo quando o filtro deverá ser retirado de operação para lavagem. A água encontrará inicialmente as subcamadas de pedregulho, e depois o meio filtrante, constituído de areia.

Figura 5 - Detalhe interno do Filtro Ascendente



Fonte: LM Projetos e Construções, 2022.

Sistema de drenagem: O fundo do filtro será constituído por uma espinha de peixe, providas de orifícios (ver memorial de cálculo).

Leito filtrante: As especificações do material filtrante adotada no FA foram baseadas em pesquisas realizadas por Di Bernardo (2003) e (2005), cujas características são apresentadas no memorial de cálculo.

Coleta de água filtrada e de água de lavagem: Tanto a água filtrada como a água de lavagem do filtro serão coletadas através de calha instalada acima do meio filtrante.

Lavagem do filtro: A lavagem do filtro será realizada apenas com água, com velocidade ascensional de $1,0 \text{ m/min}$, durante o período de 7 a 10 minutos.

Tabela 3 - Características do Sistema de Filtração

FILTROS		
Diâmetro comercial filtro	1,00	m
Altura do filtro	3,20	m
Altura da camada suporte	0,55	m
Altura da camada leito filtrante	1,25	m
Diâmetro sucção de lavagem	100	mm
Diâmetro recalque de lavagem	100	mm
Diâmetro sucção de adução	100	mm
Diâmetro saída do filtro	100	mm
Altura da Calha	0,25	m
Largura da Calha	0,25	m
Potência do conjunto moto bomba lavagem	2,50	cv
Vazão de lavagem do filtro	47,10	m ³ /h
Altura Manométrica Total	5,58	m.c.a

Fonte: LM Projetos e Construções, 2022.

Em seguida a filtração, haverá armazenamento de água no reservatório apoiado, que terá volume suficiente para realizar a lavagem do meio filtrante quando necessário. Para a desinfecção da água, será instalado um clorador de pastilhas montado no fuste do reservatório elevado de distribuição. Recomenda-se nesse caso que a concentração saia acima de 3,5 mg para que possa haver cloro ativo em todos os pontos da rede de distribuição, caso não tenha aumenta-se a dosagem.

6.5 Estação Elevatória de Água Tratada/Adutora de Água Tratada

0068

A Estação Elevatória de Água Tratada projetada receberá a água do filtro em um reservatório apoiado projetado com capacidade de armazenamento de 10m^3 , que servirá como poço de sucção. A água será recalçada por um conjunto motor-bomba do tipo centrífuga de vazão de $5,350\text{ m}^3/\text{h}$, potência de 1,00 cv e altura manométrica de 16,31 m.c.a.

A adutora de água tratada é constituída por uma tubulação de plástico do tipo PVC PBA CL-12 DN 75 mm com extensão de 10,00 metros, que corresponde ao trecho da ETA até o Reservatório Elevado de Distribuição, a sobre pressão na tubulação é de 17,10 m.c.a e a pressão de funcionamento de 33,35 m.c.a.

6.6 Reservatório Elevado (REL)

Os reservatórios são unidades destinadas a compensar as variações horárias da demanda do sistema, garantindo a continuidade da alimentação da rede distribuidora, com vazões e pressões suficientes ao atendimento pleno. A determinação precisa do volume do reservatório, requer o conhecimento da localidade que será atendida com o equipamento.

A NBR 12.217/94 recomenda que o volume mínimo deve ser igual ou superior a 1/3 do volume distribuído no dia de consumo máximo. Portanto, o sistema contará com 1 (um) REL projetado com capacidade de armazenamento de $40,00\text{m}^3$ atendendo ao volume necessário para a demanda do projeto.

A unidade deverá ser construída em anéis pré-moldados com diâmetro de 3,00 metros com guarda-corpo e escada de proteção. Para o atendimento da pressão mínima em todos os pontos da rede, o REL terá um fuste de 12,00m. A impermeabilização deverá ser executada da seguinte forma, nos 3 primeiros anéis será aplicada duas camadas de manta asfáltica, tipo II de $e=3\text{mm}$ e tipo III de $e=4\text{mm}$, chapisco e reboco. Para o fundo deverá ser executada uma camada de regularização com espessura de 3 mm afim de reforçar a estrutura para possíveis vazamentos. E como reforço final deverá ser aplicada uma camada de argamassa polimérica, resina termoplástica e tela poliéster sobre toda a estrutura interna da reservação. Para a segurança na construção dos reservatórios, considera-se que a base esteja no mínimo a 1,50m de profundidade, além da necessidade da análise técnica do solo a ser implantado, bem como análise de corpo de prova do concreto estrutural dos anéis.

As tubulações de entrada e saída serão em PVC rígido e as conexões em ferro galvanizado, roscáveis para dar maior segurança. O reservatório está localizado nas

coordenadas em UTM: X=636364.809/Y=9462167.929.

CARACTERÍSTICAS RESERVATÓRIO ELEVADO			
Volume	40,00	m ³	
Fuste	12,00	M	
Altura útil	4,24	M	
Altura total	16,24	M	
Diâmetro	3,00	M	
Quantidade	1,00	UND	

Fonte: LM Projetos e Construções, 2022.

6.7 Rede de Distribuição

A Rede de distribuição projetada será pressurizada a partir do reservatório elevado e se constituirá em apenas uma zona de pressão. A distribuição foi concebida através do modelo de cálculo tipo “espinha de peixe” ou “ramificada”. Os cálculos hidráulicos foram feitos utilizando-se da fórmula de Hazen – Williams e efetivados por softwares adequado, seguindo as orientações da CAGECE e do Padrão de Projetos e Obras Rurais.

A pressão dinâmica mínima na rede ficou em 6,89 m.c.a e a pressão máxima estática é de 18,43 m.c.a. A pressão mínima encontra-se abaixo do recomendado pela ARCE, porém, se tratando de comunidades rurais onde todas as edificações possuem apenas um pavimento os valores mínimos de pressão podem ser reduzidos em alguns trechos, sem prejuízo ao funcionamento do sistema. A tubulação será toda em plástico PVC do tipo PBA e os diâmetros variam de 50mm a 75mm. O resultado dos cálculos processos está agrupado em planilhas anexo. Conforme se observa o valor máximo de J (m/km) não ultrapassou o valor de 8m/Km. Os detalhes gráficos construtivos estão representados em plantas específicas da rede de distribuição.

As extensões da rede são as seguintes:

RESUMO DA REDE DE DISTRIBUIÇÃO	
Diâmetro	Extensão
Diâmetro 50 mm	4.625,00 m (Projetada)
Diâmetro 75 mm	2.192,00 m (Projetada)
Extensão Total da Rede	6.817,00 m (Projetada)

6.8 Ligações de Prediais

As ligações prediais devem obedecer ao padrão de PP – 003 da Companhia de Água e Esgoto do Ceará (CAGECE).

Serão executadas 127 ligações prediais com hidrômetros. Indica-se a instalação fora das propriedades dos beneficiários, por se tratar de áreas rurais. A empresa construtora terá que instalar as mesmas em lugares que não venham ter riscos de pequenos acidentes, não instalando em percurso de entradas e saídas de domicílios. É interessante que a localização do kit esteja de fácil acesso.

7.0 MEMORIAL DE CÁLCULOS

7.1 ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

DEMANDA E VAZÕES DO PROJETO

Dados para dimensionamento:

Alcance do Projeto	20 anos
Taxa de crescimento	2,00 %a.a
Número de unidades habitacionais	127 unidades
Taxa de ocupação	3,78 habitantes/unidade
Consumo per capita	100 litros/hab./dia
Coefficiente do dia de maior consumo (K1)	1,2
Coefficiente da hora de maior consumo (K2)	1,5

População de projeto:

$P' = N^{\circ} \text{unid. Hab.} * \text{Tx. ocupação}$	480 habitantes
$P = P' * \text{Tx. Crescimento}$	713 habitantes

Vazão média de consumo:

$Q_m = (P * \text{consumo per capita}) / 86400$	0,826 l/s
---	-----------

Vazão do dia de maior consumo:

$Q_{md} = Q_m * K1$	0,991 l/s
---------------------	-----------

Vazão da hora de maior consumo:

$Q_{mh} = Q_{md} * K2$	1,486 l/s
------------------------	-----------

ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

Dados para dimensionamento:

Tempo de funcionamento da bomba (t)	16 horas
Tubulação PEAD	70 m
Comprimento Tubulação em PVC (L')	937,34 m
Coefficiente do tipo de material (C)	140
Cota Captação	0,92 m
Cota ETA	10,01 m
Altura do Floccodecantador	5,50 m
Constante em função do material PVC (K)	18
Aceleração da gravidade (G)	9,81 m/s ²

Vazão de adução

$Q_a' = (Q_{md} * 24) / t$	1,486 l/s
Considerando 5% de acréscimo para lavagem de filtros	
$Q_a = Q_a' + 5\%$	1,560 l/s

Diâmetro da tubulação:

$D = 1,2 * \sqrt[3]{Q_a}$ (Fórmula de Bresse)	0,047 m
--	---------



Diâmetro adotado: 0,075 m

Área da tubulação:

$$A = D^2 / 4$$

0,004 m²

Velocidade na tubulação:

$$V = Q_a / A$$

0,353 m/s

Perdas de Carga:

Perda de carga unitária

$$J = 10,643 \times Q_a^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87}$$

0,0022 m/m

Perda de carga localizada

$$H_l = \sum k \times (v^2 / 2g)$$

0,0463 m

Sucção

Crivo(ou filtro)	0,75
Válvula de pé	1,75
Redução	0,15
Canalização de sucção	0,03
Curva de 90°	0,4
Redução excêntrica	0,15
$\sum k$ - Comprimento equivalente	3,23

Barrilete

	k
Redução	0,15
Válvula de retenção	2,5
Válvula de gaveta (registro)	0,2
Curvas(3) de 90°	1,2
$\sum k$ - Comprimento equivalente	4,05

Perda de carga total:

$$H_f = (J * (L' + L'')) + H_l$$

2,26 m

Desnível geométrico:



$$H_g = N_{mr} - N_{mc} + A_{tn}$$

14,59 m

Altura manométrica total:

$$H_{mt} = H_g + H_f$$

16,85 m.c.a

Golpe de ariete celeridade:

$$9.900 / [48,3 + K (D / E)]^{0,50}$$

498,47 m/s

Golpe sobre pressão máxima na extremidade da linha:

Sobre pressão no tubo:

$$H_a = C \times V / G$$

17,96 m.c.a

Golpe de pressão máxima instalada (pressão de serviço):

$$P = H_a + H_g$$

32,55 m.c.a

CÁLCULO DA BOMBA

Dados para dimensionamento:

Rendimento do motor (η)	80 %
Vazão de adução (Q_a)	1,560 l/s
Altura manométrica total (H_{mt})	16,85 m.c.a
Fator de correção da potência do motor (f)	50%

Potência da bomba:

$$P' = Q_a \times H_{mt} / 75 \times \eta$$

0,44 cv

$$P = P' \times f \quad 0,66 \text{ cv}$$

$$P = 1,00 \text{ cv}$$

Tipo de bomba: **Centrífuga**

Potência adotada: **1,00 HP**

Voltagem: **220/380 V**

Frequência: **60 Hz**



Espessura tubos PVC (mm)			
D	Classes		
	12	15	20
50	2,7	3,3	4,3
75	3,9	4,7	6,1
100	5,0	6,1	7,8
200	8,9		



Classe	Pressão de Serviço (mca)
12	60
15	75
20	100

Potência do Motor	Fator de Correção(f)
< ou = 2 HP	50%
2 a 5 HP	30%
5 a 10 HP	20%
10 a 20 HP	15%
> de 20 HP	10%

Tabelas: Autor Azevedo Neto

0075

7.2 ANÁLISE DO TRANSIENTE DA AAB

ANÁLISE DOS FENÔMENOS TRANSIENTES HIDRÁULICOS	
<p>O presente trabalho consiste na verificação dos estudos dos transientes hidráulicos na Linha de Recalque AAB, projetada para atender a COMUNIDADES DE CARNAUBAL E CURRALINHO DA BARRA, situado em JAGUARUANA/CE. Abaixo seguem as características da linha e do seu conjunto moto-bomba.</p>	AAB
CONDIÇÕES DE CÁLCULO	
Extensão da Linha:	937,34
Pmin admissível - PVC	-4 mca
Material tubo:	PVC
Modulo de Young	3300 Mpa
Diâmetro nominal da tubulação	75
Diâmetro externo da tubulação	85
Espessura das paredes da tubulação (mm)	3,90
Celeridade da onda encontrada:	498,47
Arranjo dos conjunto Motor - Bomba	1A + 1R*
Vazão de bombeamento (L/s)	1,560
Altura Manométrica (mca)	16,85
Potência do motor (HP)	1,00
RPM	1750,00
Tempo de Análise	60 s
<p>A análise dos transitórios hidráulicos do sistema da linha de recalque, foi realizada utilizando o método das características, se evidencia que a linha piezométrica de pressão máxima não ultrapassa a pressão máxima de serviço da tubulação de PVC, não havendo problemas de sobre pressão, da mesma forma a sub pressão, não ultrapassando valores superiores ao mínimo permitido de -4mca, como estabelece o Caderno de Normas Técnicas da CAGECE SPO-014, que como consequência poderá chegar a colapsar a tubulação. Com esses valores não será necessário utilizar algum dispositivo de proteção na adutora, somente com as válvulas de alívio (ventosas), podendo operar sem afetar seu normal funcionamento.</p>	

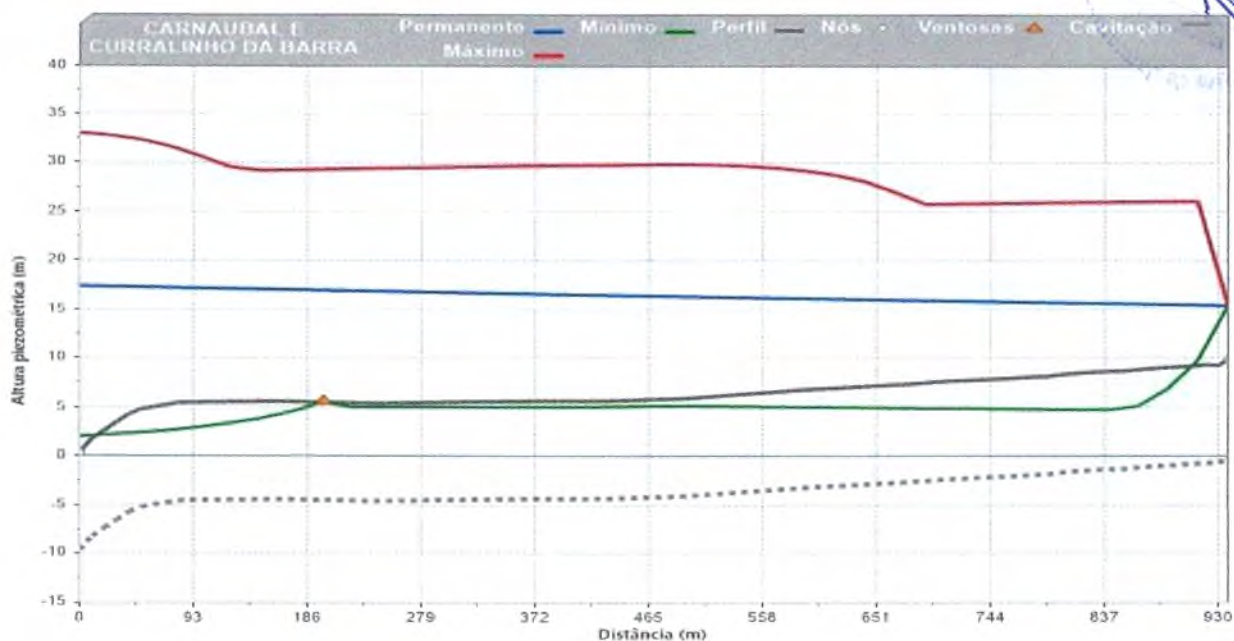
• Tabela demonstrativa das alturas piezométricas na AAT sem proteção

0076

ALTURA PIEZOMÉTRICA (M)								
Nós	Trechos	Extensão	Regime Permanente	Diâmetro Interno	Material	Hazen-Williams C	Sob pressão (Máxima, transiente em H ₂ O)	Sub pressão (Mínima, transiente em H ₂ O)
1	0,00	24,67	17,43	77,20	PVC PBA	140	33,08	2,06
2	24,67	24,67	17,38	77,20	PVC PBA	140	32,85	2,27
4	49,33	24,67	17,33	77,20	PVC PBA	140	32,42	2,47
5	74,00	24,67	17,28	77,20	PVC PBA	140	31,70	2,72
6	98,67	24,67	17,23	77,20	PVC PBA	140	30,73	3,04
7	123,33	24,67	17,18	77,20	PVC PBA	140	29,62	3,44
8	148,00	24,67	17,13	77,20	PVC PBA	140	29,28	3,93
10	172,67	24,67	17,08	77,20	PVC PBA	140	29,34	4,62
11	197,33	24,67	17,03	77,20	PVC PBA	140	29,40	5,58
12	222,00	24,67	16,98	77,20	PVC PBA	140	29,45	5,11
13	246,67	24,67	16,93	77,20	PVC PBA	140	29,51	5,11
14	271,34	24,67	16,88	77,20	PVC PBA	140	29,57	5,11
15	296,00	24,67	16,83	77,20	PVC PBA	140	29,63	5,11
16	320,67	24,67	16,77	77,20	PVC PBA	140	29,69	5,11
17	345,34	24,67	16,72	77,20	PVC PBA	140	29,74	5,12
18	370,00	24,67	16,67	77,20	PVC PBA	140	29,80	5,12
19	394,67	24,67	16,62	77,20	PVC PBA	140	29,84	5,13
20	419,34	24,67	16,57	77,20	PVC PBA	140	29,87	5,14
21	444,00	24,67	16,52	77,20	PVC PBA	140	29,90	5,17
22	468,67	24,67	16,47	77,20	PVC PBA	140	29,93	5,23
23	493,34	24,67	16,42	77,20	PVC PBA	140	29,94	5,22
24	518,00	24,67	16,37	77,20	PVC PBA	140	29,89	5,19
25	542,67	24,67	16,32	77,20	PVC PBA	140	29,78	5,17
26	567,34	24,67	16,27	77,20	PVC PBA	140	29,59	5,14
27	592,00	24,67	16,22	77,20	PVC PBA	140	29,29	5,11
28	616,67	24,67	16,17	77,20	PVC PBA	140	28,85	5,08
29	641,34	24,67	16,12	77,20	PVC PBA	140	28,17	5,05
30	666,00	24,67	16,07	77,20	PVC PBA	140	27,10	5,02
31	690,67	24,67	16,02	77,20	PVC PBA	140	25,87	4,99
32	715,34	24,67	15,97	77,20	PVC PBA	140	25,91	4,96
33	740,01	24,67	15,91	77,20	PVC PBA	140	25,96	4,93
34	764,67	24,67	15,86	77,20	PVC PBA	140	26,00	4,90
35	789,34	24,67	15,81	77,20	PVC PBA	140	26,04	4,87
36	814,01	24,67	15,76	77,20	PVC PBA	140	26,07	4,84
37	838,67	24,67	15,71	77,20	PVC PBA	140	26,09	4,81
38	863,34	24,67	15,66	77,20	PVC PBA	140	26,12	5,20
39	888,01	24,67	15,61	77,20	PVC PBA	140	26,15	6,95
40	912,67	24,67	15,56	77,20	PVC PBA	140	26,18	9,88
41	937,34	24,67	15,51	77,20	PVC PBA	140	15,51	15,51

0077
 7 DE MARÇO DE 2017

• Gráfico demonstrativo alturas

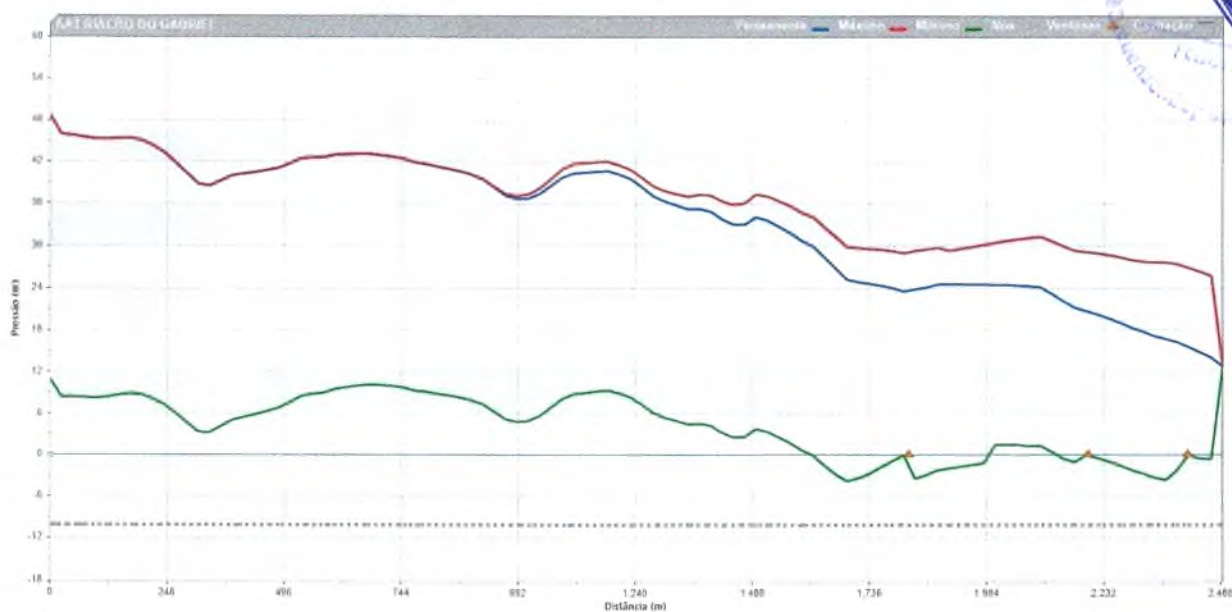


• Tabela demonstrativa das pressões na AAT sem proteção

PRESSÕES (M)								
Nós	Trechos	Extensão	Regime Permanente	Diâmetro Interno	Material	Hazen-Williams C	Sob pressão (Máxima, transiente em H2O)	Sub pressão (Mínima, transiente em H2O)
1	0,00	24,67	17,01	77,20	PVC PBA	140	32,66	1,64
2	24,67	24,67	14,32	77,20	PVC PBA	140	29,79	-0,79
4	49,33	24,67	12,51	77,20	PVC PBA	140	27,59	-2,36
5	74,00	24,67	11,89	77,20	PVC PBA	140	26,31	-2,67
6	98,67	24,67	11,65	77,20	PVC PBA	140	25,15	-2,54
7	123,33	24,67	11,57	77,20	PVC PBA	140	24,01	-2,17
8	148,00	24,67	11,48	77,20	PVC PBA	140	23,63	-1,71
10	172,67	24,67	11,43	77,20	PVC PBA	140	23,69	-1,03
11	197,33	24,67	11,44	77,20	PVC PBA	140	23,81	0,00
12	222,00	24,67	11,45	77,20	PVC PBA	140	23,93	-0,42
13	246,67	24,67	11,45	77,20	PVC PBA	140	24,03	-0,37
14	271,34	24,67	11,34	77,20	PVC PBA	140	24,04	-0,42
15	296,00	24,67	11,24	77,20	PVC PBA	140	24,05	-0,47
16	320,67	24,67	11,14	77,20	PVC PBA	140	24,06	-0,52
17	345,34	24,67	11,04	77,20	PVC PBA	140	24,06	-0,56
18	370,00	24,67	10,96	77,20	PVC PBA	140	24,09	-0,59
19	394,67	24,67	10,91	77,20	PVC PBA	140	24,13	-0,59
20	419,34	24,67	10,84	77,20	PVC PBA	140	24,14	-0,59
21	444,00	24,67	10,74	77,20	PVC PBA	140	24,12	-0,61
22	468,67	24,67	10,59	77,20	PVC PBA	140	24,04	-0,66
23	493,34	24,67	10,43	77,20	PVC PBA	140	23,95	-0,77
24	518,00	24,67	10,18	77,20	PVC PBA	140	23,70	-1,00

25	542,67	24,67	9,91	77,20	PVC PBA	140	23,37	-1,25
26	567,34	24,67	9,64	77,20	PVC PBA	140	22,96	-1,49
27	592,00	24,67	9,37	77,20	PVC PBA	140	22,45	-1,74
28	616,67	24,67	9,15	77,20	PVC PBA	140	21,83	-1,94
29	641,34	24,67	8,93	77,20	PVC PBA	140	20,99	-2,14
30	666,00	24,67	8,71	77,20	PVC PBA	140	19,75	-2,33
31	690,67	24,67	8,46	77,20	PVC PBA	140	18,31	-2,57
32	715,34	24,67	8,21	77,20	PVC PBA	140	18,16	-2,79
33	740,01	24,67	8,01	77,20	PVC PBA	140	18,06	-2,97
34	764,67	24,67	7,81	77,20	PVC PBA	140	17,94	-3,15
35	789,34	24,67	7,61	77,20	PVC PBA	140	17,83	-3,34
36	814,01	24,67	7,21	77,20	PVC PBA	140	17,51	-3,71
37	838,67	24,67	6,98	77,20	PVC PBA	140	17,36	-3,92
38	863,34	24,67	6,75	77,20	PVC PBA	140	17,21	-3,71
39	888,01	24,67	6,48	77,20	PVC PBA	140	17,01	-2,19
40	912,67	24,67	6,21	77,20	PVC PBA	140	16,84	0,54
41	937,34	24,67	5,50	77,20	PVC PBA	140	5,50	5,50

● Gráfico demonstrativo pressões



7.3 (ETA) ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

DIMENSIONAMENTO DO DECANTADOR:

Dados para dimensionamento para H₂O à 25 °C:

Quantidade de Decantadores	1 Unidade
Vazão de adução (Qa)	1,56 l/s
Peso Específico (Ps)	9765 N/m ³
Massa Específica (M)	995,7 kg/m ³
Viscosidade Absoluta (Va)	0,000894 N.s/m ²
Viscosidade Cinemática (Vci)	0,00000887 m ² /s
Taxa de Decantação Sugerida (Tx)	100 m ³ /m ² *d
Aceleração da gravidade (g)	9,81 m/s ²
Valor de Pi (π)	3,14
Tempo de funcionamento da bomba (t)	16,00 h



Vazão Diária (Qd)

$$Q = Q_a \times 3,6 \times t$$

89,88 m³/d

Área do Decantador (Ad)

$$A_d = Q_a \div T_x$$

0,90 m²

Diâmetro Calculado (Da)

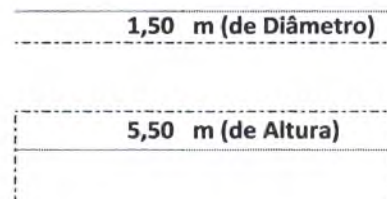
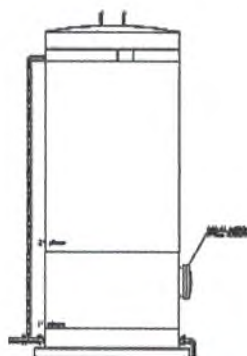
$$D_a = \sqrt{(4 \times A_d) \div \pi}$$

1,07 m

Diâmetro adotado: **1,50** m

Altura adotada do decantador (Au)

5,50 m



Flocodecantador. Fonte: Autor, 2019.

Adota-se uma profundidade entre **3 e 6 metros** para decantadores de alta taxa.

0,61

Coefficiente de descarga (Cd)

Taxa de decantação adotada (Txa)

$$Txa = (Qa \times 3,6 \times t) \div ((D^2) \times \pi \div 4)$$

50,86 m³/m²*dia

Verificação da velocidade longitudinal (Lu)

$$Lu = Q \div Ad$$

0,09 cm/s

A velocidade de escoamento longitudinal (Lu) no decantador deve ser inferior a **0,35 cm/s** de acordo com a NBR 12216.

Dimensionamento da calha de coleta

Número de calhas adotado (Nc)

4,0 calhas

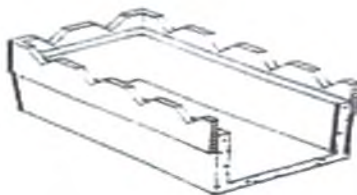
Extensão mínima das bordas vertedoras (L)

$$L = Q(l/s) \div 2,5$$

0,62 m

Largura e Altura da calha em cruz adotada (B):

0,40 m



Fonte: Vianna, 2014

Vazão recolhida pela calha (q)

$$q = Q \div Nc$$

0,0004 m³/s

Altura da lâmina d'água na calha (Ac)

$$Ac = (q \div 1,46)^{(1/2,5)}$$

0,037 m

De acordo com a NBR 12216 o nível da água no interior do canal deve estar no mínimo a **10 cm da borda vertente**.

Taxa de escoamento linear (Te)



$$Te = q \div L$$

2,5 L/s.m

Dimensionamento da descarga de fundo

Vazão da descarga

$$Q_f = C_d \times A_d \times \sqrt{2g} A_u$$

0,11 m³/s

Diâmetro da canalização adotado (d)

150 mm

Áreas da tubulação

$$A_1 = \pi \times ((d/1000)/2)^2$$

0,01 m²

Tempo de esvaziamento

$$T = 0,74 \times (A_d/A_1) \times \sqrt{A_u}$$

390,48 s

Número de descargas

3 unidades

Dimensionamento das tubulações de entrada

Velocidade máxima adotada (Va)

0,45 m/s

Diâmetro calculado (Dx)

$$D_x = 1000 \times \sqrt{(4/\pi \times Q/1000)/V_a}$$

66,45 mm

Diâmetro adotado:

75 mm

Velocidade calculada (Vc)

$$V_c = (Q \div 1000) / ((\pi \times (D_x/1000)^2)/4)$$

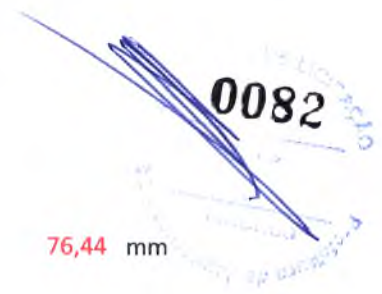
0,35 m/s

Dimensionamento das tubulações de saída

Velocidade máxima adotada (Va)

0,34 m/s

Diâmetro calculado (Dx)



$$Dx = 1000 \times \sqrt{(4/\pi \times Q/1000)/Va}$$

76,44 mm

Diâmetro adotado: **100 mm**

Segundo a Norma, adotamos um diâmetro de saída superior ao de entrada para evitar possíveis extravasamentos no sistema

Velocidade calculada (Vc)

$$Vc = (Q \div 1000) / ((\pi \times (Dx/1000)^2) / 4)$$

0,05 m/s

DIMENSIONAMENTO DO FLOCULADOR:

Dados para dimensionamento:

- Área útil do decantador (Ad) 5 m²
- Distância entre orifícios (S) 0,30 m
- Diâmetro dos orifícios (Do) 30 mm
- Coefficiente de descarga adotado 0,61
- Pi (π) 3,14

Número de bandejas adotado (Nb) **2 bandejas**

Velocidade da água nos orifícios adotada (Vo)

- b1 = 0,4 m/s 0,4 m/s
- b2 = 0,3 m/s 0,3 m/s

Área total dos orifícios (Ato)

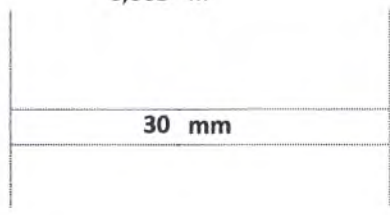
$$Ato = Q \div V$$

0,0039 m²

0,0052 m²

Diâmetro dos orifícios adotado (Do)

0,005 m



Fonte: Vianna, 2014.

Área individual de cada orifício (Aind)

$$Aind = \pi \times D^2 \div 4$$

0,0007 m²

Número de orifícios (No)

$No = Ato \div Aind$	6 orifícios
	7 orifícios

Vazão em cada orifício (Qo)

$Qo = (Q \div 1000) \div N$

0,18032 m³/s

0,13524 m³/s



Distância entre os orifícios adotado (So)

bandeja 1 = 0,30 m
bandeja 2 = 0,30 m

Segundo a NBR 12216 a distância entre os orifícios deve ser **igual ou inferior a 0,50 m**.

Número de Reynolds correspondente (R)

$R = Vo \times (Do \div 1000) / Vci$

Escoamento
13.528,75 Turbulento

Escoamento
10.146,56 Turbulento

Relação X/S (Xs) - distância entre bandejas (X)

4,10
4,20

$X = So \times (X/S)$	1,23 m
	1,26 m

X1 Entre bandeja 1 e fundo 1,23 m
X2 Entre bandeja 1 e bandeja 2 1,26 m
X adotado: 2,49 m

Gradiente de velocidade de cada bandeja (G)

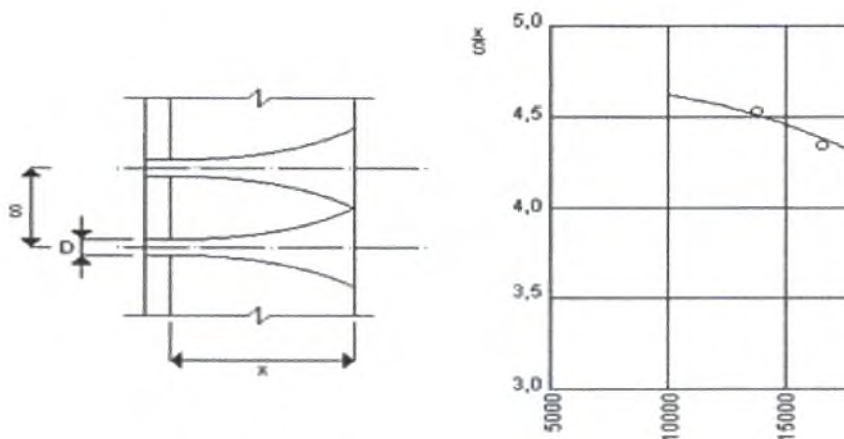
$G1 = ((Do \div 1000) / S) * \sqrt{(\pi * Vo)^3 / (8 * Vci * Xs * Cd^2)}$

42,78 s⁻¹

27,45 s⁻¹

De acordo com a ABNT NBR 12216/1992 deve ser previsto gradiente de velocidade máximo, **na primeira bandeja, de 70 s-1, e no último, de no mínimo 10 s-1.**

Com o número de Reynolds em mãos, verificamos a relação X/S na tabela abaixo retirada de Vianna (2014).



0084


Fonte: (Vianna, 2014)

Profundidade da lâmina d'água (L)

$$L = X_1 + X_2$$

2,49 m

L adotado:

2,50 m

Diâmetro do floculador (Df)

1,50 m

Área do floculador (Af)

$$A_f = (X \times D_f) \div 4$$

0,93 m²

Volume do floculador (Vf)

$$V_f = A_f \times L$$

2,33 m³

Tempo de floculação (TDH)

$$TDH = V_f / Q$$

24,93 min

Para floculadores hidráulicos adota-se um tempo de detenção **entre 20 minutos e 30 minutos.**

Perda de carga nos orifícios (Ho)

$H_o = (V_o \div C_d)^2 \times (1 \div (2 \times g))$	0,02 m
	0,01 m
	0,01 m

Perda de carga de flocladores hidráulicos de ação de jato (pág 106 Richter).

Perda de carga total 1 bandeja:

$H_{o1} = H_o \times N_{o1}$

0,12 m

Perda de carga total 2 bandeja:

$H_{o2} = H_o \times N_{o2}$

0,09 m

Perda de carga total (Hf)

$H_{ot} = H_{o1} + H_{o2}$

0,21 m

DIMENSIONAMENTO DO FILTRO:

Dados para dimensionamento:

Quantidade de filtros	1 Unidade
Vazão de adução (Qa)	1,56 l/s
Valor de Pi (π)	3,14
Peso Específico (Ps)	9765 N/m ³
Massa Específica (M)	995,7 kg/m ³
Viscosidade Absoluta (Va)	0,000798 N.s/m ²
Viscosidade Cinemática (Vo)	0,00000804 m ² /s
Aceleração da gravidade (g)	9,81 m/s ²
Tempo de Funcionamento da bomba (t)	16 horas

Taxa de aplicação superficial

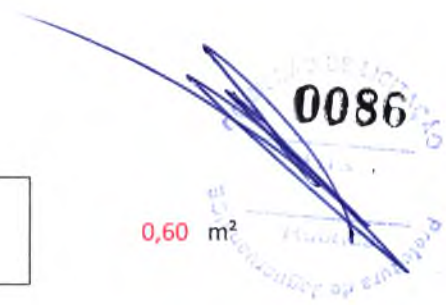
Taxa de aplicação adotada (Tas) 150 m³/m².dia

A taxa em filtros de fluxo ascendente é **fixada em 150 m³/m².d** de acordo com NBR 12216.

Vazão de adução diária

$Q_{ad} = Q_a \text{ (l/s)} \times 3,6 \times t \text{ (h)}$
--

89,88 m³/d



Área transversal do Filtro (At)

$$At = Qad / tas$$

0,60 m²

Diâmetro calculado do filtro adotado (Df)

$$Df = \sqrt{(4 \times At) \div \pi}$$

0,87 m

Diâmetro adotado:

1,00 m

Área Adotada (Afr)

$$Afr = (\pi \times Dfa^2) \div 4$$

0,79 m²

Correção da taxa de aplicação (Tas corr)

$$Tas\ corr = (Qad \div Afr)$$

114,50 m³/m².dia

Altura total do filtro (Atf)

$$Atf = H + L1 + L2 + L3$$

3,20 m

Adicionou-se mais 0,2 m para folga da tampa.

0,25 m

Característica do filtro



Filtro. Fonte: Autor, 2019.

1,00 m (de Diâmetro)

3,20 m (de Altura)

Dimensionamento da calha coletora

Vazão de lavagem do filtro (Qlf)

$$Qlf = Vmf \times Afr$$

0,0131 m³/s

Largura útil da calha adotada (b)

0,25 m

Altura máxima da água (H)

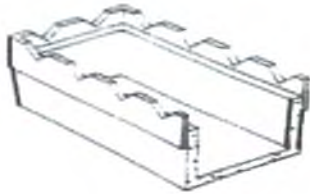
$$H = \sqrt[3]{Q/1,3 \times b^2}$$

0,12 m

Altura adotada

0,25 m

Calha coletora pode ser observada na imagem abaixo:



Calha. Fonte: Vianna, 2014

0,25 m (de altura)

0,25 m (de largura)

Folga para Espinha de Peixe Adotada (EP)

0,40 m

Dimensionamento do sistema de lavagem

Cálculo do diâmetro equivalente dos grãos (Deq)

$$Deq = \sqrt{(0,6/1000) \times (2/1000)}$$

0,001086 m

Cálculo do número de Galileu (Ga)

$$Ga = (Deq^3 \times M \times (m - M) \times g) / Va^2$$

32525,88

Velocidade de mínima de fluidização (Vmf)

$$Vmf = (Va \div (M \times Deq)) \times [\sqrt{(33,7)^2 + 0,0408 \times Ga} - 33,7]$$

0,01 m/s

0,71 m/min

Velocidade adotada

1,00 m/min

Velocidade ascensional (Vas)

$$Vas = Vmf \text{ arred} \div 60$$

0,017 m/s

Determinação da porosidade do meio filtrante (PE)

$$PE = 1 - (1 \div (\sum (1/X_i - Pe_i)))$$

Expansão do meio filtrante (E%)

$$E (\%) = (Pe - P) / (1 - P) \times 100$$

Altura do meio filtrante (Le)

$$Le = L \times ((1-P) \div (1-Pe))$$

0,50 porosidade

21,03 %

0,61 m



Leito Filtrante		
Espessura da camada (L)	1,25	m
Tamanho dos grãos	0,59	mm
Tamanho dos grãos em tabela	2,00	mm
Tamanho efetivo - d10	0,84	mm
Coefficiente de desuniformidade (Cd)	1,68	-
Coefficiente de esfericidade (Ce)	0,70	-
Massa específica (m)	2650,00	Kg/m ³
Porosidade (P)	0,40	m

Tabela obtida em: (Di Bernardo, 2003)

Cálculo da perda de carga no sistema de lavagem

Perda de carga no leito de areia (Hlf)

$$Hlf = ((m - M) - 1) \times (1-P) \times Ltotal$$

0,50 m

Perda de carga na camada de suporte (Hcs)

0,50 m

Camada de Suporte (Pedregulho)		
Espessura da camada (L)	0,55	m
Tamanho dos grãos	3,2 - 38	mm
Coefficiente de esfericidade (Cs)	0,85	-
Porosidade (P)	0,45	m
Massa específica (ρs)	2650	Kg/m ³

Tabela obtida em: (Di Bernardo, 2003)

Perda de carga no sistema de drenagem (Hsd)

$$Hsd = [(Q_0)/(Cd \times A_0)]^2 / (2g)$$

0,2876 m

Perdas de carga nas conexões do sistema de drenagem	
Número de vigas por filtro N_v	4
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,19
Número de orifícios N_o	165
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,000413
Velocidade de passagem pelo orifício V_o (m/s)	1,45
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Tabela obtida em: (Di Bernardo, 2003)

Para o cálculo de perda de carga na sucção (J_s) utilizamos Reynolds (Re) e o Fator (f) na equação:

Reynolds (Re):

$$Re = (4 \times Qlf) / (\pi \times d \times V_o) =$$

207.191,76

Fator (f):

$$f = (0,25) / (\log(\epsilon \div 3,7 \times d) + (5,74 \div (Re^{0,9}))^2) =$$

0,0081

Velocidade na tubulação de lavagem (V_{la})

$$V_{la} = (Qlf/3600) \div (\pi \times (D_{l,a}/2000)^2)$$

1,67 m/s

Dimensionamento das tubulações de lavagem	
Diâmetros (mm)	Velocidades máximas (m/s)
100	3,20
100	1,80
Verificações	Velocidades calculadas (m/s)
Correto!	1,67
Correto!	1,67

As velocidades adotadas foram recomendadas por Azevedo Netto 1991, tabela 12.12 (pág. 213)

Diâmetro das tubulações adotado (d)

0,10 m

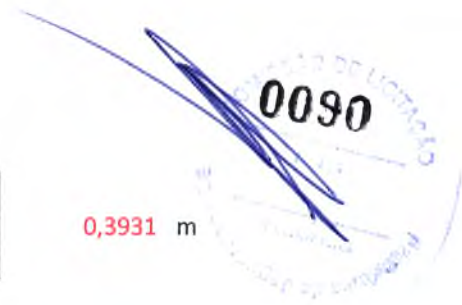
Coefficiente de rugosidade - PVC (ϵ)

0,10 mm

Perda de carga distribuída na sucção (J_s)

$$J_s = (8 \times f \times Qlf^2) / (g \times \pi^2 \times d^5)$$

0,011416 m



Perda de carga total na sucção (Hs)

$$H_s = J_s \times L_s$$

0,3931 m

Perda de Carga Sucção (lavagem)		
Acessório	Comprimento equivalente (m)	
Válvula de pé e crivo	265 D	26,5
Curva 90º R/D = 1,5	12,8 D	1,28
Entrada	14,7D	1,47
Tê de passagem direta	21,8D	2,18
Comp. Real	3	3
Comp. Total (L_s)	34,43	m

Perda de carga unitária no recalque (Jr)

$$J_r = (8 \times f \times Q^2) / (g \times \pi^2 \times D^5)$$

0,011416 m

Perda de carga total no recalque (Hr)

$$H_r = J_r \times L_s$$

0,0569 m

Perda de Carga Recalque (lavagem)		
Acessório	Comprimento equivalente (m)	
Saída		0
curva 90º R/D = 1	17,5	1,75
Tê passagem direta	21,8	2,18
Comp. Real		0
Acessório	Comprimento equivalente (m)	
Registro de gaveta aberto	7D	1,05
Comp. Total (L_s)	4,98	m

Perda de carga no fundo do filtro

1,0 m

A perda de carga no fundo, que segundo Vianna (2014), variam entre **0,50 e 1,0 m**.

Altura geométrica (Hg)

3,2 m

Somatório das perdas de carga (ΣH)

2,38 m

Altura manométrica (Hm)

$$H_m = H_g + \Sigma H$$

5,58 m.c.a

Dimensionamento da bomba para lavagem do filtro

Potência calculada (P)

$$P = (Qlf \div 3,6) / (75 \times 0,65)$$

1,50 CV

Correção de potência de bomba (Azevedo Netto)

Potências	Fator de Correção (f)
< ou = 2 HP	50%
2 a 5 HP	30%
5 a 10 HP	20%
10 a 20 HP	15%
> de 20 HP	10%

Com essa potência calculada a correção será:

50%

Potência corrigida (Pc)

$$P = P \times (1 + f/100)$$

2,25 CV

Potência adotada

2,50 CV

Perda de carga no sistema de filtração

Velocidade na tubulação de filtração (Vfa)

$$Vfa = (Qlf/3600) \div (\pi \times (DI,a/2000)^2)$$

0,06 m/s

Dimensionamento das tubulações de filtração

Diâmetros	Velocidades máximas (m/s)
100	0,60
100	1,25
Verificações	Velocidades calculadas (m/s)
Correto!	0,06
Correto!	0,06

As velocidades adotadas foram recomendadas por Azevedo Netto 1991, tabela 12.12 (pág. 213)

Diâmetro das tubulações de filtração adotado (d)

0,10 m

Reynolds (Re)

$$Re = (4 \times Qlf) / (\pi \times d \times Vo) =$$

207191,76

Coefficiente de rugosidade - PVC (ϵ)
Fator (f)

0,10 mm

$$(F) = (0,25) / (\log (\epsilon \div (3,7 \times d)) + (5,74 \div (Re^{0,9})))^2 =$$

0,0196

Perda de carga unitária na sucção (J_s)

$$J_s = (8 \times f \times Ql^2) / (g \times \pi^2 \times d^5)$$

0,0278 m

Perda de carga total na sucção (H_s)

$$H_s = J_s \times L_s$$

0,0833 m

Sucção (filtração)		
Acessório (D)	Comprimento equivalente (m)	
Entrada de canalização	14,7	0
Curva 90º R/D = 1,5	12,8	0
Tê de passagem direta	21,8	0
Comp. Real	3,00	3,00
Comp. Total (L_s)	3,00	m

Perda de carga unitária no recalque (J_r)

$$J_r = (8 \times f \times Q^2) / (g \times \pi^2 \times D^5)$$

0,0278 m

Perda de carga total no recalque (H_r)

$$H_r = J_r \times L_s$$

0,1028 m

Recalque (filtração)		
Acessório (D)	Comprimento equivalente (m)	
Saída da canalização	14,7	0
curva 90º R/D =1	17,5	0
Tê passagem direta	21,8	0
Comp. Real	3,00	3,00
Acessório	Comprimento equivalente (m)	
Registro de gaveta aberto	7D	0,7
Comp. Total (L_s)	3,70	m

Perda de carga (leito, camada de suporte e drenagem)



Perda de carga no sistema de drenagem (ho)

$$h_o = [(Q_o)/(C_d \times A_o)]^2 / (2g)$$

0,0012 m

Perdas de carga nas conexões do sistema de drenagem	
Número de vigas por filtro N_v	4
Espaçamento entre os orifícios X_o (m)	0,19
Número de orifícios N_o	165
Diâmetro de cada orifício D_o (pol.)	0,75
Diâmetro de cada orifício D_o (m)	0,01905
Área de cada orifício A_o (m ²)	0,000285
Vazão em cada orifício Q_o (m ³ /s)	0,000027
Velocidade de passagem pelo orifício V_o (m/s)	0,1
Coefficiente de descarga C_d	0,61

Cálculo da velocidade de filtração (Vf)

$$V_f = Q_f \div A_f$$

0,0000048 m/s

Perda de carga no leito (h1)

$$h_1 = 180 \times V_a \times (1-P)^2 \times V_f \times L \times (x/d)^2 \div ((P_s \times P^3) \times C_e^2)$$

0,0005772 m

Interações para o cálculo perda de carga no leito filtrante		
Alturas para camadas do leito de 1 à 5 (m)	Dsup / Dint	d _{eqi} (m)
0,50	0,00119 / 0,00100	366,68
0,25	0,00141 / 0,00119	154,40
0,25	0,00168 / 0,00141	129,95
0,15	0,002 / 0,00168	65,47
0,10	0,0024 / 0,00200	36,51
1,25	Total	753,01

Perda de carga na camada de suporte (h2)

$$h_2 = 180 \times V_a \times (1-P)^2 \times V_f \times L \times (x \div d)^2 \div ((P_s \times P^3) \times C_s^2)$$

0,0000014 m

Interações para o cálculo perda de carga na camada de suporte		
Alturas das subcamadas de 1 à 5 (m)	Dsup / Dint	x_i/d_{eqi}
0,15	0,0381 / 0,0254	8,77
0,10	0,0254 / 0,0190	8,28
0,10	0,0190 / 0,0127	11,70
0,10	0,0127 / 0,0064	20,17
0,10	0,0064 / 0,0032	40,18
0,55	Total	89,09

Perda de carga no vertedor de saída (h3)

$$h_3 = [Qlf \div (1,84 \times b)]^2 \div 3$$

0,093244 m

Perda de carga total (HT)

$$HT = h_0 + h_1 + h_2 + h_3$$

0,095052 m

Folga para expansão do leito durante a lavagem

Interações para o cálculo de expansão de lavagem (Libânio 2008)											
Alturas das subcamadas de 1 à 5 (m)	d_{sup} (m)	d_{inf} (m)	x_i	d_{eqi} (m)	Gai	V_{mf} (m/s)	P_{ei}	$x_i/(1-P_{ei})$	Re_m	A	Meta*
0,05	0,00071	0,00059	0,10	0,0006	6878	0,005	0,62	0,27	4,17	18,863	0,0003
0,03	0,00084	0,00071	0,06	0,0008	11684	0,007	0,58	0,14	4,45	20,540	0,0004
0,11	0,00100	0,00084	0,22	0,0009	19530	0,009	0,54	0,48	4,80	22,740	0,0005
0,09	0,00119	0,00100	0,18	0,0011	32931	0,012	0,50	0,36	5,26	25,659	0,0006
0,10	0,00141	0,00119	0,20	0,0013	55135	0,015	0,46	0,37	5,81	29,348	0,0007
0,04	0,00168	0,00141	0,08	0,0015	92485	0,019	0,42	0,14	6,47	34,045	0,0008
0,08	0,00200	0,00168	0,16	0,0018	156239	0,023	0,39	0,26	7,28	40,079	0,0009
0,50		Total	1,00				Total	2,02			

TUBO DE DISTRIBUIÇÃO/ESPINHA DE PEIXE (ADUÇÃO/LAVAGEM):

Para tubulação (Lavagem)

Dados para dimensionamento:

Quantidade de filtros	1 UNIDADE
Vazão de adução (Qa)	13,08 l/s
Velocidade Máxima Adotada (Vma)	3,60 m/s
Espaçamento Entre os Orifícios (Eo)	10 cm
Quantidade total de Orifícios (Qto)	132 und
Coefficiente de Descara (Cd)	0,61
Gravidade (g)	9,80



Tubo de Distribuição. Fonte: LM Projetos e Construções - 2022

Área Total (At)

$$At = (Qa \times 3,6) \div (Vma \times 3600)$$

0,00363 m²

Área de Cada Orifícios (Ao)

$$Ao = At \div Qto$$

0,00003 m²

Diâmetro dos Orifícios (Do)

$$Do = \sqrt{(Ao \times 4) \div \pi} \times 1000$$

6 mm

Diâmetro Adotado (Do')

25 mm

Área Corrigida de Cada Orifício (Aco)

$$Aco = (\pi \times (Do'^2 / 1000)) \div 4$$

0,00049 m²

Velocidade Calculada (Vc)

$$Vc = ((Qa \div 1000) \div (Qto \times Aco))$$

0,20 m/s

Perda de Carga nos Orifícios (Hfo)

$$Hfo = (Vc \div Cd)^2 \times (1 \div (2 \times g))$$

0,01 m

Para tubulação (Filtração)

Dados para dimensionamento:

- Quantidade de filtros
- Vazão de adução (Qa)
- Velocidade Máxima Adotada (Vma)
- Espaçamento Entre os Orifícios (Eo)
- Extensão da tubulação de Distribuição (Etd)
- Quantidade total de Orifícios (Qto)
- Coefficiente de Descara (Cd)
- Gravidade (g)

- 1 unidades**
- 1,56 l/s
- 3,6 m/s
- 10 cm
- 10,80 m
- 176 und
- 0,61 -
- 9,8 m/s²



Tubo de Distribuição. Fonte: LM Projetos e Construções - 2022

Área Total (At)

$$At = (Qa \times 3,6) \div (Vma \times 3600)$$

0,00043 m²

Área de Cada Orifícios (Ao)

$$Ao = At \div Qto$$

0,000002 m²

Diâmetro dos Orifícios (Do)

$$Do = \sqrt{((Ao \times 4) \div \pi)}$$

0,002 m

Diâmetro Adotado (Do')

20 mm

Área Corrigida de Cada Orifício (Aco)

$$Aco = (\pi \times (Do'^2 / 1000)) \div 4$$

0,00031 m²

Velocidade Calculada (Vc)

$$Vc = ((Qa \div 1000) \div (Qto \times Aco))$$

0,03 m/s

Perda de Carga nos Orifícios (Hfo)

$$H_{fo} = (V_c \div C_d)^2 \times (1 \div (2 \times g))$$

0,0000 m



DIMENSIONAMENTO DO RESERVATÓRIO APOIADO:

Volume útil do reservatório apoiado (Vrap)

$$V_{rap} = (Q_l / 60) \times 10$$

7,85 m³

Volume total adotado: 10,00 m³

Diâmetro do reservatório adotado (Drap)

3,00 m

Quantidade de reservatórios

1,00 und

Altura útil do reservatório (Arap)

$$A_{rap} = (V_{rap} / (\pi \times D_{rap}^2 / 4))$$

1,42 m

CÁLCULO DA DOSAGEM DE COAGULANTE:

Dados para dimensionamento:

C % Percentual de conc. dosagem adot. (C)	25 mg/L
Percentual de proporção para dosagem adot. (%)	3 %
Vazão do sistema (Qs)	5,62 m ³ /h

Vazão dosadora (Qd)

$$Qd = (Qs \times C)/(20)$$

7,02 l/h

Volume do tanque (Z)

$$Z = Qd \times 16$$

112,35 litros

Volume adotado 150,00 litros

Consumo do coagulante para funcionamento de 16 horas

Volume do Tanque (Z)	150,00	litros
Percentual Concentração (%c)	3,0	%
Tempo de Funcionamento (Tf)	16	horas
Vazão da dosagem (Qd)	7,02	l/h
Concentração da aplicação (Ca)	25	mg/l

Consumo Hora	0,480	mg
Consumo Dia	7,680	kg
Consumo Mês	230,400	kg



7.4 (ETRG) ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE REJEITOS GERADOS

DIMENSIONAMENTO DO LEITO DE DRENAGEM

Dados para dimensionamento

Turbidez (T)	12,40 uT
K1	0,23
k2	1,50
Dose de Sulfato Alumínio (D)	2 mg/l
Pi (π)	3,1415
Vazão de adução (Qa)	5,618 m³/h
Volume de Lavagem (Vl)	10,00 m ³
Considerar 5% Para lodo decantado	0,50 m ³
Operação (Ot)	16 h
Altura da camada de lodo (h)	0,35 m
Altura Livre das paredes (h')	0,50 m

Leito Drenante

Tijolo recozidos (h1)	0,05 m
Espessura da camada de Areia (h2)	0,10 m
Brita N 1 e 2 (h3)	0,10 m
Brita N 3 e 4 (h4)	0,15 m
Espessura de Pedra de mão (h5)	0,05 m

Dados das unidades (Filtro de Fluxo Ascendente)

Diâmetro (D)	1,50 m
Altura (H)	3,20 m
Volume do Filtro (Vf)	

$$Vf = ((\pi \times D^2) \div 4) \times H$$

5,65 m³

Dados das unidades (Floccodcantador)

Diâmetro (D')	1,50 m
Altura (H')	5,50 m
Volume do Câmara de Carga (Vcg)	

$$Vfd = ((\pi \times D'^2) \div 4) \times H$$

9,72 m³

Produção de Sólidos (Ms)

$$Ms = (k1 \times D + k2 \times T) \times 10^{(-3)}$$

0,00525 kg/m³

Quantidade de Sólidos Secos (W)

$$W = Ot \times Ms \times Qa$$

0,47 kg/dia

