



ANEXO I - TERMO DE REFERÊNCIA
ATO CONVOCATÓRIO Nº 009/2016
CONTRATO DE GESTÃO Nº 014/ANA/2010
SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	19
2. JUSTIFICATIVAS	21
3. OBJETIVOS.....	22
3.1. OBJETIVO GERAL.....	22
3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	22
4. DEFINIÇÕES GERAIS.....	22
5. ESTUDO DE CONCEPÇÃO E PROJETO BÁSICO DO SISTEMA.....	23
5.1. DEMANDAS DE ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO.....	23
5.2. CONSUMO PER CAPITA	24
5.3. NECESSIDADE DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO.....	25
5.4. OUTORGA DE DIREITO DE USO DE RECURSOS HÍDRICOS	26
5.5. CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA PRODUTOR DE ÁGUA	28
6. CAPTAÇÃO DE ÁGUA	28
6.1. CARACTERIZAÇÃO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA.....	30
6.2. GOLPE DE ARIETE	31
6.3. BLOCOS DE ANCORAGEM.....	33
7. TRATAMENTO DE ÁGUA.....	38
7.1. PADRÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA NO PONTO DE CAPTAÇÃO	39
7.2. DESCRIÇÃO GERAL DA ETA.....	40
7.3. CÂMARA DE CARGA.....	41
7.4. MISTURA RÁPIDA	42
7.5. FILTRAÇÃO	43
7.5.1. FILTRAÇÃO ASCENDENTE	44
7.5.2. FILTRAÇÃO DESCENDENTE.....	50
7.6. DESINFECÇÃO E CASA DE QUÍMICA	60
8. DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO	65
8.1. RESERVATÓRIO PARA ABASTECIMENTO HUMANO	65
8.1.1. REDE DE DISTRIBUIÇÃO.....	66
8.1.2. LIGAÇÕES DOMICILIARES.....	69
9. RESERVATÓRIO DE IRRIGAÇÃO	70
9.1. DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO	74 -
10. AUTOMAÇÃO DO SISTEMA	74 -
10.1. CAPTAÇÃO.....	74 -
10.2. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA	76 -
11. ESPECIFICAÇÕES.....	76 -
11.1. LEVANTAMENTOS GEOTÉCNICOS	76 -
11.2. LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS.....	79 -
11.3. SISTEMA DE CAPTAÇÃO DE ÁGUA BRUTA	80 -
11.4. ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA	81 -
11.5. CASA DE COMANDO DAS BOMBAS.....	82 -
11.6. ADUTORA DE ÁGUA BRUTA	83 -
11.7. ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA.....	91 -
11.8. RESERVATÓRIO DE ÁGUA TRATADA.....	95 -
11.9. REDE DE DISTRIBUIÇÃO	96 -
11.10. LIGAÇÕES DOMICILIARES	101 -
11.11. RESERVATÓRIO DE IRRIGAÇÃO	101 -
12. ORIENTAÇÕES PARA REDAÇÃO E CONFECÇÃO DOS TRABALHOS.....	102 -
12.1. INSTRUÇÕES PARA ELABORAÇÃO DO ORÇAMENTO	102 -
13. PERFIL DA EMPRESA E DA EQUIPE TÉCNICA	103 -
14. PRODUTOS ESPERADOS.....	104 -
15. PRAZOS ESPERADOS E VALORES DE REMUNERAÇÃO.....	105 -
16. CONTEÚDO MÍNIMO DO PROJETO EXECUTIVO	105 -
17. OBRIGAÇÕES DA CONTRATADA.....	108 -
18. OBRIGAÇÕES DA CONTRATANTE	108 -
19. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	108 -
ANEXOS	109 -





LISTA DE FIGURAS

Figura 6.1 - Ilustração de captação flutuante. - 29 -
 Figura 8.1 - Volume do reservatório de água tratada. - 65 -
 Figura 9.1 - Volume mínimo do reservatório de irrigação. - 71 -
 Figura 11.1 - Ilustração de captação flutuante. - 81 -
 Figura 11.2 - Ilustração da execução de uma poita. - 81 -
 Figura 11.3 - Flutuadores para tubos PEAD. - 83 -
 Figura 11.4 - Exemplificação da montagem dos tubos da adutora de água bruta. - 88 -
 Figura 11.5 - Ilustração da construção dos blocos de ancoragem da adutora. - 89 -
 Figura 11.6 - Detalhe da deflexão dos tubos RPVC. - 90 -
 Figura 11.7 - Vertedores da câmara de carga. - 92 -
 Figura 11.8 - Ilustração do injetor de sulfato e malha difusora de mistura rápida. - 92 -
 Figura 11.9 - Montagem dos tubos de PVC JE PBA. - 99 -
 Figura 11.10 - Colar de tomada e kit cavalete. - 101 -

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 - Dados utilizados para estimativa da projeção populacional na Aldeia Serrote dos Campos. 23
 Tabela 5.2 - Estimativa do crescimento populacional da Aldeia Serrote dos Campos. 24
 Tabela 5.4 - Principais características técnicas do Reservatório da UHE Luiz Gonzaga. 28
 Tabela 6.1 - Características técnicas do Sistema de Abastecimento de Água. 30
 Tabela 6.2 - Amplitude da onda do golpe, sobre-pressão máxima e sub-pressão mínima na adutora. 32
 Tabela 6.3 - Esforços absorvíveis pelo atrito entre superfície da tubulação e solo, na vala. 34
 Tabela 6.4 - Valores de K em função da forma geométrica da singularidade. 35
 Tabela 6.5 - Linha piezométrica em funcionamento normal. 35
 Tabela 6.6 - Linha piezométrica considerando o golpe de aríete. 35
 Tabela 6.7 - Planilha de cálculo nas resultantes das singularidades. 36
 Tabela 6.8 - Localização, comprimento e esforço cortante dos blocos. 37
 Tabela 6.9 - Tipos e dimensões dos blocos de ancoragem. 38
 Tabela 7.1 - Características da água bruta no Rio São Francisco. 39
 Tabela 7.2 - Definição da taxa de aplicação em função da qualidade da água bruta. 39
 Tabela 7.3 - Dados para obtenção da perda de carga na tubulação de água coagulada. 42
 Tabela 7.4 - Características dos filtros da ETA. 43
 Tabela 7.5 - Especificações das camadas de pedregulho dos filtros. 44
 Tabela 7.6 - Especificações da camada de areia no filtro descendente. 44
 Tabela 7.7 - Dados da tubulação principal do filtro ascendente. 44
 Tabela 7.8 - Parâmetros das tubulações secundárias. 45
 Tabela 7.9 - Informações dos orifícios nas tubulações secundárias. 46
 Tabela 7.10 - Parâmetros para obtenção da perda de carga na camada de pedregulho. 47
 Tabela 7.11 - Perda de carga total no filtro ascendente. 48
 Tabela 7.12 - Dados para obtenção da perda de carga na tubulação de água filtrada. 50
 Tabela 7.13 - Parâmetros utilizados para cálculo da perda de carga na camada de areia. 51
 Tabela 7.14 - Parâmetros utilizados para cálculo da perda de carga na camada de areia. 51
 Tabela 7.15 - Dados da tubulação principal do filtro descendente. 52
 Tabela 7.16 - Características das tubulações secundárias da filtração descendente. 52
 Tabela 7.17 - Informações dos orifícios nas tubulações secundárias. 53
 Tabela 7.18 - Dados para obter a perda de carga na tubulação de água filtrada. 54
 Tabela 7.19 - Perdas de carga no filtro descendente. 54
 Tabela 7.20 - Parâmetros calculados para verificação da expansão do meio filtrante. 56
 Tabela 7.21 - Dados para obter a perda de carga na tubulação de sucção. 57
 Tabela 7.22 - Dados para obter a perda de carga na tubulação de recalque. 57
 Tabela 7.23 - Perda de carga total durante a lavagem do filtro descendente. 59
 Tabela 7.24 - Características básicas dos produtos químicos. 61
 Tabela 7.25 - Dosagens dos produtos químicos. 61
 Tabela 8.1 - Características básicas dos reservatórios semienterrados. 66
 Tabela 8.2 - Parâmetros utilizados no cálculo da perda de carga na rede de distribuição de água. 66
 Tabela 8.3 - Planilha de cálculo da rede de distribuição. 68
 Tabela 9.1 - Cálculo da capacidade mínima do reservatório. 71
 Tabela 11.1 - Características dos conjuntos elevatórios. 82 -
 Tabela 11.2 - Localização das ventosas e descarga de fundo. 85 -
 Tabela 11.4 - Dimensões e localização dos blocos de ancoragem. 88 -
 Tabela 11.6 - Características da camada de pedregulho dos filtros. 93 -
 Tabela 11.7 - Características da camada de areia do filtro descendente. 93 -
 Tabela 11.8 - Quantidade de areia do filtro descendente. 93 -





1. INTRODUÇÃO

O CBHSF foi instituído pelo Decreto Presidencial de 05 de junho de 2001, sendo um órgão colegiado, com atribuições normativas, deliberativas e consultivas no âmbito da bacia hidrográfica do rio São Francisco, vinculado ao Conselho Nacional de Recursos Hídrico (CNRH), nos termos da Resolução CNRH nº 5, de 10 de abril de 2000. Tem por finalidade realizar a gestão descentralizada e participativa dos recursos hídricos da bacia, na perspectiva de proteger os seus mananciais e contribuir para o seu desenvolvimento sustentável.

O CBHSF é composto por representantes da União; dos estados de Minas Gerais, Goiás, Bahia, Pernambuco, Alagoas e Sergipe; do Distrito Federal; dos municípios situados, no todo ou em parte, na bacia; dos usuários; e entidades civis de recursos hídricos, com atuação comprovada na bacia.

As atividades político-institucionais do CBHSF são exercidas por uma Diretoria Executiva, formada por presidente, vice-presidente e secretário. Além desses, devido à extensão da bacia, há os coordenadores das Câmaras Consultivas Regionais (CCR) das quatro regiões fisiográficas da bacia. A Diretoria Executiva e as CCR constituem a Diretoria Colegiada do comitê e têm mandatos coincidentes, renovados a cada três anos, por eleição direta do plenário.

O CBHSF possui também Câmaras Técnicas, que examinam matérias específicas, de cunho técnico-científico e institucional, para subsidiar a tomada de decisões do plenário. Essas câmaras são compostas por especialistas indicados por membros titulares do comitê.

A Associação Executiva de Apoio à Gestão de Bacias Hidrográficas Peixe Vivo – AGB Peixe Vivo é uma associação civil, pessoa jurídica de direito privado, composta por empresas usuárias de recursos hídricos e organizações da sociedade civil, tendo como objetivo a execução da Política de Recursos Hídricos deliberada pelos Comitês de Bacia Hidrográfica.

A AGB Peixe Vivo, criada em 15 de setembro de 2006, e equiparada no ano de 2007 à Agência de Bacia Hidrográfica (denominação das Agências de Água definida no Estado de Minas Gerais, de acordo com a Lei Estadual nº 13.199, de 29 de janeiro de 1999) por solicitação do Comitê da Bacia Hidrográfica do Rio das Velhas é composta por Assembleia Geral, Conselho de Administração, Conselho Fiscal e Diretoria Executiva. Além de comitês estaduais mineiros, a AGB Peixe Vivo participou do processo de seleção para escolha da Entidade Delegatária das funções de Agência de Águas do Comitê da Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco (CBHSF), sendo atualmente, também, a Agência desta importante bacia do cenário Nacional.

Em 2004 foi aprovado o Plano Decenal dos Recursos Hídricos, por meio da Deliberação CBHSF Nº 7. Ainda neste ano importantes avanços foram dados como, por exemplo, nas Deliberações CBHSF Nº 14 e Nº 15, onde se priorizaram o tipo de intervenções hidroambientais e o programa de investimentos para o Programa de Revitalização do São Francisco. Este ano foi de muita





turbulência na vida do CBHSF devido ao polêmico projeto de transposição do rio São Francisco. Na ocasião foi criada a Deliberação CBHSF Nº 16, onde se estabeleceu as diretrizes e critérios para a cobrança pelo uso dos recursos hídricos.

O ano de 2005 se destaca pela consolidação dos instrumentos organizacionais do CBHSF, como seu regimento interno, competências, funcionamento, entre outras Deliberações.

Já em 2007 as câmaras técnicas do Comitê realizaram estudos que culminaram na Deliberação CBHSF Nº 32-a, que dá diretrizes para a indicação da Entidade Delegatária à Agência de Águas do São Francisco. Neste ano foi entregue ao CBHSF os estudos de cobrança pelo uso dos recursos hídricos, contratado pela ANA – Agência Nacional de Águas.

Os anos de 2008 e 2009 foram marcados pela aprovação da cobrança pelo uso dos recursos hídricos. A Deliberação CBHSF Nº 40 foi aprovada em 2008 e seu Anexo II foi aprovado em 2009. Abre-se, a partir de então, caminho para a viabilização de sua Agência de Águas.

O Conselho Nacional de Recursos Hídricos – CNRH aprovou, em 2010, a cobrança pelo uso dos recursos hídricos encaminhada pelo CBHSF (Resolução CNRH Nº 108). Neste ano o CBHSF indica a AGB Peixe Vivo para exercer a função de Agência de Bacia do rio São Francisco – Deliberação CBHSF Nº 47 – e na Deliberação CBHSF Nº 49 o comitê aprova a minuta do Contrato de Gestão entre a AGB Peixe Vivo e a ANA. Na sequência o CNRH aprova a indicação da AGB Peixe Vivo para exercer a função de Agência de Águas do São Francisco (Resolução CNRH Nº 114).

Durante o período de amadurecimento do CBHSF, entre os anos de 2001 a 2011, foi percebido que os projetos ligados ao programa de revitalização do rio São Francisco não atendiam às expectativas da maioria de seus membros. Daí, muitas deliberações do CBHSF foram criadas com objetivos, métodos e critérios que incorporassem o desejo dos membros do CBHSF; o que foi um sucesso, se observado o resultado destas deliberações, pois de fato estes projetos partem do seio das CCR.

Em consonância com as maiores carências da Bacia, o Comitê da Bacia Hidrográfica do rio São Francisco – CBHSF aprovou e divulgou a Carta de Petrolina em 7 de julho de 2011, onde são propostas Metas Prioritárias, otimizando recursos financeiros existentes e programados, envolvendo a União e entes federados integrantes da bacia hidrográfica e o CBHSF.

Os signatários da Carta de Petrolina consideraram “fundamental o estabelecimento de compromissos objetivos” com a continuidade dos esforços já realizados em prol da revitalização da bacia do rio São Francisco, com melhoria da qualidade de vida de seus povos, avocando, entre outras (“I - Água para Todos”, “II - Saneamento Ambiental”), a seguinte meta: “III – Proteção e Conservação de Mananciais: implementar até o ano de 2030 as intervenções necessárias para a proteção de áreas de recarga e nascentes, da recomposição das vegetações e matas ciliares e instituir os marcos legais para apoiar financeiramente as boas práticas conservacionistas na bacia hidrográfica”.





O processo de atualização do Plano Decenal de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco foi iniciado ao final de 2014, com a contratação de empresa consultora realizada pela AGB Peixe Vivo. Um dos setores foco do CBHSF durante o processo de atualização é o saneamento básico, dada a sua indiscutível importância na qualidade hidroambiental.

Durante o ano de 2015 foram realizadas oficinas de consulta direcionadas ao setor de saneamento nos municípios de Montes Claros - MG, Betim - MG, Canindé de São Francisco - SE e Juazeiro - BA. Nas consultas, puderam ser obtidas informações para a consecução das atividades de diagnóstico técnico e participativo da Bacia, incluindo contribuições de técnicos especializados e outros membros da comunidade em geral.

Os trabalhos de diagnóstico da bacia, realizados nos anos de 2014 e 2015, mostram que há uma sensação latente da grande deficiência da prestação de serviços de saneamento básico em toda a extensão da Bacia, até mesmo nas regiões com maior desenvolvimento econômico, principalmente devido à carência de serviços de esgotamento sanitário e de coleta e destinação de resíduos sólidos, o que ocasiona o comprometimento dos serviços de abastecimento de água.

2. JUSTIFICATIVAS

A Aldeia Serrote dos Campos está localizada no sertão pernambucano, na Estrada do Coité, Zona Rural de Itacuruba - PE, e é neste local, onde há mais de 10 anos, vive o povo indígena Pankará. A comunidade está localizada em ponto com distância aproximada de 10 km da sede municipal.

Apesar de estar situada próximo ao lago da usina hidroelétrica de Itaparica, formado pelas águas do rio São Francisco, cerca de apenas 7,5 km, a região é árida, e o abastecimento de água é feito por captação de água de chuva e por carros pipa do exército, mas ambas sem tratamento e suficientes apenas para o consumo humano. Embora exista disponibilidade de terras cultiváveis, a limitação da água impede a implantação de uma agricultura familiar e o desenvolvimento do povo indígena.

Em janeiro de 2013, o CBHSF aprovou a contratação da elaboração de projeto e implantação da adutora para o Povo Pankará, na modalidade de projeto especial, aprovado por meio da Resolução DIREC nº 28 de 22 de janeiro de 2013, em reunião ocorrida em Maceió - AL.

Em atendimento à Resolução DIREC do CBHSF nº 28/2013, a AGB Peixe Vivo realizou a contratação de uma consultoria que desenvolveu um estudo de concepção e projeto básico visando o atendimento à demanda da Aldeia Serrote dos Campos. O trabalho foi desenvolvido no ano de 2013 e posteriormente aprovado pela AGB Peixe Vivo.

Desde então, importantes marcos foram alcançados no intuito de viabilizar a implantação da adutora, dentre os mais relevantes: a) concessão de outorga de captação pela ANA, b) declaração de posse das terras indígenas pelo INCRA, c) confirmação de disponibilidade de energia elétrica e d) termo de anuência da FUNAI para implantação do projeto. Por sua vez, o CBHSF confirmou a





disponibilidade de recursos financeiros suficientes para a implantação deste sistema. No Anexo deste Termo de Referência são apresentadas cópias destes documentos comprobatórios.

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GERAL

Realizar a contratação de empresa de engenharia para revisar projeto básico existente e em seguida, elaborar projeto executivo de abastecimento de água do povo indígena Pankará, sediado na Aldeia Serrote dos Campos, no município de Itacuruba, estado de Pernambuco.

3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Revisar projeto básico existente, contemplando: estudo de concepção, projeto de adução, projeto de distribuição de água, projeto de estação de tratamento de água, estruturas de reservação de água e projeto elétrico do sistema de abastecimento;
- Revisar estudo de capacidade de atendimento do sistema produtor de água no Reservatório da UHE Luiz Gonzaga (Represa de Itaparica) frente ao estudo de demanda da população atual;
- Desenvolver detalhamento técnico a nível de execução da adutora, sistema de tratamento / reservação e distribuição de água tratada;
- Elaboração de projeto elétrico e de automação (a nível de execução) de todo o sistema de adução, incluindo tratamento e reservação de água;
- Desenvolvimento de estudo de concepção e elaboração de projeto de irrigação (a nível de execução) na Aldeia Serrote dos Campos, levando em consideração a compatibilidade com a outorga de uso da água concedida pela ANA à Aldeia Serrote dos Campos;
- Elaboração de desenhos, plantas e outras peças gráficas e cartográficas necessárias à execução integral do sistema de abastecimento e de irrigação;
- Desenvolvimento e elaboração de peças orçamentárias para a posterior contratação e execução da adutora da Aldeia Pankará.

4. DEFINIÇÕES GERAIS

Estudo de concepção: estudo de arranjos, sob o ponto de vista qualitativo e quantitativo, das diferentes partes de um sistema, organizadas de modo a formarem um todo integrado, para a escolha da concepção básica.

Projeto básico de engenharia: conjunto de elementos necessários e suficientes, com nível de precisão adequado, para caracterizar a obra ou serviço, ou complexo de obras ou serviços, elaborado com base nas indicações de estudos técnicos preliminares, que assegurem a viabilidade técnica e de adequado tratamento do impacto ambiental do





empreendimento, e que possibilite a avaliação do custo, a definição dos métodos e prazos de execução do mesmo.

Projeto executivo de engenharia: conjunto de elementos necessários e suficientes à execução completa da obra, de acordo com as normas pertinentes da Associação Brasileira de Normas Técnica (ABNT) ou outras normatizações pertinentes.

Sistema de Abastecimento de Água (SAA): projeto e obra civil concebida para atender um público alvo ou uma comunidade previamente definida, com: ligações domiciliares, redes de distribuição, adutoras, elevatórias, linhas de recalque e estação de tratamento.

Sistemas de irrigação: conjunto de estruturas e equipamentos de captação, adução, armazenamento, distribuição e aplicação de água em culturas agrícolas de forma uniformizada sobre um território previamente definido.

5. ESTUDO DE CONCEPÇÃO E PROJETO BÁSICO DO SISTEMA

Como citado anteriormente, no ano de 2014 foi desenvolvido estudo de viabilidade técnica e econômica, estudo de concepção e projeto básico do sistema de abastecimento da Aldeia Serrote dos Campos e nos itens a seguir serão abordados todos estes componentes.

5.1 DEMANDAS DE ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO

A demanda de abastecimento de água foi fixada de acordo com os preceitos das NB 587, NBR 12.211 e NBR 5.626, levando em consideração a população atual e sua projeção evolutiva.

Existem apenas dois dados de registro de população da aldeia indígena do Povo Pankará, os quais se referem à população do ano de pesquisa e a de fundação da Aldeia em 2008, cujos valores foram passados pelas Lideranças quando da realização da visita técnica da consultora, conforme apresentado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Dados utilizados para estimativa da projeção populacional na Aldeia Serrote dos Campos.

ANO / DESCRIÇÃO	NÚMERO DE HABITANTES
2008 – Fundação da Aldeia	245
2013 – Última Contagem (atual)	340

A projeção da população a ser abastecida neste Cenário 1 foi estimada para um período de alcance de 20 anos iniciando em 2015 (2015 a 2034), por meio de crescimento aritmético utilizando a equação de uma reta como ilustrado na Equação 1.

$$P = P_0 + T_x \times (T - T_0) \dots\dots\dots \text{Equação 1}$$





Onde: P_0 =população inicial (2008), T_x = taxa de crescimento, T_0 = ano de referência em relação à população inicial (2008) e T = ano que está sendo estimada a população.

A Taxa de crescimento foi calculada de acordo com a Equação 2.

$$T_x = (P_{2013} - P_{2008}) / (2013 - 2008) \dots\dots\dots \text{Equação 2}$$

$$T_x = (340 - 245) / 5 = 19 \text{ hab/ano}$$

Assim tem-se o cálculo da população através da Equação 3.

$$P = 245 + 19 \times (T - 2008) \dots\dots\dots \text{Equação 3}$$

Para a formação do consumo foi considerada a existência de uma população temporária conforme determina a NB 587 (CAPÍTULO 5 - ARTIGO 5.2.2, ALINEA 5.2.2.3), admite em 0,3% da população abastecida, corresponde às pessoas que embora não morando na Aldeia ali visitam ou prestam serviços. Logo a população temporária será de 0,3% da população residente (2013), que deverá ser somado ao valor obtido a partir da equação anterior para chegar-se a população que será abastecida.

A Tabela 5.2 apresenta o crescimento populacional estimado para a Aldeia Serrote dos Campos.

Tabela 5.2 - Estimativa do crescimento populacional da Aldeia Serrote dos Campos.

ANO	POPULAÇÃO	ANO	POPULAÇÃO
2015	379	2025	569
2016	398	2026	588
2017	417	2027	607
2018	436	2028	626
2019	455	2029	645
2020	474	2030	664
2021	493	2031	683
2022	512	2032	702
2023	531	2033	721
2024	550	2034	741

O horizonte de crescimento da população para os próximos 20 (vinte) anos foi estabelecido em 741 (setecentos e quarenta e um) habitantes.

5.2 CONSUMO PER CAPITA

A Aldeia Serrote dos Campos é um assentamento indígena simples, com população de baixa renda, mas possui muitas áreas desnudas áridas e secas. Com a possibilidade da chegada de água a população residente demonstrou o interesse de fazer hortas e pequenas plantações dentro de seus próprios lotes, aproximadamente 1 ha por família, além de uma área comunitária destinada ao plantio de 10 ha, para tanto precisa-se viabilizar a irrigação destas





culturas devido ao baixo índice pluviométrico e a sazonalidade das chuvas que concentram-se, geralmente, em três meses do ano.

Nos abastecimentos de água não apenas as pessoas constituem os consumos a atender, como no caso da Aldeia o consumo de rega de áreas internas dos lotes das residências e o consumo da estação de tratamento de água. Para estes casos, a Norma NB 587 recomenda que o consumo per capita seja de 100 a 150 L/hab.dia. Tendo em vista que se trata de uma comunidade muito pequena e de hábitos simples, e tomando como base as conversas realizadas durante a visita a Aldeia Serrote dos Campos, foi adotado **100 L/hab.dia**.

A determinação dos consumos é efetuada conforme fixada na P-NB-587/77- Elaboração de estudos e Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água – capítulo 5 Condições a serem observadas – 5.3 Determinação de consumos – Item 5.3.6 .

Considerando-se um consumo per capita de 100 L/hab.dia para população de final de projeto de 741 habitantes, têm-se estabelecido os seguintes consumos:

- ✓ Consumo Médio Diário: $CM = 741 \times 100 = 74100 \text{ L/dia} = 0,86 \text{ L/s}$

É usual a utilização de coeficientes de reforço para picos de demanda, isto é regulado na P-NB-587/77 - Elaboração de estudos e Concepção de Sistemas Públicos de Abastecimento de Água – capítulo 5 Condições a serem observadas - 5.3 Determinação de consumos – Item 5.3.6.1. Conforme prescrição normativa adotou-se o coeficiente de reforço para o dia de maior consumo (k_1) igual a 1,2 e a para a hora de maior consumo (k_2) igual a 1,5.

Como se trata de uma comunidade rural o sistema produtor foi projetado para funcionar apenas 8 h/dia ($24/8 = 3$), para trabalhar fora dos horários de pico de consumo de energia elétrica, conhecido por Tarifa Verde. As vazões de consumo, considerando os fatores de consumo K_1 e k_2 são as seguintes:

- ✓ **CM = 2,57 L/s**
- ✓ **CMD = 3,09 L/s**
- ✓ **CMH = 3,97 L/s**

5.3 NECESSIDADE DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

A Aldeia Serrote dos Campos possui uma área inicialmente prevista para irrigação de 10 hectares, conforme demanda da Aldeia Serrote dos Campos. Adotando-se taxa de aplicação de 0,8 L/s.ha, a mesma utilizada na agricultura para forrageiras, tem-se a vazão necessária para irrigação.

- ✓ $Q_{\text{irrigação}} = 0,8 \text{ L/s.ha} \times 10 \text{ ha} = 8 \text{ L/s} = 28,8 \text{ m}^3/\text{h}$

Este plano de irrigação prever também que durante 9 meses (janeiro a setembro) a a



área deve ser irrigada durante 12 h/dias e durante 3 meses (outubro a dezembro) o período de irrigação deve ser 15 h/dia. Desta forma tem-se que o volume médio diário para irrigação é de:

$$\text{Jan/Set: } V_{\text{irrigação}} = 28,8 \times 12 = 345,6 \text{ m}^3$$

$$\text{Out/Dez: } V_{\text{irrigação}} = 28,8 \times 15 = 432,0 \text{ m}^3$$

Assim, de janeiro a setembro o sistema produtor irá funcionar 12 horas por dia (12 horas de irrigação/12 horas de bombeamento = 1,0 = 100%), e de outubro a dezembro o sistema produtor irá funcionar 15 horas por dia (15 horas de irrigação / 15 horas de bombeamento = 1,0 = 100%), com vazão para irrigação do sistema produtor de:

$$Q_{\text{irrigação}} = 1,0 \times 28,8 = 28,8 \text{ m}^3/\text{h} = 8,0 \text{ L/s}$$

5.4 OUTORGA DE DIREITO DE USO DE RECURSOS HÍDRICOS

De acordo com a Resolução nº 589 de 21/05/2015, as premissas para uso da água deverão atender para as seguintes informações técnicas, conforme a Tabela 5.3, a fim de ser respeitado o limite da outorga existente.

Tabela 5.4 - Informações técnicas para uso da água conforme Resolução nº 589/2015.

Outorgado	ASSOCIACAO INDIGENA DA ALDEIA SERROTE DOS CAMPOS DE ITACURUBA-PE
Número do Processo	02501.000543/2015
Código CNARH	26.0.0087107/71
Município de captação	Itacuruba - PE
Corpo hídrico	Reservatório da UHE Luiz Gonzaga (Itaparica)
Finalidade principal	abastecimento público
Captação - latitude	-8,794305556°
Captação - longitude	-38,72877778°
Data de publicação	22/05/2015
Data de vencimento	22/05/2025
Volume anual outorgado (m³)	129.924
Área plantada (ha)	10,0
Método de irrigação	micro aspersão
Cultura irrigada	mandioca (macaxeira)
Vazão em janeiro (m³/h)	36
Dias por mês	27
Horas por dia	12
Vazão em fevereiro (m³/h)	36
	22



Dias por mês	12
Vazão em março (m³/h)	36
Dias por mês	16
Horas por dia	12
Vazão em abril (m³/h)	36
Dias por mês	19
Horas por dia	12
Vazão em maio (m³/h)	36
Dias por mês	23
Horas por dia	12
Vazão em junho (m³/h)	36
Dias por mês	20
Horas por dia	12
Vazão em julho (m³/h)	36
Dias por mês	21
Horas por dia	12
Vazão em agosto (m³/h)	36
Dias por mês	25
Horas por dia	12
Vazão em setembro (m³/h)	36
Dias por mês	29
Horas por dia	12
Vazão em outubro (m³/h)	36
Dias por mês	28
Horas por dia	15
Vazão em novembro (m³/h)	36
Dias por mês	27
Horas por dia	15
Vazão em dezembro (m³/h)	36
Dias por mês	24
Horas por dia	15

(Fonte: <http://www2.ana.gov.br/Paginas/institucional/SobreaAna/uorgs/sof/geout.aspx>)

A Associação Indígena da Aldeia Serrote dos Campos de Itacuruba, em Pernambuco, obteve junto à Agência Nacional de Águas (ANA), a outorga para captação de água no Reservatório de Itaparica com a finalidade de abastecer a população indígena e também para atendimento às demandas de irrigação da Aldeia. Os dados de publicação constam na Resolução nº 589 de 21 de maio de 2015: <http://arquivos.ana.gov.br/resolucoes/2015/589-2015.pdf>

Em função do volume necessário para consumo humano diário ser inferior a 86,4 m³, este é considerado insignificante de acordo com os critérios estipulados na Resolução



ANA nº 1.175 de 16 de setembro de 2013, conforme artigo 1º e inciso II desta Resolução. No entanto, a irrigação faz uma utilização de no mínimo 432 m³/dia, o que motivou a solicitação de outorga para uso dos recursos hídricos, posteriormente concedida pela ANA, conforme mencionado anteriormente.

As obrigações a serem seguidas pelo outorgado pela ANA são apresentadas por meio da Resolução ANA nº 833 de 05 de dezembro de 2011.

5.5 CARACTERIZAÇÃO DO SISTEMA PRODUTOR DE ÁGUA

A Usina Luiz Gonzaga está instalada no São Francisco, principal rio da região nordestina, com área de drenagem de 592.479 km², a barragem posicionada no rio São Francisco 50 km a montante do Complexo Hidrelétrico de Paulo Afonso, possuindo, além da função de geração de energia elétrica, a de regularização das vazões afluentes diárias e semanais daquelas usinas.

O represamento de Itaparica é feito por uma barragem de seção mista terra-enrocamento, com altura máxima da ordem de 105 m, associada às estruturas de concreto da casa de máquinas e vertedouro que é dotado de 09 comportas tipo setor, com uma extensão total da crista de 4.700 m, incluindo o trecho das estruturas de concreto cerca de 720 m. O coroamento da barragem é na cota 308,10 m com largura da crista em 10,00 m. Na usina estão instaladas 6 unidades com potência unitária de 246.600 kW, totalizando 1.479.600 kW.

As principais características do Reservatório da UHE Luiz Gonzaga são apresentadas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Principais características técnicas do Reservatório da UHE Luiz Gonzaga.

(Fonte: www.chesf.gov.br)

Área do reservatório normal	828 km²
Volume total do reservatório	10.782 hm³
Volume útil do reservatório	3.549 hm³
Vazão regularizada	adotado 2.060 m³/s com o Reservatório de Sobradinho
Nível máximo maximum	305,40 m
Nível máximo operativo normal	304,00 m
Nível mínimo operativo normal	299,00 m

6. CAPTAÇÃO DE ÁGUA

A captação acontecerá por meio de uma estrutura flutuante devidamente ancorada nas margens por meio de cabos de aço, construída em fibra de vidro, sobre o qual se apoia a bomba de recalque, como exemplificado na Figura 6.1.



Figura 6.1 - Ilustração de captação flutuante.

Novamente, é importante ressaltar que as definições advindas do Projeto Básico deverão passar por revisão criteriosa, uma vez que, deverá haver compatibilização com o volume concedido para outorga e com a demanda para consumo humano da Aldeia Serrote dos Campos.

A partir da captação flutuante tem-se a adutora que leva a água bruta do reservatório de Itaparica (rio São Francisco) até a Aldeia Serrote dos Campos. Essa adutora será executada em dois tipos de materiais, o primeiro trecho (flutuante) inicia-se no lago de Itaparica (estaca 00) e vai até a estaca 13 em PEAD (polietileno de alta densidade). A partir daí se desenvolve até a estaca 383, na Aldeia dos Pankará onde será construído um reservatório para irrigação, uma estação de tratamento de água e um reservatório de distribuição de água potável.

O diâmetro foi definido pela vazão de bombeamento, segundo o critério da velocidade máxima na tubulação de 1,0 m/s, conforme prescrição normativa. O diâmetro foi definido pela vazão de bombeamento, segundo o critério da velocidade máxima na tubulação de 1,0 m/s, conforme prescrição normativa.

A Equação 4 apresenta a formulação matemática utilizada para o cálculo do diâmetro comercial a ser utilizado, assim como para verificação da velocidade do escoamento.

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{V\pi}} \dots \dots \dots \text{Equação 4}$$

Onde: D = diâmetro da tubulação (m), Q = vazão de captação/adução (m³/s) e V = velocidade do escoamento (m/s).

✓ $Q_{\text{adução}} = Q_{\text{captação}} = 10,57 \text{ L/s}$





$$D = \sqrt{\frac{4Q}{V\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,01057}{10 \times 3,1416}} = 0,12 \text{ m} \quad \text{Adotado: DN 150}$$

$$V = 0,01057 / (3,1416 \cdot 0,15^2 / 4) = 0,60 \text{ m/s}$$

$$V = 0,01007 / (3,1416 \cdot 0,15^2 / 4) = 0,60 \text{ m/s}$$

A perda de carga unitária na linha de recalque foi calculada através da aplicação do método de Hazen-Williams (Equação 5).

$$J = 10,643 \times Q^{1,85} / \{ (C^{1,85}) \times (D^{4,87}) \} \dots \dots \dots \text{Equação 5}$$

Onde: Q = vazão do sistema produtor (m³/s), D = diâmetro da tubulação (m) e C = coeficiente de rugosidade que depende do tipo de material a ser empregado.

Adotando-se os valores da vazão igual a 10,57 L/s, diâmetro de 150 mm e C igual a 140 obtemos o valor de 0,00259 m/m para a perda de carga unitária na linha de recalque.

6.1 CARACTERIZAÇÃO DA ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

A captação do sistema produtor que está sendo concebido para abastecer a Aldeia Serrote dos Campos será realizada no Lago de Itaparica, onde após percorrer um comprimento de aproximadamente 7.654 m chegará aos reservatórios de água.

Na Tabela 6.1 serão apresentadas algumas características técnicas do sistema que foram obtidas através da realização do Levantamento Planialtimétrico e Cadastral da região.

Tabela 6.1 - Características técnicas do Sistema de Abastecimento de Água.

<u>PRIMEIRO TRECHO</u>	
Material.....	PEAD DN150
Início (estaca 0).....	Lago Itaparica
Término.....	Estaca 13
Comprimento.....	260 m
N.A. Máximo no lago.....	301,50 m
N.A. Mínimo no lago.....	298,00 m
N.A. Médio no lago.....	299,50 m
<u>SEGUNDO TRECHO</u>	
Material.....	RPVC DN150
Início.....	Estaca 13
Término (Estaca 383).....	Aldeia
Comprimento.....	7.400 m
Cota N.A. na câmara de carga da ETA (5,323 +359,65).....	364,973 m
Desnível Médio a Vencer (H _g).....	65,473 m





Comprimento Total.....	7.660,00 m
------------------------	------------

Dado ao longo comprimento da adutora, são desprezíveis os comprimentos equivalentes de peças, conexões e tubulações flexíveis, ou seja, pode-se desprezar as perdas de carga localizadas. Desse modo teremos as seguintes características para o sistema adutor:

✓ **Perda de carga:** $H_f = J \cdot L \cdot 0,00259 \times 7.660 = 19,87 \text{ m};$

Onde: H_f é a perda de carga no sistema (m), J é a perda de carga unitária (m/m) e L é o comprimento total da adutora (m).

✓ **Altura Manométrica:** $H_m = H_f + H_g = 19,87 + 65,473 = 85,344 \text{ m};$

Onde: H_m é a altura manométrica (m), H_f é a perda de carga no sistema (m) e H_g é altura geométrica a ser vencida (m).

Diante do exposto pode-se afirmar que o sistema adutor que levará água para Aldeia Serrote dos campos será representado pela Equação 6 (curva do sistema).

$$H_m = 65,473 + 11,726 \times Q^{1,85} \dots\dots\dots \text{Equação 6}$$

O equipamento de elevação mecânica para o sistema adutor da Aldeia Serrote dos Campos deve atender as seguintes características:

1. Bomba de eixo vertical;
2. Vazão de no mínimo 38,1 m³/h; e
3. Altura de elevação de no mínimo 85,5 mca.

Pesquisando entre os fabricantes nacionais de bombas encontra-se, no catálogo de WORTHINGTON, ESCO, INBIL, KSB e outros fabricantes bombas que se adequam as essas condições de trabalho.

6.2 GOLPE DE ARÍETE

No momento em que se modifica bruscamente a velocidade de escoamento de um fluido que se movimenta em regime de escoamento forçado em uma canalização, ocorre uma correspondente variação de pressão, este fenômeno transitório é o golpe de aríete e que ocorre geralmente quando há uma intervenção em um aparelho da linha ou parada brusca do equipamento de bombeio.

O golpe de aríete se manifesta por ondas de sub-pressão e de sobre-pressão que se propagam ao longo das tubulações a uma velocidade C , denominada celeridade. As sobre-pressões podem acarretar rupturas das canalizações e as sub-pressões podem originar cavitações perigosas para as tubulações e seus dispositivos podendo ocasionar o colapso por constrição.





Cálculo da celeridade

A Celeridade pode ser quantificada pelo método de Allievi, conforme Equação 7.

$$C = \frac{9.900}{\sqrt{48,3 + \frac{D.K}{e}}} \dots\dots\dots \text{Equação 7}$$

Onde: C = celeridade (km/s), D = diâmetro da tubulação (m), K = coeficiente que depende do módulo de elasticidade do material (RPVC DEFoFo = 33,3) e e=espessura do tubo (m).

A espessura da tubulação de RPVC DEFoFo de com 150 mm de diâmetro é de 4,95 mm. Dessa forma, através da aplicação da Fórmula de Allievi encontramos uma celeridade de 1.409,8 km/s para a tubulação que será utilizada no comprimento predominante da adutora.

Cálculo da amplitude da onda de golpe, Sobre-pressão máxima e sub-pressão mínima

Conhecida a celeridade, calcula-se a amplitude da onda de golpe, através da Equação 8, a sobre-pressão máxima pela Equação 9 e sub-pressão mínima pela Equação 10.

$$\Delta h = C \times \frac{V}{g} \dots\dots\dots \text{Equação 8}$$

$$SP_{m\acute{a}x} = H_g + \Delta h \dots\dots\dots \text{Equação 9}$$

$$SP_{m\acute{i}n} = H_g - \Delta h \dots\dots\dots \text{Equação 10}$$

Onde: Δh = amplitude da onda do golpe (mca), C = celeridade, V = velocidade do escoamento (m/s), g = aceleração da gravidade (m/s²), SP_{máx} = sobre pressão-máxima (mca), H_g = altura geométrica (m) e SP_{mín} = sub-pressão mínima (mca).

Na Tabela 6.2 são apresentadas as variáveis descritas anteriormente calculadas através das respectivas Equações.

Tabela 6.2 - Amplitude da onda do golpe, sobre-pressão máxima e sub-pressão mínima na adutora.

D (mm)	Material	Δh (mca)	SP _{max} (mca)	SP _{min} (mca)
150	RPVC	81,9	147,39	-16,4

Essa onda de sobre-pressão é absorvível tanto pela tubulação RPVC DN150 Classe 16 quanto pela tubulação de PEAD DN150-PN16 (pressão absorvível de 160 mca). Mesmo assim, recomenda-se colocar um dispositivo anti-golpe (válvula anti-golpe ou ventosa de tríplice função) no início da linha de recalque.





A ocorrência de sub-pressão negativa indica a tendência para formação de vácuo, o que pode levar a tubulação a colapso por constricção, a colocação de ventosas de tríplice função (VTF) admite uma quantidade de ar na adutora, evitando depressões e o seu conseqüente colapso, o que foi utilizado no sistema. A ocorrência de sub-pressão negativa indica a tendência para formação de vácuo, o que pode levar a tubulação a colapso por constricção, a colocação de ventosas de tríplice função (VTF) admite uma quantidade de ar na adutora, evitando depressões e o seu conseqüente colapso, o que foi utilizado no sistema.

Essa onda de sobre-pressão é absorvível tanto pela tubulação RPVC DN150 Classe 16 quanto pela tubulação de PEAD DN150-PN16 (pressão absorvível de 160 mca). Mesmo assim, recomenda-se colocar um dispositivo anti-golpe (válvula anti-golpe ou ventosa de tríplice função) no início da linha de recalque.

6.3 BLOCOS DE ANCORAGEM

A utilização de blocos de ancoragem é a técnica mais comum para equilibrar os esforços oriundos do Empuxo Hidráulico em canalizações de junta elástica (ponta e bolsa). Os blocos de ancoragem reagem de duas formas:

- Pelo surgimento de uma força de atrito e o solo (resultante do peso do bloco); e
- Pela reação de apoio da tubulação contra a parede da vala (engastamento).

As duas maneiras ocorrem simultaneamente, o peso do bloco gera o aparecimento de uma força de atrito solo/bloco e a tubulação contida da vala é solidária com a sua superfície lateral.

Para adutora de água bruta, por segurança, foi considerado apenas a segunda maneira, posto que o solo apresenta resistência mecânica sobre a parede vertical considerada entre boa e razoável ($\sigma=1 \text{ kg/cm}^2$).

A) Atrito tubulação / solo

Os blocos de ancoragem, não são os únicos elementos empregados para neutralizar os Empuxos, a desmontagem das bolsas é feita pelo arraste dos tubos.

Ao arraste corresponde o surgimento de uma força reativa, “o atrito canalização / solo no interior da vala”, que absorve boa parte do Empuxo. Essa força é calculada através da $F_{au} = K \cdot f(2W_e + W_p + W_a)$ Equação 11.

$F_{au} = K \cdot f(2W_e + W_p + W_a)$Equação 11

Onde: F_{au} é a força de atrito por metro de canalização (N/m), K é um coeficiente de distribuição das pressões no reaterro (a depender da compactação 1,1 a 1,5), f é o coeficiente de atrito canalização/solo, W_e é o peso específico do reaterro (N/m), W_p é o peso específico do





tubo vazio (N/m) e W_a é o peso específico da água (N/m).

Destaca-se que o coeficiente de atrito canalização/solo (f) é calculado a partir da

$$f = \alpha \times tg(0,8 \times \Phi) \dots \dots \dots \text{Equação 12.}$$

$$f = \alpha \times tg(0,8 \times \Phi) \dots \dots \dots \text{Equação 12}$$

Onde: Φ o ângulo de atrito interno do solo (30° para argila/cascalho/areia) e α é o coeficiente em função da natureza do tubo ($\alpha = 1$ para tubos com pintura externa betuminosa).

Já o peso específico do reaterro é obtido através da

$$W_e = \gamma H . D . \alpha \dots \dots \dots \text{Equação 13.}$$

$$W_e = \gamma H . D . \alpha \dots \dots \dots \text{Equação 13}$$

Onde: D é o diâmetro do tubo (m), γ é a massa específica do solo (kg/m³) e H é a altura de recobrimento (m).

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**3 são apresentados os resultados obtidos para as variáveis citadas anteriormente.

Tabela 6.3 - Esforços absorvíveis pelo atrito entre superfície da tubulação e solo, na vala.

Diâmetro (m)	W_p (N/m)	W_a (N/m)	W_e (N/m)	F_{au} (N/m)
0,150	997	1.000	2.000	4.993

B. Cálculo da força resultante

Nas singularidades das canalizações sobre pressão aparecem as forças de empuxo hidráulico que devem ser equilibradas, por blocos de ancoragens, para que essas forças não se transmitam às tubulações danificando-as (desmontagem das juntas). As singularidades a considerar são:

- ✓ Mudanças de direção (curvas e tês);
- ✓ Mudanças de diâmetros (reduções); e
- ✓ Nos terminais fechados (flanges cegos, CAPs e registros fechados).

A força resultante, ou empuxo, pode ser calculada pela Fórmula Geral (Equação 14).

$$R = K . P . S \dots \dots \dots \text{Equação 14}$$

Onde: R é a força resultante ou empuxo (kg), P é a pressão de trabalho máxima que possa vir a ocorrer na singularidade (N/m²), S = seção transversal da canalização onde possa a vir a ocorrer o Empuxo Hidráulico (m²) e K é um coeficiente em função da forma da



singularidade.

São apresentados os valores de K (fórmula geral) levando-se em consideração as características das singularidades.

Tabela 6.4 - Valores de K em função da forma geométrica da singularidade.

SINGULARIDADE	K
Singularidades sem deflexões	-----
Flanges cegos, Tês, Registros fechados	1,000
Reduções (S = Seção maior; s = seção menor)	1 - (s/S)
Singularidades com deflexões	-----
Curvas com ângulo α	$K = 2 \cdot \text{sen}(\alpha/2)$
90°	1,414
45°	0,765
22°30'	0,390
11°15'	0,192

A pressão de trabalho, para efeito de determinação do maior empuxo (força resultante) possível de acontecer, é determinada pela diferença entre as cotas piezométricas e a cota do terreno, nas condições: em funcionamento normal e com golpe de aríete.

A linha piezométrica de uma canalização é uma linha virtual que une os pontos representativos das pressões das cotas piezométricas de montante e jusante. As Tabelas 6.5 e 6.6 mostram as características das linhas piezométricas em funcionamento normal e no golpe de aríete.

Tabela 6.5 - Linha piezométrica em funcionamento normal.

ITEM	SIGLA	OBS.	VALOR
Cota N.A. médio a Montante (m)	CTM		299,500
Perda de Carga Total (m)	PCT		18,150
Cota de terreno a jusante (m)	CTJ		359,500
Altura da água na câmara de carga (m)	ACC		5,323
Cota Piezométrica de Jusante (m)	CPJ	CTJ+ACC	364,823
Cota Piezométrica de Montante (m)	CPM	CPJ+PCT	382,973
Comprimento da adutora (m)	L		7.660
Gradiente	G	(CPM-CPJ)/L	0,00237

Tabela 6.6 - Linha piezométrica considerando o golpe de aríete.

ITEM	SIGLA	OBS.	VALOR
Cota do terreno a Montante (m)	CTM		299,500
Cota de terreno a jusante (m)	CTJ		359,500
Altura da água na Câmara de carga (m)	ACP		5,323
Cota piezométrica a jusante (m)	CPJ		364,500
Amplitude da Onda de Golpe (m)	AOG		81,900



Cota piezométrica com onda de Montante (m)	COM	CPJ+AOG	446,400
Comprimento da adutora (m)	L		7.660
Gradiente	G	(COM-CPJ)/L	0,01069

As pressões foram calculadas, na situação de ocorrer o golpe de Aríete, quando a cota piezométrica de montante é mais alta e os empuxos são maiores.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta a planilha de cálculo da força resultante (empuxo) nas singularidades e sua localização.

Tabela 6.7 - Planilha de cálculo nas resultantes das singularidades.

Localização Estaca	Cota (m)		P (mca)	α (graus)	K	D (m)	R (N)
	Adutora	Piezométrica					
13	299,500	445,290	145,790	*	*	0,15	5.152
20	303,400	441,170	137,770	22° 30'	0,382	0,15	929
22+4,0	303,925	441,515	137,590	22° 30'	0,382	0,15	928
27+13,2	303,551	440,061	136,510	22° 30'	0,382	0,15	921
33+8,8	307,001	438,751	131,750	11° 15'	0,192	0,15	446
43+12,5	313,716	436,766	123,050	11° 15'	0,192	0,15	417
55+8,1	317,059	488,239	171,180	22° 30'	0,382	0,15	1.154
56+2,9	316,920	434,090	117,170	22° 30'	0,382	0,15	790
58+14,5	315,977	433,527	117,550	22° 30'	0,382	0,15	793
61+11,9	315,764	485,794	170,030	11° 15'	0,192	0,15	576
96+2,10	318,737	425,437	106,700	11° 15'	0,192	0,15	361
97+15,6	318,710	425,180	106,470	11° 15'	0,192	0,15	361
115+5,7	316,985	421,384	104,399	11° 15'	0,192	0,15	354
119	319,953	422,573	102,620	11° 15'	0,192	0,15	348
153+13,5	325,605	413,099	87,494	11° 15'	0,192	0,15	296
155+6,0	326,024	412,943	86,919	11° 15'	0,192	0,15	294
221+11,5	327,248	388,858	61,610	11° 15'	0,192	0,15	209
226	329,619	397,612	67,993	11° 15'	0,192	0,15	230
241	333,494	395,602	62,108	22° 30'	0,382	0,15	419
244+4,4	332,554	393,786	61,232	11° 15'	0,192	0,15	207
247	332,812	393,222	60,410	22° 30'	0,382	0,15	407
254+5,30	333,494	391,867	58,373	11° 15'	0,192	0,15	198
288	342,117	384,385	42,268	11° 15'	0,192	0,15	143
295+18,3	343,790	382,657	38,867	11° 15'	0,192	0,15	132
324+2,0	342,199	376,764	34,565	22° 30'	0,382	0,15	233
330+2,7	340,759	374,924	34,165	45°	0,765	0,15	462
354+8,6	340,507	370,360	29,853	22° 30'	0,382	0,15	201
370+6,9	342,711	366,889	24,178	22° 30'	0,382	0,15	163
373+17,5	344,676	365,844	21,168	22° 30'	0,382	0,15	143

C. Dimensionamento dos Blocos de Ancoragem

Para os blocos de ancoragem, foi admitida a forma de um paralelepípedo, com as seguintes dimensões:





- Altura (H) de 0,60 m;
- Largura (L) de 0,30 m; e
- Comprimento (C) - Dimensão no sentido da vala a ser definida caso a caso.

Foi concebido um algoritmo de cálculo que a partir da entrada do diâmetro da canalização, tipo da singularidade, cotas piezométricas e do terreno, se determina a Pressão **P**, a resultante **R** e calcula-se o comprimento no sentido da vala (C). Para o cálculo a área de contato (A) foi considerada a sobre-pressão máxima no Golpe de Aríete e largura do bloco (L) de 0,30 m.

A $A = L \times C = 0,3 \times C$ Equação 15,

$C = R/A$ Equação 16

e $\sigma_c = R/(C.H)$ Equação 17

foram utilizadas para se calcular o comprimento dos blocos de ancoragem, considerando $\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$ (solo entre regular e médio).

$A = L \times C = 0,3 \times C$ Equação 15

$C = R/A$ Equação 16

Foi considerada a condição limite de maximização dos empuxos, e se deixou de considerar o atrito solo/bloco que efetivamente existe e absorve parte do Empuxo Hidráulico. Além disso, o bloco deve resistir ao esforço cortante (σ_c) em sua seção longitudinal, resultante da transmissão do empuxo, calculado através da Equação 17 (σ_c não deve ser superior a 10 kg/cm^2).

$\sigma_c = R/(C.H)$ Equação 17

A Tabela 6.8 apresenta a localização dos blocos, seu comprimento e o valor do esforço cortante em sua seção.

Tabela 6.8 - Localização, comprimento e esforço cortante dos blocos.

Estaca	R (N)	σ Kg/cm ²	C calc. cm	C adotado cm	σ_c Kg/cm ²
13	5.152	1,00	39,32	40	2,147
20	929	1,00	16,69	20	0,774
22+4,0	928	1,00	16,68	20	0,773
27+13,2	921	1,00	16,62	20	0,767
33+8,8	446	1,00	11,57	20	0,372
43+12,5	417	1,00	11,18	20	0,347
55+8,1	1.154	1,00	18,61	20	0,962
56+2,9	790	1,00	15,40	20	0,658
58+14,5	793	1,00	15,42	20	0,661



Estaca	R	σ	C calc.	C adotado	σ_c
	(N)	Kg/cm ²	cm	cm	Kg/cm ²
61+11,9	576	1,00	13,14	20	0,480
96+2,10	361	1,00	10,41	20	0,301
97+15,6	361	1,00	10,40	20	0,301
115+5,7	354	1,00	10,30	20	0,295
119	348	1,00	10,21	20	0,290
153+13,5	296	1,00	9,43	20	0,247
155+6,0	294	1,00	9,40	20	0,245
221+11,5	209	1,00	7,91	20	0,174
226	230	1,00	8,31	20	0,192
241	419	1,00	11,21	20	0,349
244+4,40	207	1,00	7,89	20	0,173
247	407	1,00	11,05	20	0,339
254+5,30	198	1,00	7,70	20	0,165
288	143	1,00	6,55	20	0,119
295+18,30	132	1,00	6,28	20	0,110
324+2,00	233	1,00	8,36	20	0,194
330+2,70	462	1,00	11,77	20	0,385
354+8,60	201	1,00	7,77	20	0,168
370+6,95	163	1,00	6,99	20	0,136
373+17,50	143	1,00	6,54	20	0,119

Os blocos de Ancoragem foram padronizados e classificados segundo suas dimensões, como apresentado na tabela.

Tabela 6.9 - Tipos e dimensões dos blocos de ancoragem.

TIPO	Profundidade (m)	Largura (m)	Comprimento (m)
B1	0,600	0,300	0,400
B2	0,600	0,300	0,200

7. TRATAMENTO DE ÁGUA

Para a Aldeia Serrote dos Campos foi prevista a aplicação de uma estação de tratamento de água (ETA) cuja tecnologia fosse capaz de oferecer água dentro dos padrões de potabilidade, mas que também oferecesse simplicidade e baixo custo operacional, visto que a mesma será operada pela própria comunidade. Desta forma foi proposta a tecnologia da dupla filtração, composta de um conjunto de dois filtros, um de escoamento ascendente com meio filtrante de pedregulho e outro de escoamento descendente com meio filtrante em areia, para tratar água apenas para consumo humano. Para irrigação será utilizada água bruta.

Para dimensionamento da ETA foi levado em conta o seu funcionamento apenas durante o período de bombeamento de água bruta, ou seja, durante 8 h/dia considerando o consumo máximo horário:

$$\checkmark C_M = 0,86 \times 3 = 2,58 \text{ L/s} = 9,29 \text{ m}^3/\text{h}$$

A tecnologia da dupla filtração pode, com segurança, tratar água bruta com até 20.000 coliformes totais por 100 mL sendo recomendado sempre que a cor verdadeira ou a turbidez da água bruta forem relativamente altas.

A água coagulada entra primeiro no filtro ascendente, o qual deverá produzir um





efluente com baixa cor e turbidez. Assim, o filtro de escoamento descendente funcionará em condições otimizadas produzindo continuamente água tratada dentro dos Padrões de Potabilidade em vigência no Brasil, Portaria nº 2.914/2011 do Ministério da Saúde.

7.1 PADRÃO DA QUALIDADE DA ÁGUA NO PONTO DE CAPTAÇÃO

Pelas análises de qualidade de água do Rio São Francisco, coletadas no ponto de captação, apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, observa-se algumas características interessantes, as quais merecem comentários. Com relação à turbidez, nota-se que baixa, de 4,3 a 4,7 uT, característica de ambiente lântico como é o lago da hidroelétrica de Itaparica. Tais comentários também se aplicam à cor, que apresentou valor de 10 UC.

O pH é relativamente alto (em torno de 8,0), embora a alcalinidade e a dureza sejam relativamente baixas, respectivamente 20 mg/L e 60 mg/L.

Foi verificada uma concentração relativamente baixa de ferro, próxima ao máximo permitido pela Portaria nº 2.914/2011 do Ministério da Saúde.

Tabela 7.1 - Características da água bruta no Rio São Francisco.

CARACTERÍSTICAS	VALORES OBSERVADOS
Cor aparente (uC)	10
Turbidez (uT)	4,3 a 4,7
pH	8,2 a 8,6
Alcalinidade total (mg CaCO ₃ /l)	20 a 22
Dureza (mg CaCO ₃ /L)	40 a 60
Ferro total (mg/L)	0,28 a 0,30
Cloretos (mg/L)	25 a 35
Nitrato (mg/L)	<0,01
Sólidos totais (mg/L)	111 a 130

As características da água bruta analisada mostram que, para referida água, a utilização da dupla filtração é indicada com taxa máxima de aplicação de 180 m³/m².dia para o filtro ascendente e, de 280 m³/m².dia para o descendente, conforme indicado na Tabela 7.2.

Tabela 7.2 - Definição da taxa de aplicação em função da qualidade da água bruta.

CARACTERÍSTICAS PRINCIPAIS DA ÁGUA BRUTA				TAXA MÁXIMA FILTRAÇÃO m ³ /m ² .dia	
TURBIDEZ (uT)	COR VERDADEIRA (uC)	COLIFORMES TOTAIS (CT/100mL)	ALGAS (IND/ML)	ASD*	DES**
100%tempo≤250	100%tempo≤100	100%tempo≤9000	100%tempo≤2000	180	280
95%tempo≤200	95%tempo≤ 75	95%tempo≤8000	95%tempo≤1750		
90%tempo≤150	90%tempo≤ 50	90%tempo≤7000	90%tempo≤1500		



100%tempo≤300	100%tempo≤150	100%tempo≤10000	100%tempo≤2250	120	210
95%tempo≤250	95%tempo≤100	95%tempo≤ 9000	95%tempo≤2000		
90%tempo≤200	90%tempo≤ 75	90%tempo≤ 8000	90%tempo≤1750		
100%tempo≤350	100%tempo≤200	100%tempo≤15000	100%tempo≤2500	80	140
95%tempo≤300	95%tempo≤150	95%tempo≤10000	95%tempo≤2250		
90%tempo≤250	90%tempo≤100	90%tempo≤9000	90%tempo≤2000		

*ASC = ascendente / **DES = descendente

7.2 DESCRIÇÃO GERAL DA ETA

A ETA funcionará com tecnologia de dupla filtração, sendo 1 unidade de filtração direta ascendente e 1 unidade de filtração descendente.

A adutora encaminhará a água bruta até a câmara de carga, onde o nível de água irá variar em função do grau de retenção de impurezas no filtro ascendente. Será instalado um medidor de nível na câmara, com indicação do nível para o qual será executada uma descarga de fundo intermediária.

Em princípio, a filtração direta ascendente deverá funcionar com programação de 4 descargas de fundo intermediárias, a partir da carga hidráulica disponível, e da perda de carga na tubulação e no meio granular limpo (pedregulho). Tal procedimento irá concorrer para extração de quase a totalidade das impurezas retidas na camada de pedregulho, aumentando com isso a duração das carreiras de filtração.

Após passar pelo filtro ascendente, a água passará pelo filtro descendente e, em seguida, a água filtrada irá para o reservatório de água tratada e daí para a rede de distribuição da Aldeia. Na tubulação de água filtrada, a água receberá cloro para desinfecção e cal hidratada para correção final do pH.

A casa de química contará com espaço para armazenamento de produtos químicos e dependências para os tanques de preparação de suspensões e soluções, bombas dosadoras, bombas de recalque. Resumidamente, a ETA contará com:

- ✓ Câmara de carga;
- ✓ Medidor de vazão localizado na tubulação de saída da câmara de carga;
- ✓ Malha de ferro redondo, para mistura do coagulante primário;
- ✓ Módulo de tratamento, constituído por 1 filtro ascendente e 1 descendente; e
- ✓ Casa de química.



7.3 CÂMARA DE CARGA

A câmara de carga servirá também como divisor de vazão entre a água destinada a consumo humano e a água destinada a irrigação.

A água bruta será encaminhada a uma câmara de carga, com diâmetro de 0,6 m, por meio de um tubo central, com diâmetro de 0,15 m, até uma caixa central no topo da câmara de carga, com 0,4 m de diâmetro, provida de 2 vertedores triangulares de onde verterá livremente para as caixas individuais de saída de água, sendo uma saída direcionada a ETA e outra ao reservatório de água para irrigação. As características da câmara de carga são:

- ✓ Diâmetro tubo central = 0,15 m;
- ✓ Diâmetro da câmara de carga = 0,6 m; e
- ✓ Altura total = 5,65 m.

Altura da lâmina líquida nos vertedores triangulares

Como citado anteriormente à câmara de carga possuirá vertedores triangulares que encaminharão a água para o reservatório de irrigação e estação de tratamento. Através daEquação 18 (triangular) calcula-se a altura da lâmina d'água no vertedor.

$$Q_v = 1,4 \cdot H^{\frac{5}{2}} \dots \dots \dots \text{Equação 18}$$

Onde: Q_v é a vazão no vertedor (m^3/s) e H é a altura da lâmina d'água (m).

Utilizando-se a vazão dimensionada para a irrigação (7,5 L/s) é obtida a altura de 0,123 m.

A largura do vertedor será igual a duas vezes a altura da lâmina d'água que é igual a 0,246 m (Adotado 0,30 m). Desse modo teremos as seguintes características para o sistema:

- ✓ Altura do vértice do vertedor ao solo: 5,2 m (cota 364,850m);
- ✓ Nível máximo de água na caixa vertedora: $5,2 + 0,123 = 5,323$ m;
- ✓ Cota da água na caixa vertedora: $359,650 + 5,323 = 364,973$ m;
- ✓ Nível água na caixa individual:

$$J = 10,64 \times 0,0075^{1,85} \times 140^{-1,85} \times 0,1^{-4,87} = 0,0099 \text{ m/m}$$

$$H_f = 0,0099 \text{ m/m} \times 50 \text{ m} = 0,50 \text{ m; e}$$



- ✓ Cota da água na caixa individual: $359,900 + 0,50 = 360,400$ m.

Seguindo o mesmo raciocínio apresentado anteriormente, teremos para o abastecimento humano (2,58 L/s), as seguintes características:

- ✓ Altura da Lâmina D'água igual 0,08 m;
- ✓ Largura do vertedor igual a 0,16 m (Adotado 0,20 m); e
- ✓ Cota do vértice do vertedor: $5,323 - 0,08 = 5,243$ m (cota 364,893m).

7.4 MISTURA RÁPIDA

Na saída da câmara de carga, está prevista a aplicação de sulfato de alumínio como coagulante. A mistura rápida do coagulante na água bruta será realizada por meio de malha de ferro redondo, localizada na tubulação de água bruta, imediatamente após a adição do coagulante, dimensionada de forma a obter gradiente de velocidade superior a 1000 s^{-1} .

A malha conta com as seguintes características:

- ✓ Diâmetro da tubulação de água bruta = 100 mm;
- ✓ Diâmetro das barras (d) = 6,4 mm;
- ✓ Número de barras na horizontal = 6 unidades;
- ✓ Número de barras na vertical = 6 unidades;
- ✓ Número de barras por metro (n_f) = 65;
- ✓ Espaçamento (e) = 0,0154 m;
- ✓ Porosidade: $\varepsilon = (1 - n_f d)^2 = 0,341$;
- ✓ Gradiente de velocidade: $G_m = 262 \sqrt{\frac{v^3 (1 - \varepsilon^2)}{e \varepsilon^2}} = 1092,2 \text{ s}^{-1}$

- ✓ Perda de carga na malha difusora: $h_m = 0,55 \left(\frac{1 - \varepsilon^2}{\varepsilon^2} \right) \frac{v^2}{2g} = 0,0229$ m

Os dados utilizados para o cálculo da perda de carga na tubulação de água coagulada para tubulação DN100 é apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, e possui o valor de 0,0142 m (h_{f1}).

Tabela 7.4 - Dados para obtenção da perda de carga na tubulação de água coagulada.



Peças	Quant.	Nº Diâmetro	L _{equivalente}
Entrada Normal	1	17	1,36
Registro de Gaveta	1	8	0,64
Saída de Canalização	1	35	2,80
Tê de passagem lateral	1	20	3,20
Comprimento Real			2,30
TOTAL			10,30 m

7.5 FILTRAÇÃO

Será um conjunto filtrante, composto de um filtro ascendente seguido por um filtro descendente, tratando 0,00257 m³/s. O filtro ascendente será composto por pedregulhos e o descendente por camada de areia apoiada em camada de pedregulho disposto sobre o fundo do filtro.

Aplicando-se as taxas máxima de filtração recomendadas em função da qualidade da água (Tx.asc = 180 m³/m².dia, Tx.desc = 280 m³/m².dia) tem-se os seguintes diâmetros para os filtros:

Filtro ascendente: $Q = 2,58 \text{ L/s} = 222,37 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$

$$A_{asc} = 222,37/180 = 1,235 \text{ m}^2$$

$$D_{asc} = (4 \times 1,235/3,1415)^{1/2} = 1,25 \text{ m}$$

$D_{comercial}$ adotado: $D = 1,5 \text{ m}$

Filtro descendente: $A_{desc} = 222,37/280 = 0,794 \text{ m}^2.$

$$D_{desc} = (4 \times 0,794/3,1415)^{1/2} = 1,0 \text{ m}$$

$D_{comercial}$ adotado: $D = 1,0 \text{ m}$

A Tabela 7.5 apresenta as características de cada um dos filtros.

Tabela 7.5 - Características dos filtros da ETA.

CARACTERÍSTICAS	FILTRO ASCENDENTE	FILTRO DESCENDENTE
Diâmetro dos filtros	1,5 m	1,00 m
Altura da camada de pedregulho	1,60 m	0,40 m
Altura camada de areia	-	0,50 m
Distância entre a crista da canaleta de coleta e o topo do meio filtrante	0,34 m	0,985 m
Altura total do filtro (m)	2,55 m	2,55 m
Área filtrante por unidade (m ²)	1,77 m ²	1,04 m ²

Camadas de Pedregulho e Meio Filtrante

Foi adotada uma camada de pedregulho, adequada ao funcionamento da filtração direta ascendente e descendente, com as características da tabela.



Tabela 7.6 - Especificações das camadas de pedregulho dos filtros.

FILTRO ASCENDENTE			FILTRO DESCENDENTE		
POSIÇÃO	ESPESSURA	TAMANHO	POSIÇÃO	ESPESSURA	TAMANHO
Topo	50	2,4 - 4,8	Superior	0,075	2,4 - 4,8
2ª	40	4,8 - 9,6	2ª	0,075	4,8 - 9,6
3ª	20	9,6 - 19	3ª	0,075	9,6 - 15,9
Fundo	50	19 - 31	4ª	0,075	15,9 - 25,4
TOTAL	1,6		Fundo	0,010	25,4 - 38

No filtro descendente o meio filtrante será formado por areia, com as características apresentadas na Tabela 7.7.

Tabela 7.7 - Especificações da camada de areia no filtro descendente.

CARACTERÍSTICAS	FILTRO DESCENDENTE
Espessura da camada (m)	0,50
Tamanho efetivo (mm)	0,59
Tamanho do maior grão (mm)	1,41
Tamanho do menor grão (mm)	0,30
Coefficiente de desuniformidade (mm)	1,50
Coefficiente de esfericidade (mm)	0,75

7.5.1 FILTRAÇÃO ASCENDENTE

a) Cálculo das perdas de carga durante a filtração

Perda de carga nas tubulações de distribuição de água

A distribuição uniforme da água coagulada no fundo dos filtros será feita por um tubo principal de seção variável provido de 8 tubulações laterais ($D = 35$ mm), sendo 4 de cada lado, espaçadas entre si a cada 0,3 m. O diâmetro inicial do tubo central é de 0,16 m e a final é de 0,08 m. O dimensionamento foi realizado de modo que a velocidade da água no canal fosse mantida razoavelmente constante em toda sua extensão em 0,130 m/s. A perda de carga na tubulação de água coagulada é igual a 0,0141 m (h_{f1}).

A Tabela 7.8 apresenta os dados utilizados no dimensionamento da tubulação e para o cálculo da perda de carga.

Tabela 7.8 - Dados da tubulação principal do filtro ascendente.

DIÂMETRO (mm)	ÁREA (m ²)	VAZÃO (m ³ /s)	VELOCIDADE (m/s)
160	0,0201	0,0026	0,1280
130	0,0133	0,0019	0,1454
110	0,0095	0,0013	0,1354
80	0,005	0,0006	0,1280

Tubulações secundárias

Será necessária, também, a utilização de tubulações secundárias que terão as características apresentadas na Tabela 7.8.

Tabela 7.9 - Parâmetros das tubulações secundárias.

Número de tubos	8 unidades (4 de cada lado)
Diâmetro dos tubos	0,04 m
Área dos tubos	0,0013 m ²
Vazão nos tubos	0,00032 m ³ /s
Velocidade nos tubos	0,256 m/s

Relação de velocidades e áreas:

Para assegurar uma distribuição uniforme ao longo do canal é necessário avaliar a relação entre as velocidades e áreas das tubulações principais e secundárias, conforme apresentado a seguir:

$$V_s / V_p = 0,256/0,1280 = 2,0$$

$$\Sigma A_s / A_p = (8 \times 0,0013)/0,0201 = 0,5$$

Estas relações de velocidades (2,0) e áreas (0,5) são consideradas satisfatórias para assegurar a distribuição uniforme de vazão ao longo do canal.

Perda de carga na saída da tubulação com diâmetro 100 mm

$$h_{f2} = k \cdot V^2 / 2g$$

$$V = 0,00258 / (\pi \times 0,1^2 / 4) = 0,328 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{f2} = 1,67 \times (0,328^2 / 19,62) = 0,0091 \text{ m}$$

Perda de carga ao longo da tubulação central

A perda de carga ao longo da tubulação central é calculada seguindo as etapas de cálculo apresentadas a seguir:

$$I = \left(n \cdot Q_m / A_m \cdot R_h^{\frac{2}{3}} \right)^2$$

Onde: I é a perda de carga unitária (m/m), η é coeficiente de rugosidade = 0,011 (RPVC), Q_m é a vazão no canal (2,58 L/s), A_m é a área no início da tubulação (0,201 m²) e R_H é o raio hidráulico (m).

O Raio Hidráulico é obtido através da divisão entre a área molhada e o perímetro molhado ($2 \cdot \pi \cdot r$). Aplicando-se a equação para cálculo da perda de carga total ($I \cdot L = 0,00014 \text{ m/m} \cdot 1,5 \text{ m}$) obtemos o valor de 0,0002 m (h_{f3}).

Perda de carga nos orifícios do tubo central



A perda de carga nos orifícios do tubo central foi calculada utilizando-se as etapas apresentadas a seguir:

$$Q = k \times V^2/2g$$

Quantidade de orifícios DI 40 mm = 8

$$Q = \text{Vazão por orifício: } 0,00258/8 = 0,00032 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \text{Área dos orifícios: } 0,001 \text{ m}^2$$

$$V = \text{Velocidade nos orifícios: } 0,256 \text{ m/s}$$

$$h_{f4} = 0,0056 \text{ m}$$

Perda de carga ao longo das tubulações secundárias

A perda de carga ao longo das tubulações secundárias foi obtida realizando-se as etapas de cálculo mostradas a seguir (semelhante ao cálculo na tubulação central apresentada anteriormente):

Quantidade de tubos DI 35 mm = 8 (4 de cada lado)

$$\eta = \text{coeficiente de rugosidade} = 0,011 \text{ (RPVC)}$$

$$Q = \text{Vazão por tubo: } 0,00258/8 = 0,0003 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_m = \text{Área molhada: } 0,0013 \text{ m}^2$$

$$R_H = \text{Raio hidráulico: } 0,010 \text{ m}$$

$$l = 0,0037 \text{ m/m}$$

$$h_{f5} = l \times L = 0,0028 \text{ m}$$

Perda de carga nos orifícios das tubulações secundárias

Na Tabela 7.9 são apresentadas algumas características dos orifícios das tubulações secundárias que serão necessários ao cálculo da perda de carga.

Tabela 7.10 - Informações dos orifícios nas tubulações secundárias.

Número de orifícios	40 (10 em cada tubo)
Diâmetro dos orifícios	0,008 m
Área dos orifícios	0,00005 m ²
Vazão nos orifícios	0,00003 m ³ /s





Velocidade nos orifícios	0,641 m/s
--------------------------	-----------

Por meio das etapas de cálculo apresentadas a seguir obtemos a perda de carga nos orifícios das tubulações secundárias.

$$V = C_d \times (2gh)^{1/2}$$

$$0,641 = 0,61 \times (2 \times 9,81 \times h)^{1/2}$$

$$h_{f6} = 0,056 \text{ m}$$

Perda de carga na camada de pedregulho

A perda de carga na camada de pedregulho é obtida através da aplicação da Equação de Ergun

$$h_{f6} = \frac{150 \cdot \nu \cdot V_{\infty} \cdot (1 - \epsilon_0)^2}{g \cdot \epsilon_0^3 \cdot C_e^2} \cdot L_f \cdot \sum \frac{X_i}{(D_{eq})^2} + 1,75 \frac{(1 - \epsilon_0) \cdot V_{\infty}^2}{\epsilon^3 \cdot C_e \cdot g} \cdot L_f \cdot \sum \frac{X_i}{D_{eq}}$$

.....Equação

(19).

$$h_{f6} = \frac{150 \cdot \nu \cdot V_{\infty} \cdot (1 - \epsilon_0)^2}{g \cdot \epsilon_0^3 \cdot C_e^2} \cdot L_f \cdot \sum \frac{X_i}{(D_{eq})^2} + 1,75 \frac{(1 - \epsilon_0) \cdot V_{\infty}^2}{\epsilon^3 \cdot C_e \cdot g} \cdot L_f \cdot \sum \frac{X_i}{D_{eq}}$$

.....Equação 19

Onde: ν é a viscosidade cinemática da água ($1,7 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$),

V_{∞} é velocidade de ascensão da água (m/s),

ϵ_0 é a porosidade do pedregulho (0,4), g é a aceleração da gravidade ($9,81 \text{ m/s}^2$),

C_e é o coeficiente de esfericidade do pedregulho (0,7),

L_f é a espessura da camada suporte (1,6 m),

D_{eq} é igual ao diâmetro equivalente dos grãos (m) e

X_i é a fração da espessura da subcamada.

Na Tabela 7.11 são apresentados os parâmetros para obtenção da perda de carga na camada de pedregulho.

Tabela 7.11 - Parâmetros para obtenção da perda de carga na camada de pedregulho.

Tamanho (mm)	D_{eq} (mm)	Espessura (cm)	X_i (%)	X_i/D_{eq} (m^{-1})	X_i/D_{eq}^2 (m^{-2})
2,4 - 4,8	3,39	50	31,25	92,182	27.192,593
4,8 - 9,6	6,79	40	25,00	36,818	5.422,511
9,6 - 19,0	13,51	20	12,50	9,2524	684,856
19,0 - 31,0	24,27	50	31,25	12,875	530,531



Σ	160	100,0	151,030	33.830,491
---	-----	-------	---------	------------

$$Q = 0,00258 \text{ m}^3/\text{s} = 222,91 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$T_x = 222,91 \times 4 / \pi \times 1,5^2 \cong 126,14 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

$$V_\infty = 126,14/86400 = 0,00146$$

$$h_{f7} = 0,02 \text{ m}$$

Perda de carga total

A tabela apresenta a perda de carga total no filtro ascendente.

Tabela 7.12 - Perda de carga total no filtro ascendente.

Local	Perda de carga (m)
Mistura rápida	0,0229
Tubulação água coagulada (h_{f1})	0,0142
Entrada do tubo central (h_{f2})	0,0091
Ao longo do tubo central (h_{f3})	0,0002
Entrada tubos laterais (h_{f4})	0,0056
Ao longo tubos laterais (h_{f5})	0,0028
Orifícios de distribuição (h_{f6})	0,0560
Camada suporte (h_{f7})	0,0200
Total, h_T	0,1308

b) Calhas de coleta de água filtrada

A coleta da água filtrada será realizada por meio de uma calha de seção retangular, disposta no topo do filtro, providas de orifícios de coleta. As características físicas da calha são:

- ✓ Largura interna das calhas: $b = 0,30\text{m}$
- ✓ Comprimento da calha: $1,5 \text{ m}$
- ✓ Comprimento total de coleta = $3,0\text{m}$
- ✓ Número de orifícios: 30 sendo 15 de cada lado
- ✓ Diâmetro dos orifícios: $0,019 \text{ m}$
- ✓ Vazão por orifício = $0,00258 / 30 = 0,00009 \text{ m}^3/\text{s}$



Altura da lâmina líquida dentro da calha

$$h = \left(\frac{q}{1,3.b}\right)^{\frac{2}{3}} = (0,00009/1,3 \times 0,3)^{2/3} = 0,004m \dots\dots\dots \text{Equação 20}$$

$$h = \left(\frac{q}{1,3.b}\right)^{\frac{2}{3}} = (0,00009/1,3 \times 0,3)^{2/3} = 0,004m \dots\dots\dots \text{Equação 20}$$

Onde: q é a vazão por orifício (m³/s) e b é a largura da calha (m).

Vazão por metro linear de calha

$$Q_l = 2,58/3 = 0,86 \text{ L/s.m} \dots\dots\dots \text{Equação 21}$$

$$Q_l = 2,58/3 = 0,86 \text{ L/s.m} \dots\dots\dots \text{Equação 21}$$

Carga hidráulica sobre o orifício

$$h_o = (0,00009/(0,61 \times 0,000284 \times 4,43))^2 = 0,013m = 1,3cm \dots\dots\dots \text{Equação 22}$$

$$h_o = (0,00009/(0,61 \times 0,000284 \times 4,43))^2 = 0,013m = 1,3cm \dots\dots\dots \text{Equação 22}$$

Nível d'água no filtro

$$NA_{\text{filtro}} = \text{Cota do orifício} + h_o = 2,95 + 0,013 = 2,963 \text{ m}$$

$$\text{Cota da água no filtro: } 359,650 + 2,95 + 0,013 = 362,613 \text{ m}$$

c) Altura da câmara de carga

A seguir são apresentadas algumas características da câmara de carga.

- ✓ Carga hidráulica disponível: CHD = 2,24 m
- ✓ Carga disponível para a retenção de impurezas:
 $H_f = \text{CHD} - h_T = 2,24 - 0,1308 = 2,109 \text{ m}$
- ✓ N.A. máxima = N.A. filtro + CHD = 2,963 + 2,109 = 5,072 m
- ✓ N.A. mínima = N.A. filtro + $h_T = 2,963 + 0,1308 = 3,094 \text{ m}$
- ✓ Altura total: $H = (NA_{\text{máx}} + \text{folga}) = (4,863 + 0,447) = 5,65 \text{ m}$

A câmara de carga tem 5,0 m de altura e ficará sobre uma base de 0,65 m.

d) Perda de carga na tubulação de água filtrada

Os dados utilizados para o cálculo da perda de carga na tubulação de água filtrada para



tubulação DN100 é apresentada na tabela e possui o valor de 0,0142 m (h_{f1}).

Tabela 7.13 - Dados para obtenção da perda de carga na tubulação de água filtrada.

QUANTIDADE	PEÇA	COMPRIMENTO EQUIVALENTE (m)
1	Entrada normal	1,7
1	Registro gaveta	0,8
2	Tê passagem lateral	10,0
1	Saída canalização	3,5
	Comprimento real	2,3
	Total	18,3

A perda de carga foi obtida de acordo com a equação de Hazen-Williams.

$$h_f = (10,643 \times 0,00258^{1,85} \times 18,3) / (140^{1,85} \times 0,1^{4,87}) = 0,025 \text{ m}$$

Logo, a distância mínima entre o fundo da calha de coleta e o eixo da tubulação de saída de água filtrada deverá ser, no mínimo, de 2,5 cm.

e) Lavagem do filtro ascendente

A limpeza do filtro ascendente em pedregulho normalmente é realizada por meio de descargas de fundo. Esta operação deve ser realizada 4 vezes ao dia (a cada 2 horas visto que a ETA funcionará 8 h/dia), consistindo basicamente em abrir-se a descarga de fundo do filtro. No entanto, eventualmente pode ser necessária a lavagem por meio da aplicação de água em contracorrente com a velocidade de ascensão de 0,4 m/min e duração de 10 minutos. A água para lavagem será proveniente do reservatório de irrigação.

$$\text{Vazão da água de lavagem: } Q_L = 0,4 \times 1,767 = 0,707 \text{ m}^3/\text{min} = 11,8 \text{ L/s}$$

Considerando tempo de lavagem (T_L) igual a 5 min

$$V_{LF} = Q \cdot T_L = 0,707 \times 10 = 7,1 \text{ m}^3$$

7.5.2 FILTRAÇÃO DESCENDENTE

a) Cálculo das perdas de carga na filtração

As etapas de cálculo para obter as perdas de carga na filtração descendente são muito semelhantes às aquelas realizadas anteriormente para calcular as perdas no Filtro de Fluxo Ascendente, desse modo, eventualmente algumas equações não serão apresentadas.

Perda de carga na areia limpa (meio filtrante)

Foi utilizada a equação de Ergun (já apresentada) adotando-se os parâmetros listados

a seguir:

$$\varepsilon_0 = \text{porosidade da areia} = 0,42$$

$$C_e = \text{coeficiente de esfericidade da areia} = 0,75$$

$$L_f = \text{espessura da camada de areia} = 0,60 \text{ m}$$

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentados os parâmetros para obtenção da perda de carga na camada de areia.

Tabela 7.14 - Parâmetros utilizados para cálculo da perda de carga na camada de areia.

Tamanho (mm)	D _{eq} (mm)	Espessura (m)	Xi (%)	Xi/D _{eq} (m ⁻¹)	Xi/D _{eq} ² (m ⁻²)
0,30 - 0,42	0,35	5	8,3	237,143	677.551,020
0,42 - 0,59	0,50	7,5	12,5	250,000	500.000,000
0,59 - 0,84	0,70	20	33,4	477,143	681.632,653
0,84 - 1,41	1,09	27,5	45,8	420,183	385.489,437
Total		60	100,0	1.384,469	2.244.673,110

$$Q = 0,00258 \text{ m}^3/\text{s} = 222,36 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$T_x = 222,36 \times 4 / \pi \times 1,0^2 \cong 283,12 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$$

$$V_\infty = 283,12/86.400 = 0,0033 \text{ m/s}$$

$$h_{f1} = 0,5566 \text{ m}$$

Perda de carga na camada suporte

Seguindo o mesmo raciocínio apresentado anteriormente e utilizando os parâmetros ilustrados a seguir, obtemos o valor de 0,0063 m para h_{f2}.

$$\checkmark \varepsilon_0 = \text{porosidade do pedregulho} = 0,4;$$

$$\checkmark C_e = \text{coeficiente de esfericidade do pedregulho} = 0,7; \text{ e}$$

$$\checkmark L_f = \text{espessura da camada de pedregulho} = 0,45 \text{ m}.$$

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentados os parâmetros para obtenção da perda de carga na camada de suporte (pedregulho).

Tabela 7.15 - Parâmetros utilizados para cálculo da perda de carga na camada de areia.

Tamanho (mm)	D _{eq} (mm)	Espessura (m)	Xi (%)	Xi/D _{eq} (m ⁻¹)	Xi/D _{eq} ² (m ⁻²)
2,4 - 4,8	3,39	7,5	18,8	55,457	16.359,064

4,8 - 9,6	6,79	7,5	18,8	27,688	4.077,728
9,6 - 15,9	12,35	7,5	18,7	15,142	1.226,049
15,9 - 25,4	20,10	7,5	18,7	9,303	462,860
25,4 - 38	31,07	10	25,0	8,046	258,975
Total		40	100,0	115,637	22.384,676

Tubulação de coleta de água filtrada

A coleta uniforme da água filtrada no fundo dos filtros será feita por um tubo principal de seção variável provido de 6 tubulações laterais (D = 40 mm), sendo 3 de cada lado espaçados entre si a cada 0,25 m. O diâmetro inicial do tubo central é de 0,14 m e a final é de 0,08 m. O dimensionamento foi realizado de modo que a velocidade da água no canal fosse mantida razoavelmente constante em toda sua extensão em 0,17 m/s, conforme apresentado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

Tabela 7.16 - Dados da tubulação principal do filtro descendente.

DIÂMETRO (mm)	ÁREA (m ²)	VAZÃO (m ³ /s)	VELOCIDADE (m/s)
140	0,0154	0,0026	0,1672
110	0,0095	0,0017	0,1806
80	0,005	0,0009	0,1707

Tubulações secundárias

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentadas algumas características das tubulações secundárias que serão necessários ao cálculo da perda de carga.

Tabela 7.17 - Características das tubulações secundárias da filtração descendente.

Número de tubos	6 (3 em cada lado)
Diâmetro dos tubos	0,04 m
Área dos tubos	0,0013 m ²
Vazão nos tubos	0,00043 m ³ /s
Velocidade nos tubos	0,3414 m/s

Relação de velocidades e áreas

$$V_s / V_{p1} = 0,3414/0,1672 = 2,04$$

$$\Sigma A_s / A_p = (6 \times 0,0013)/0,0154 = 0,51$$

Estas relações de velocidades (2,0) e áreas (0,5) são consideradas satisfatórias para assegurar a distribuição uniforme de vazão ao longo do canal.

Tubulações secundárias – orifícios

Na **Erro! Fonte de referência não encontrada.** são apresentadas algumas características dos orifícios nas tubulações secundárias que serão necessárias ao cálculo da perda de carga.

Tabela 7.18 - Informações dos orifícios nas tubulações secundárias.

Número de orifícios	72 (12 em cada lado do tubo)
Diâmetro dos orifícios	0,008 m
Área dos orifícios	0,00005 m ²
Vazão nos orifícios	0,00004 m ³ /s
Velocidade nos orifícios	0,711 m/s

Relação de velocidades e áreas – orifícios

$$V_o / V_s = 0,711/0,3414 = 2,08$$

$$\Sigma A_o / A_s = (10 \times 0,00005) / 0,0013 = 0,38$$

Estas relações de velocidades (2,08) e áreas (0,38) são consideradas satisfatórias para assegurar a distribuição uniforme de vazão ao longo do tubo.

Perda de carga nos orifícios dos tubos laterais

$$V = C_d \times (2gh)^{1/2} \quad \Leftrightarrow \quad 0,711 = 0,61 \times (2 \times 9,81 \times h)^{1/2}$$

$$h_{f3} = 0,069 \text{ m}$$

Perda de carga ao longo das tubulações laterais

Quantidade de tubos DI 40 mm = 6 (3 de cada lado)

η = coeficiente de rugosidade = 0,011 (RPVC)

$$l = 0,0065 \text{ m/m}$$

$$h_{f4} = l \times L = h_{f6} = 0,0065 \times 0,5 = 0,00325 \text{ m}$$

Perda de carga nos orifícios do tubo central:

Quantidade de orifícios DI 40 mm = 6

$$h_{f5} = 0,0099 \text{ m}$$

Perda de carga ao longo da tubulação central

Comprimento da tubulação = 1 m

η = coeficiente de rugosidade = 0,011 (PVC)

$$Q_m = \text{vazão no canal} = 0,00258 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_m = \text{área inicial} = 0,0154 \text{ m}^2$$

$$R_H = \text{raio hidráulico} = 0,0154 / (3,1415 \times 0,14) = 0,035 \text{ m}$$

$$l = 0,0003 \text{ m/m}$$

$$h_{f6} = 0,0003 \times 1,0 = 0,0003 \text{ m}$$

Perda de carga na saída da tubulação com diâmetro 100 mm

$$h_{f7} = k \cdot V^2 / 2g$$

$$V = 0,00258 / (\pi \times 0,1^2 / 4) = 0,328 \text{ m/s}$$

$$h_{f7} = 1,67 \times (0,328^2 / 19,62) = 0,0091 \text{ m}$$

Perda de carga na tubulação de saída de água filtrada

Os dados utilizados para o cálculo da perda de carga na tubulação de saída de água filtrada para tubulação DN100 é apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, e possui o valor de 0,039 m (h_{f8}) calculado através do método dos comprimentos equivalentes em combinação com a equação de Hazen-Williams.

Tabela 7.19 - Dados para obter a perda de carga na tubulação de água filtrada.

QUANTIDADE	PEÇA	COMPRIMENTO EQUIVALENTE (m)
1	Saída de canalização	3,5
1	Joelhos de 90°	9,0
1	Registro gaveta	1,6
2	Tê de passagem direta	4,0
1	Tê de passagem lateral	5,0
	Comprimento real	5,4
	Total	28,5 m

Perda de carga total

A Tabela 7.20 apresenta a perda de carga total no filtro de fluxo descendente.

Tabela 7.20 - Perdas de carga no filtro descendente.

Local	Perda de carga (m)
Meio filtrante (h_{f1})	0,5566
Camada suporte (h_{f2})	0,0063
Orifícios tubos laterais (h_{f3})	0,0690
Ao longo tubos laterais (h_{f4})	0,0033
Orifícios tubos centrais (h_{f5})	0,0099
Ao longo do tubo central (h_{f6})	0,0003
Saída do tubo central (h_{f7})	0,0091
Tubulação água filtrada (h_{f8})	0,0390
Total, h_T	0,6935



b) Carga Hidráulica disponível para filtração

- ✓ Altura do tubo de saída de água filtrada: $H_{saída} = 1,05\text{m}$
- ✓ Nível mínimo de água no filtro: $N_{min} = 1,05 + 0,69 = 1,74\text{ m}$
- ✓ Cota do nível mínimo: $359,650 + 1,74 = 361,390\text{ m}$
- ✓ Nível máximo de água no filtro: $N_{máx} = 2,65 - 0,08 = 2,57\text{m}$
- ✓ Cota do nível máximo: $359,650 + 2,57 = 362,220\text{ m}$
- ✓ Carga disponível para retenção de impurezas: $CH = 2,57 - 1,74 = 0,83\text{ m}$

c) Lavagem dos Filtros descendentes

A lavagem será realizada por meio da aplicação de água bruta, com velocidade no sentido ascendente de 0,9 m/min durante 8 a 10 minutos. A água para lavagem será proveniente do reservatório de irrigação.

Volume de água utilizado para lavagem do filtro

Vazão de água de lavagem: $Q_L = 0,9 \times 0,785 = 0,707\text{ m}^3/\text{min} = 11,8\text{ L/s}$

Considerando tempo de lavagem (T_L) igual a 10 min

$$V_{LF} = Q \cdot T_L$$

$$V_{LF} = Q \cdot T_L = 0,707 \times 10 = 7,07\text{ m}^3$$

Cálculo da velocidade de ascensão

$$V = Q/A$$

$$V = 0,707 / (3,1415 \times 1,0^2/4) = 0,9\text{ m/min}$$

Expansão da Areia

O cálculo da expansão da areia que o ocorrerá durante a lavagem é obtido a partir do Número de Galileu

$$Ga = \frac{D_{sq}^3 \cdot \rho_a \cdot (p_s - p_a) \cdot g}{\mu^2} = 20.642,6$$

(.....Equação 23).





$$Ga = \frac{D_{eq}^3 \cdot \rho_a \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g}{\mu^2} = 20.642,6 \dots \dots \dots \text{Eq}$$

uação 23

Onde: $D_{eq} = D_{90}$ é o diâmetro equivalente (1,09 mm), ρ_a é a massa específica da água (kg/m^3), ρ_s é a massa específica da areia (kg/m^3), g é a aceleração da gravidade (m/s^2) e μ é viscosidade da água (kg/m.s).

Cálculo da velocidade mínima de fluidificação requerida – V_{mf} (Erro! Fonte de referência não encontrada.)

$$V_{mf} = \frac{\mu}{\rho_a \cdot D_{eq}} \cdot \left[\sqrt{(33,7)^2 + 0,048 \cdot Ga} - 33,7 \right] = 0,00998 \text{ m/s} \dots \dots \dots \text{Equação 24}$$

Onde: μ é viscosidade da água (kg/m.s), ρ_a é a massa específica da areia (kg/m^3), D_{eq} é o diâmetro equivalente (m) e G_a é o número de Galileu.

Como a velocidade ascensional adotada foi de 0,9 m/min (0,015 m/s) que é maior que a velocidade mínima (0,6 m/min), pode-se afirmar que a lavagem do filtro acontecerá normalmente.

Cálculo da expansão do meio filtrante

A porosidade expandida do meio filtrante será calculada por meio da equação de Amirtharajah & Cleasby, e os resultados estão apresentados a seguir, na Tabela 7.20.

Tabela 7.21 - Parâmetros calculados para verificação da expansão do meio filtrante.

Sub-camada	Di (m)	Dgi (m)	(Xi) %	Re	Ga	ϵ_{ei}	$1 - \epsilon_{ei}$	$\frac{Xi}{1 - \epsilon_{ei}}$
1	0,30-0,42	0,35	10	5,289	720	0,6143	0,3857	0,2593
2	0,42-0,59	0,50	10	7,417	1985	0,5445	0,4555	0,2195
3	0,59-0,84	0,70	30	10,489	5615	0,4966	0,5034	0,5959
4	0,84-1,41	1,09	50	16,215	20746	0,4488	0,5512	0,9071
Σ			50					1,9819

$$Re = \frac{\rho_a \cdot D_{eq} \cdot Va}{\mu} = 14.899 \times D_{eq}$$

$$Ga = Deq^3 \cdot \frac{998,2 \cdot (2650 - 998,2) \cdot 9,81}{(1,005 \times 10^{-3})^2} = 1,6 \times 10^{10} \cdot Deq^3$$

$$\sum \frac{X_i}{(1 - \epsilon_{ei})} = 1,982 \rightarrow (1 - E_i) = 0,505$$

Porosidade do meio granular expandido: $E_e = 0,495$



$$\text{Espessura da areia expandida } L_{fe} = L_{f0} \cdot \frac{(1 - \varepsilon_0)}{(1 - \varepsilon_e)} = 0,57$$

A expansão total será: $e = 0,178 = 17,8\%$

Distância mínima entre o topo da areia e fundo das calhas: $0,57 - 0,5 = 0,07\text{m}$

Perda de carga nas tubulações

Os dados utilizados para o cálculo da perda de carga na tubulação de sucção para tubulação DN100 é apresentada na Tabela 7.21, e possui o valor de 1,22 m (h_f) calculado através do método dos comprimentos equivalentes em combinação com a equação de Hazen-Williams.

Tabela 7.22 - Dados para obter a perda de carga na tubulação de sucção.

QUANTIDADE	PEÇA	COMPRIMENTO EQUIVALENTE (m)
1	Válvula com pé e crivo	25,0
1	Curva 90	9,0
1	Tê passagem lateral	5,0
1	Registro gaveta	0,8
1	Redução gradual	0,6
	Comprimento real	13,2
	Total	53,6 m

Já na Tabela 7.22, são apresentadas as informações para o cálculo da perda de carga na tubulação de recalque (DN100) em PVC. Utilizando-se estes dados se obtém a perda de carga na tubulação de recalque ($h_{r1} = 1,44\text{ m}$).

Tabela 7.23 - Dados para obter a perda de carga na tubulação de recalque.

QUANTIDADE	PEÇA	COMPRIMENTO EQUIVALENTE (m)
1	Ampliação gradual	1,2
1	Válvula Retenção	10,0
5	Curva 90	18,0
1	Registro gaveta	1,6
4	Tê passagem direta	2,0
3	Tê passagem lateral	15,0
	Comprimento real	15,0
	Total	62,8 m

Perda de carga na tubulação central de distribuição de água lavagem

A distribuição uniforme da água para lavagem no fundo dos filtros será feita pela mesma tubulação de distribuição de água coagulada: tubo de seção variável provido de 8 orifícios ($\phi = 44\text{ mm}$), espaçados entre si a cada 0,375m.

Perda de carga na saída da tubulação: Diâmetro 100 mm

$$h = k \cdot v^2 / 2g$$



$$V = 0,0118 / (\pi \times 0,1^2 / 4) = 1,5 \text{ m/s}$$

$$h_{f2} = 1,67 \times (1,5^2 / 19,62) = 0,192 \text{ m}$$

Perda de carga ao longo da tubulação central

$$\eta = \text{coeficiente de rugosidade} = 0,011 \text{ (PVC)}$$

$$Q_m = \text{vazão} = 0,0118 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_m = \text{área inicial} = 0,0154 \text{ m}^2$$

$$R_H = \text{raio hidráulico} = 0,0154 / (3,1415 \times 0,1) = 0,035 \text{ m}$$

$$l = 0,0062 \text{ m/m}$$

$$h_{f3} = 0,0062 \times 1,0 = 0,0062 \text{ m}$$

Perda de carga nos orifícios da tubulação central

$$Q = k \times V^2 / 2g$$

$$\text{Vazão média por orifício} = 0,0118 / 6 = 0,00196 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Área de cada orifício} = 3,1415 \times 0,04^2 / 4 = 0,0013 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidade média} = 0,00196 / 0,0013 = 1,56 \text{ m/s}$$

$$h_{f4} = 0,2078 \text{ m}$$

Perda de carga ao longo das tubulações secundárias

Quantidade de tubos DI 40 mm = 6 (3 de cada lado)

$$\eta = \text{coeficiente de rugosidade} = 0,011 \text{ (PVC)}$$

$$Q = \text{Vazão por tubo: } 0,00196 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_m = \text{Área molhada: } 0,0013 \text{ m}^2$$

$$R_H = \text{Raio hidráulico: } 0,010 \text{ m}$$

$$l = 0,137 \text{ m/m}$$

$$h_{f5} = l \times L = h_{f3} = 0,137 \times 1,0 = 0,137 \text{ m}$$

Perda de carga nos orifícios das tubulações secundárias





Quantidade de orifícios: 72 (24 em cada tubo)

$$h_{f6} = 1,451 \text{ m}$$

Perda de carga na camada suporte

$$Q = 2290 \text{ m}^3/\text{dia}$$

$$Tx = 2290 \times 4 / \pi \times 1,0^2 \cong 576 \text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$$

$$h_{f7} = 0,0153 \text{ m}$$

Perda de carga no meio filtrante fluidificado (.....Equação 24)

$$h_f = \frac{(\rho_s - \rho_a)(1 - \varepsilon_0)}{\rho_a} \cdot L_f \text{.....Equação 24}$$

Em que: ρ_s = massa específica da partícula = 2.650 kg/m³

ρ_a = massa específica da água = 998,23 kg/m³

ε_0 = porosidade da areia = 0,42

L_f = espessura da camada de areia = 0,5 m

$$h_{f8} = 0,48 \text{ m}$$

Perda de carga total

A tabela **Erro! Fonte de referência não encontrada.** apresenta a perda de carga total no filtro de fluxo descendente.

Tabela 7.24 - Perda de carga total durante a lavagem do filtro descendente.

Local	Perda de carga (m)
Sucção (h_{f1})	1,22
Recalque (h_{f1})	1,44
Entrada do tubo central (h_{f2})	0,192
Ao longo do tubo central (h_{f3})	0,006
Orifícios do tubo central (h_{f4})	0,208
Tubos laterais, h_{f5}	0,137
Orifícios tubos laterais, h_{f6}	1,451
Camada suporte, h_{f7}	0,015
Meio filtrante, h_{f8}	0,480
Total, h_T	5,149

Coleta da água de lavagem

A coleta da água de lavagem será realizada por meio de uma calha de seção retangular, disposta no topo do filtro, providas de orifícios de coleta. As características físicas da calha de





coleta são:

- ✓ Largura interna da calha: $b_c = 0,30$ m
- ✓ Comprimento da calha: 1,0 m
- ✓ Comprimento total de coleta: $L = 2,0$ m
- ✓ Vazão para cada calha de coleta: $Q = 0,0118$ m³/s

Cálculo da altura da lâmina líquida na calha

$Q = 1,3 \cdot b_c \cdot h_o^{1,5}$ Equação 25)

$Q = 1,3 \cdot b_c \cdot h_o^{1,5}$ Equação 25

Onde: b_c é a largura da calha (m), h_o é a altura d'água no extremo oposto da descarga da calha (m).

Aplicando a equação anterior calculamos a altura d'água em 0,10 m, utilizando-se a vazão de 0,0118 m³/s e largura da calha igual 0,30 m.

Altura da lâmina líquida sobre a soleira das calhas de lavagem

$h = \left(\frac{Q}{L \cdot 1,838} \right)^{2/3} = 0,022m$ Equação 26)

$h = \left(\frac{Q}{L \cdot 1,838} \right)^{2/3} = 0,022m$ Equação 26

Características das bombas de recalque

Vazão: $Q = 42,4$ m³/h

Altura manométrica:

- ✓ Altura da água dentro do filtro por ocasião da lavagem: $0,02 + 2,40 = 2,42$ m
- ✓ Altura mínima da água no reservatório: 1,25 m
- ✓ Altura manométrica: $H_m = 10,35$ mca

7.6 DESINFECÇÃO E CASA DE QUÍMICA

Foi prevista a aplicação de cloro para desinfecção, por meio de injetor direto na



tubulação de saída de água filtrada, antes da entrada do reservatório de distribuição.

Foi prevista uma casa de química para poder abrigar um kit de dosagem de coagulante, um kit de dosagem de cloro, um kit de dosagem para correção de pH e todos os produtos químicos necessários a operação da ETA.

Os produtos químicos a serem armazenados são: hipoclorito de sódio, cal hidratada e sulfato de alumínio. As dosagens desses produtos serão feitas por meio de bombas dosadoras, diretamente dos tanques de preparação aos pontos de aplicação. Os pontos de aplicação desses produtos químicos são:

- ✓ Sulfato de alumínio: na adutora de água bruta;
- ✓ Hipoclorito de sódio (pós-cloração): na tubulação de água filtrada; e
- ✓ Cal hidratada (correção final do pH): na tubulação de água filtrada.

As características dos produtos químicos estão resumidas na Tabela 7.24.

Tabela 7.24 - Características básicas dos produtos químicos.

PRODUTO QUÍMICO	ESTADO	FORMA DE RECEBIMENTO
Hipoclorito de sódio	Líquido	Bombonas 50L
Cal hidratada	Pó	sacos de 25 kg
Sulfato de alumínio	Granulado	sacos de 50 kg

Já na Tabela 7.25 estão representadas as dosagens de produtos químicos a serem utilizadas.

Tabela 7.25 - Dosagens dos produtos químicos.

Produto	Dosagem máxima
Sulfato de alumínio (prod. Comercial 17%Al ₂ (SO ₄) ₃ ×14H ₂ O)	25 mg/L
Hipoclorito de sódio (pós-cloração, produto comercial 50%)	5 mg/L
Cal hidratada correção final do pH	4 mg/L

a) Consumo dos Produtos Químicos

O consumo mensal dos produtos químicos é calculado segundo a Equação XX.

$$C = D \text{ (mg/L)} \times Q \text{ (L/s)} \times 86.400 \text{ (s/dia)} \times 10^{-6} \text{ (kg/mg)} \times 30 \text{ (dia)}$$

Consumo mensal de hipoclorito é:

$$C_{\text{máx}} = 5 \times 2,57 \times 86.400 \times 10^{-6} \times 30 = 33,31 \text{ kg/mês}$$

Considerando que a concentração do Cl₂ disponível é de 13% tem-se o seguinte consumo mensal de hipoclorito de sódio comercial:

$$C_{\text{máx}} = 33,31 / 0,13 = 256,23 \text{ kg/mês}$$

Consumo mensal de sulfato de alumínio

$$C_{\text{máx}} = 25 \times 2,57 \times 86.400 \times 10^{-6} \times 30 = 166,54 \text{ kg/mês}$$

Consumo mensal de cal hidratada

$$C_{\text{máx}} = 4 \times 2,57 \times 86.400 \times 10^{-6} \times 30 = 26,65 \text{ kg/mês}$$

O consumo mensal dos produtos químicos supracitados fica assim estipulado:

- ✓ Hipoclorito de sódio: 257 kg/mês;
- ✓ Sulfato de alumínio: 167 kg/mês;
- ✓ Cal hidratada: 27 kg/mês.

b) Armazenamento dos Produtos Químicos**Hipoclorito de sódio**

O hipoclorito de sódio comercial concentrado (13% de Cl₂ disponível) será recebido na forma líquida, acondicionado em bombonas para 50 L. As 5 bombonas são suficientes para um consumo de 30 dias, considerando-se a vazão de 2,57 L/s. O produto será transportado por meio de carro de mão e, por apresentar riscos à operação por desprenderem gases corrosivos, a sala de armazenamento deve ser devidamente ventilada. As características do armazenamento desse produto são:

- ✓ Dimensões aproximadas das bombonas: 0,3 m x 0,3 m x 0,3 m;
- ✓ Altura máxima das pilhas: 1,5 m;
- ✓ Número de bombonas superpostas: 3 unidades;
- ✓ Número total de bombonas: 5 unidades; e
- ✓ Área necessária: 0,5 m².

Cal hidratada

A cal hidratada será recebida em forma de pó, acondicionado em sacos de papel multifolhas de 20 kg em quantidade suficiente para 30 dias, considerando-se a vazão de 2,57 L/s. Os sacos serão descarregados manualmente de caminhões e transportados até a área prevista para sua estocagem, sobre estrados de madeira. As características do armazenamento desse produto são:

- ✓ Dimensões aproximadas do saco: 0,70 m x 0,40 m x 0,15 m;
- ✓ Altura das pilhas: 1,8 m;



- ✓ Número de sacos superpostos: 1 unidade;
- ✓ Número total de sacos: 1 unidade; e
- ✓ Área necessária: 0,5 m².

Sulfato de alumínio

O sulfato de alumínio comercial, adquirido na forma granular acondicionado em sacos plásticos de 50 kg, será armazenado no interior da Casa de Química. Os sacos serão descarregados manualmente de caminhões e transportados até a área prevista para sua estocagem. O sulfato de alumínio armazenado é suficiente para um consumo de aproximadamente 30 dias, considerando a dosagem máxima e vazão de 2,57 L/s.

Os 4 sacos deste produto serão dispostos sobre estrados de madeira. As características de armazenamento desse produto serão:

- ✓ Dimensões de cada saco: 0,7 m x 0,5 m x 0,25 m;
- ✓ Altura das pilhas: 1,75 m;
- ✓ Número de sacos sobrepostos: 6 unidades;
- ✓ Número total de sacos armazenados: 4 unidades;
- ✓ Área necessária: 0,5 m².

c) Preparação e dosagem de produtos químicos

Hipoclorito de sódio

O hipoclorito de sódio líquido comercial (massa específica de 1,2 kg/L, 13% Cl₂ disponível) será aplicado sem diluição. O produto comercial (bombona) será despejado no tanque de dosagem, diluída a 10%, e daí o produto comercial será recalcado por bomba dosadora até o ponto de aplicação tendo como vazão máxima de dosagem o valor de 0,006 L/s ou 0,38 L/h.

Será utilizado um tanque de dosagem com capacidade de 50 L, suficiente para o consumo de 16 dias (funcionando 8 h/dia) considerando a dosagem 5,0 mg/L e vazão de 2,57 L/s, dotado de bomba dosadora, com vazão de até 5,0 L/h. Na preparação do produto deverá ser colocado 5 L do produto químico e completar até 50 L com água.

Cal hidratada

A suspensão de cal hidratada será preparada no próprio tanque de dosagem com concentração de 10%, dotados de agitador lento com hélice e bomba dosadora que recalcará a suspensão até o ponto de aplicação.





Todas as linhas que transportarão suspensão de cal serão providas de conexões rosqueáveis para permitir a desmontagem e limpeza, bem como conexão com o sistema de água de serviços para auxiliar operação de limpeza. A vazão máxima de dosagem, para correção do pH, será de 0,062 L/min = 3,7 L/h

Será utilizado um tanque para preparação e dosagem com capacidade de 50 L com o período de atendimento de 20 dias (funcionando 8 h/dia), dotado de bomba dosadora de até 1,0 L/h. Para preparação, colocar no tanque, 5 kg de cal e completar até 50 L com água.

Sulfato de alumínio

O sulfato de alumínio comercial granulado será aplicado por via úmida com diluição de 10% e sua vazão será de 0,032 L/min = 1,92 L/h

Será utilizado um tanque de preparação e dosagem com capacidade de 50 L com período de atendimento de 3,2 dia (funcionando 8 h/dia), dotado de bomba dosadora de até 3,0 L/h. Para preparação, colocar no tanque, meio saco de 5 kg de cal e completar até 50 L com água.

d) Aplicação dos produtos químicos

Sulfato de alumínio

A solução de sulfato de alumínio comercial será aplicada na tubulação de saída da câmara de carga. A solução será recalçada do tanque de dosagem até o ponto de aplicação por meio de uma bomba dosadora. A tubulação será em PVC e terá as seguintes características:

- ✓ Vazão máxima de dosagem: 3 L/h; e
- ✓ Diâmetro da tubulação: 1/2" = 12,5 mm.

Hipoclorito de sódio e cal

O hipoclorito de sódio comercial (50% em massa/massa), para pós-cloração, e a cal hidratada (10% massa/massa) serão aplicados por meio de injetor na tubulação de água filtrada, antes da entrada no reservatório. As tubulações serão em PVC e terão as seguintes características:

- ✓ Vazão máxima de dosagem: 1,0 L/h; e
- ✓ Diâmetro da tubulação: 1/2" = 12,5 mm.

d) Monitoramento da ETA

O monitoramento da ETA deverá ser feito mensalmente por meio de coleta de amostras e análises de água bruta e tratada, obtidas por meio de tubulações de coleta localizadas em pontos apropriados. Essas amostras deverão ser encaminhadas a um laboratório para fazer análises de: pH, cor, turbidez, e coliformes. As amostras deverão ser coletadas nos





locais indicados:

- **ÁGUA BRUTA (AB)**
 - a) Local de tomada: na adutora de água bruta;
 - b) Parâmetros de controle: pH, cor, turbidez, e coliformes.

- **ÁGUA TRATADA**
 - a) Locais de tomada: na saída do reservatório de distribuição e no ponto de entrega mais afastado da ETA
 - b) Parâmetros de controle: turbidez, pH, cor, cloro residual e coliformes

A água tratada deverá apresentar, sempre, turbidez e cor aparente inferiores a 1 uT e 5 uC, respectivamente.

8. DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO

O sistema de distribuição de água tratada para consumo humano será composto por:

- ✓ Reservatório de água tratada;
- ✓ Rede de Distribuição; e
- ✓ Ligações Domiciliares.

8.1. RESERVATÓRIO PARA ABASTECIMENTO HUMANO

Como o sistema para consumo humano funcionará durante 8 horas por dia, fornecendo todo o volume médio diário, o volume armazenado corresponderá à diferença acumulada entre a vazão afluente e efluente do reservatório durante o período de funcionamento do sistema produtor (adutora e ETA), como mostrado no hidrograma da Figura 8.1.



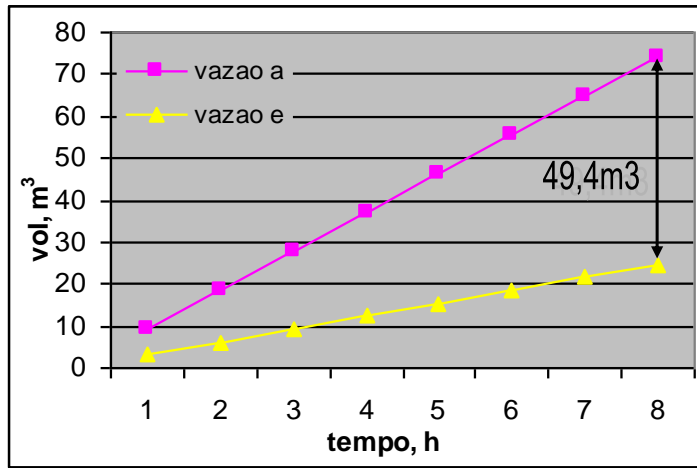


Figura 8.1 - Volume do reservatório de água tratada.

O reservatório de distribuição ficará junto a ETA com fundo na cota 357,10, e lâmina líquida mínima na cota 358,300 m e abastecerá por gravidade a Aldeia, que fica na cota variando de 336,600 m a 350,300 m, disponibilizando uma carga hidráulica média de 16,24 mca.

Serão utilizados 2 reservatórios pré-fabricados em fibra de vidro, com volume de 25 m³, cada, semienterrados. Na Tabela 8.1 são apresentadas as características dos reservatórios.

Tabela 8.1 - Características básicas dos reservatórios semienterrados.

Diâmetro.....	3,0 m
Altura.....	4,5 m
Cotas notáveis	
Cota do terreno.....	359,65 m
Cota do fundo do reservatório.....	357,10 m
Cota da geratriz inferior da tubulação de distribuição.....	357,12 m
Cota do N.A. Máximo no reservatório.....	360,70 m
Cota do N.A. Mínimo no reservatório.....	358,30 m
Cota da geratriz inferior do extravasor.....	360,90 m
Folga para a tampa.....	0,600 m

8.1.1 REDE DE DISTRIBUIÇÃO

A rede terá seu funcionamento como rede ramificada com distribuição em marcha e aplicação da fórmula de Hazen-Williams (Equação 28) para cálculo da perda de carga.

$$J = (Q/0,2785 C)/D^{4,87} \dots\dots\dots \text{Equação 27}$$

Onde: J é a perda de carga unitária (m/m), Q é a vazão (m³/s), C é o coeficiente de rugosidade (PVC = 140) e D é o diâmetro (m).

A rede de distribuição da Aldeia se inicia no reservatório de água tratada e vai alimentar





cada uma das residências situadas nos lotes da aldeia. Neste projeto foram utilizados os coeficientes e parâmetros recomendados pelas Normas da ABNT, conforme apresentado na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 - Parâmetros utilizados no cálculo da perda de carga na rede de distribuição de água.

Diâmetro mínimo (ABNT)	DN50
Recobrimento mínimo das tubulações	0,80 m
Consumo Máximo Horário	1,54 L/s
Diâmetro do Ramal alimentador (trecho ETA-1)	DN50
Comprimento do ramal alimentador (trecho ETA-1)	105 m
Comprimento da rede	4.017,0 m
Comprimento total (rede + alimentador)	4.122,0 m
Vazão em marcha	0,00038 L/m
Pressão máxima na rede	21,08 mca
Pressão média na rede	16,51 mca
Pressão mínima na rede	7,80 mca

A Rede de Distribuição será em tubos plásticos PVC-PBA JE CL -12 DN50. A Tabela 8.3 apresenta a planilha de cálculo da rede de distribuição.





Tabela 8.3 - Planilha de cálculo da rede de distribuição.

TRECHOS	COMP. (m)	VAZÕES (L/s)				D (mm)	VELOC. (m/s)	PERDA DE CARGA		COTA		PRESSÃO JUS. (m)
		MONT	TRECHO	JUSANTE	FICTÍCIA			UNIT. (m / km)	TOTAL (m)	PIEZOMET. JUS. (m)	TERRENO JUS. (m)	
ETA * 1	105,0	1,5400	0,0000	1,5400	1,540	50	0,0078	0,001155	0,1213	358,300	350,300	7,879
1 * 2	536,7	0,2058	0,2058	0,0000	0,1029	50	0,0000	7,72*10 ⁻⁵	0,0414	358,259	338,300	19,917
1 * 3	188,4	1,3342	0,0722	1,2620	1,2981	50	0,0068	0,001001	0,1885	358,111	343,900	14,023
3 * 4	123,5	0,0473	0,0473	0,0000	0,0237	50	0,0002	3,551*10 ⁻⁵	0,0044	358,107	341,800	16,303
3 * 5	188,6	1,2147	0,0723	1,1424	1,1785	50	0,0062	0,00091101	0,1718	357,940	338,220	19,548
5 * 6	683,5	0,2620	0,2620	0,0000	0,1310	50	0,0013	0,00019653	0,1343	357,805	336,593	21,078
5 * 7	351,5	0,8803	0,1348	0,7456	0,8130	50	0,0045	0,00066025	0,2321	357,708	341,114	16,361
7 * 8	524	0,3273	0,2009	0,1264	0,2269	50	0,0017	0,00024549	0,1286	357,579	336,631	20,819
8 * 9	329,8	0,1264	0,1264	0,0000	0,0632	50	0,0006	9,4827*10 ⁻⁵	0,0313	357,548	344,849	12,667
7 * 10	345	0,4183	0,1323	0,2860	0,3521	50	0,0021	0,00031369	0,1082	357,599	343,35	14,141
10 * 11	746	0,2860	0,2860	0,0000	0,1430	50	0,0015	0,0002145	0,1600	357,439	338,383	18,896



8.1.2 LIGAÇÕES DOMICILIARES

As ligações domiciliares serão unifamiliares, ou seja, uma por unidade residencial, e deverão ser efetuadas em tubulação flexível de Polietileno de Alta Densidade PEAD DE 20.

Cálculo da vazão da ligação domiciliar

As ligações são para os 80 lotes previstos na Aldeia Serrote dos Campos. Como a população de final de projeto é de 740 habitantes, a ocupação média por lote é 9,3 habitantes (740/80).

A demanda média diária por lote é:

$$D_1 = 9,3 \text{ hab} \times 100 \text{ L/hab.dia} = 930 \text{ L/res.dia} = 0,0107 \text{ L/s}$$

É usual a utilização de coeficientes de reforço para picos de demanda, para as ligações domiciliares foram consideradas os apresentados a seguir (segundo as prescrições normativas):

- ✓ Coeficiente de reforço para o dia de maior consumo - $k_1 = 1,2$;
- ✓ Coeficiente de reforço para a hora de maior consumo - $k_2 = 1,5$; e
- ✓ Coeficiente de reforço para o instante de maior - $k_3 = 2,0$.

Utilizando-se os coeficientes supramencionados podem-se calcular os consumos máximos do sistema, conforme apresentado a seguir:

- ✓ Consumo Máximo Diário: $C_{MD} = 1,2 \times 0,0107 \text{ L/s} = 0,0129 \text{ L/s}$;
- ✓ Consumo Máximo Horário: $C_{MH} = 1,5 \times 0,0129 \text{ L/s} = 0,0193 \text{ L/s}$; e
- ✓ Consumo Máximo Instantâneo: $C_{MI} = 2,0 \times 0,0193 \text{ L/s} = 0,0388 \text{ L/s}$.

Diâmetro do orifício na rede de distribuição (RD)

A velocidade de escoamento de um líquido (m/s) através de um orifício submetido a uma carga hidráulica h é dada pela Equação 28.

$$V = C_v \sqrt{2gh} \dots \dots \dots \text{Equação 28}$$

Onde: C_v é o Coeficiente de descarga (adotado 0,33), g é a aceleração da gravidade (m/s^2) e h é pressão sobre o orifício (pressão média na RD = 16,24 mca).

Através da aplicação da equação anterior verifica-se que a velocidade do escoamento é de aproximadamente 5,89 m/s. Aplicando-se a equação da continuidade, para a vazão máxima instantânea, determina-se que seção transversal requerida é $0,000007 \text{ m}^2$. O



diâmetro calculado é de 0,00288 e será adotado 1/8" (seção 0,0000773 m²).

A adoção de um orifício com diâmetro maior que o mínimo requerido se deve a dificuldade de se efetuar furos de dimensões tão reduzidas. No entanto a adoção de orifícios de diâmetros maiores conduz a consumos maiores que aquele relativo à demanda máxima horária.

Perda de carga no orifício

$h_f = 0,50(V^2 / 2g) = 0,5 \times (5,89^2 / 2 \times 9,82) = 0,884m$
 (.....Equação 29)

$h_f = 0,50(V^2 / 2g) = 0,5 \times (5,89^2 / 2 \times 9,82) = 0,884m$Equação 29

Ramal alimentador

O ramal alimentador será em tubos de Polietileno de Alta Densidade PEAD, ao qual se atribui o diâmetro DE 20 (1/2").

O cálculo da velocidade no ramal alimentador é apresentada a seguir:

$V = Q / S = 0,0000107 / (0,013^2 \times 3,1416 / 4) = 0,081 \text{ m/s}$

Como o valor encontrado é inferior a velocidade máxima permissível (1,6 m/s) o diâmetro adotado pode ser utilizado sem problemas.

A perda de carga no ramal alimentador é obtida através do produto da perda de carga unitária pelo comprimento total (real mais equivalente). A perda de carga unitária foi calculada através da equação de Hazen-Williams (0,0062 m/m). Para ligações até 50 m (comprimento real + equivalentes), se tem:

$H_f = 0,0062 \text{ m/m} \times 50 \text{ m} = 0,31 \text{ m}$

Perda de carga total em cada ligação é: $H_F = 0,31 \text{ m} + 0,884 \text{ m} = 1,194 \text{ m}$

9. RESERVATÓRIO DE IRRIGAÇÃO

A vazão de irrigação é igual a 28,8 m³/h, conforme apresentado anteriormente. Como o plano de irrigação prever que durante 9 meses (janeiro a setembro) a área deve ser irrigada durante 12 h/dia e durante 3 meses (outubro a dezembro) o período de irrigação deve ser 15 h/dia, tem-se que o volume médio diário de irrigação é:

- ✓ Jan/Set: $V_{irrigação} = 28,8 \times 12 = 345,6 \text{ m}^3$
- ✓ Out/Dez: $V_{irrigação} = 28,8 \times 15 = 432,0 \text{ m}^3$.

Como o sistema produtor irá funcionar durante o mesmo período de irrigação, 12 h ou 15 h, e a ETA apenas 8 horas por dia, durante 4 h ou 7 h o volume de água excedente vai ser direcionado para o reservatório de irrigação, e a vazão afluyente vai se tornar superior a



efluente, logo o volume mínimo de reserva será a diferença entre a vazão afluyente e efluente do reservatório, como apresentado na Tabela 9.1.

Tabela 9.1 - Cálculo da capacidade mínima do reservatório.

Tempo	Vaf	Vef	Vol
1	28.8	28.80	28.80
2	57.6	57.60	0.00
3	86.4	86.40	0.00
4	115.2	115.20	0.00
5	144	144.00	0.00
6	172.8	172.80	0.00
7	201.6	201.60	0.00
8	230.4	230.40	0.00
9	268.47	259.20	9.27
10	306.53	288.00	18.53
11	344.60	316.80	27.80
12	382.66	345.60	37.06
13	420.73	374.40	46.33
14	458.79	403.20	55.59
15	496.86	432.00	64.86

Pela tabela x verifica-se que para o funcionamento do sistema durante 12 horas a capacidade mínima do reservatório de ser de 37 m³, e para 15 h de funcionamento a capacidade mínima deve ser de 65 m³, como ilustrado na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

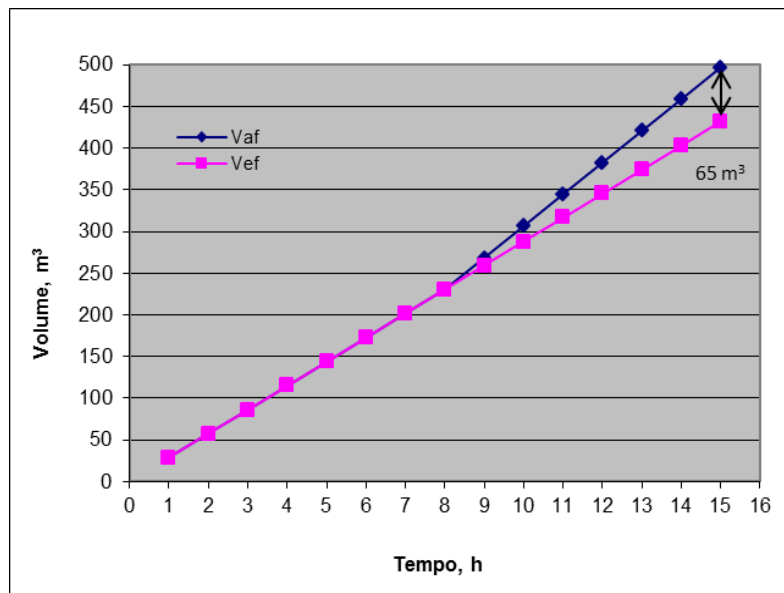


Figura 9.1 - Volume mínimo do reservatório de irrigação.

Visando ter uma reserva para que eventuais falta de energia não prejudique a irrigação, foi adotado um volume para o reservatório de irrigação correspondente a a 25 % do volume máximo de irrigação (15 h), que atende a 3,75 h de irrigação com vazão de 28,8 m³/h:

$$V = 0,25 \times 432 = 108 \text{ m}^3$$

Dimensões do reservatório

O reservatório é semi-enterrado no solo, tem o volume de 108 m^3 , o seu N.A. está a 0,25 m abaixo da borda (cota 359,90 m). Ficará localizado junto a ETA próximo a cota 359,650 m e irrigará por gravidade a área de plantação, na cota 347 m, disponibilizando uma carga hidráulica de 12 mca.

Assumindo uma profundidade de 2,0 m, tem-se uma área média de:

$$A_M = 108 / 2,0 = 54 \text{ m}^2$$

Como a água de lavagem dos filtros será proveniente do reservatório de irrigação, esses volumes deverão ser acrescidos ao reservatório, dessa forma o volume mínimo do reservatório de irrigação deverá ser de:

$$V = 108 + 7,1 + 7,1 = 122,2 \text{ m}^3$$

Adotando-se uma relação largura comprimento de 1:1 tem-se as seguintes características para o reservatório:

$$A = B \cdot L$$

$$A = B \cdot 2B = 2B^2$$

$$B = (A/2)^{1/2}$$

$$B = (54 / 2)^{1/2} = 5,2 \text{ m} \rightarrow \text{adotar } 6,0 \text{ m}$$

$$L = 2 \times 6,0 = 12,0 \text{ m} \rightarrow \text{adotar } 12,0 \text{ m}$$

Deixando uma folga de 0,25 m a altura total do reservatório é de:

$$H = h + f = 2,0 + 0,25 = 2,25 \text{ m}$$

Adotando-se inclinação dos taludes internos e externos de 1:1, assim obtém-se as seguintes áreas:

- ✓ Área do fundo interno do reservatório:

$$b = B - h = 6,0 - 2,0 = 4,0 \text{ m}$$

$$l = L - h = 12 - 2,0 = 10,0 \text{ m}$$

- ✓ Área da lâmina líquida:

$$B' = B + h = 6,0 + 2 = 8,0 \text{ m}$$



$$L' = L + h = 12 + 2 = 14,0 \text{ m}$$

- ✓ Área da crista interna da lagoa:

$$B'' = B' + 2f = 8,0 + 2 \times 0,25 = 8,5 \text{ m}$$

$$L'' = L' + f = 14 + 2 \times 0,25 = 14,5 \text{ m}$$

- ✓ Área da crista externa da lagoa:

$$B''' = B'' + 2,0 = 10,50 \text{ m}$$

$$L''' = L'' + 2,0 = 16,5 \text{ m}$$

- ✓ Volume final do reservatório:

$$V = (14 \times 8 + 4 \times 10) \times 2 / 2 = 152 \text{ m}^3 > 122,14 \text{ m}^3 \text{ (ok!)}$$

O reservatório de irrigação terá revestimento interno para proteção de taludes e impermeabilização em concreto armado, e será dotado de dispositivos hidráulicos de entrada, saída e extravasor.



9.1.1 DISTRIBUIÇÃO DE ÁGUA PARA IRRIGAÇÃO

Como solicitado pelo Líder do Povo Pankará (habitantes da Aldeia Serrote dos Campos) para distribuição de água a área de agricultura será construída apenas uma saída de água do reservatório de irrigação até o início da área a ser irrigada. **Contudo, a empresa Contratada para elaboração do projeto executivo deverá reavaliar esta condição no local e, havendo necessidade, a concepção proposta poderá ser modificada.** Assim sendo, foi projetada uma saída do reservatório de irrigação em RPVC DN150, dotada de registro (ou válvula borboleta), com 170 m de extensão, com as seguintes características:

- ✓ Início da linha de irrigação: saída do reservatório de irrigação;
- ✓ Término da linha de irrigação: início da área destinada à agricultura;
- ✓ Cota da lâmina líquida máxima no reservatório: 359,90 m
- ✓ Cota da lâmina líquida mínima no reservatório: 358,40 m;
- ✓ Cota do final da tubulação: 351,00 m;
- ✓ Perda de carga ao longo da tubulação:

$$J = 10,64 \times Q^{1,85} \times C^{-1,85} \times D^{-4,87} \quad (C=140 \text{ para tubos plásticos})$$

$$J = 10,64 \times 0,0075^{1,85} \times 140^{-1,85} \times 0,15^{-4,87} = 0,00137 \text{ m/m}$$

$$H_f = 0,00137 \text{ m/m} \times 170 \text{ m} = 0,23 \text{ m};$$

- ✓ Carga hidráulica disponível:

$$CH \text{ máx} = 359,90 - 358,400 - 0,23 = 8,67 \text{ m}$$

$$CH \text{ mín} = 358,40 - 358,400 - 0,23 = 7,166 \text{ m}.$$

10. AUTOMAÇÃO DO SISTEMA

Como a operação do sistema será feita pela própria comunidade, para facilidade operacional, o mesmo deverá ser automatizado. Essa automação consiste em ligar e desligar a bomba da captação, fora do horário de pico de consumo de energia elétrica, quando os reservatórios de distribuição (água tratada) e de irrigação atingirem os níveis mínimo e máximo, respectivamente.

10.1 CAPTAÇÃO

Como o horário de pico de consumo de energia elétrica é das 17:00 h as 22:30 h, quando o período de irrigação for de 12 h a válvula de saída de água para irrigação deve ser aberta 14 horas antes do início do horário de pico, ou seja as 3:00h. Já quando o período de irrigação for de 15 h a

válvula de saída de água para irrigação deve ser aberta 17 horas antes do início do horário de pico, ou seja, a 0:00 h.

A bomba da captação deverá ser acionada quando o reservatório de irrigação atingir o nível mínimo operacional. A válvula de entrada de água para a estação de tratamento de água (ETA) deve estar fechada e deve ser aberta quando o reservatório de distribuição de água tratada atingir o nível mínimo.

Quando o reservatório de distribuição atingir o nível máximo a válvula de entrada de água para ETA deve ser fechada e toda água bombeada seguirá apenas para o reservatório de irrigação. Ao final do período de irrigação, duas horas antes do horário de pico (as 13:00 h) a válvula de saída de água para a irrigação deve ser fechada, e quando o reservatório de irrigação atingir o nível máximo operacional as bombas deverão ser desligadas (as 17:00 h). Desta forma, ao final do período de bombeamento tanto o reservatório de distribuição quanto o de irrigação estarão cheios, na sua cota máxima.

Para tanto, a bomba de captação deverá ser dotada de dispositivo automático para ligar/desligar, e as válvulas de entrada de água para a ETA e de saída de água para irrigação devem ser dotadas de comando eletromecânico.

A seguir são apresentados os níveis nos reservatórios que acionarão ou desligarão os equipamentos eletromecânicos:

- ✓ Reservatório de irrigação
 - Cota mínima da lâmina líquida de 358,40 m (liga captação); e
 - Cota máxima da lamina líquida na cota 359,90 m (desliga captação).
- ✓ Reservatório de distribuição (água tratada)
 - Cota mínima da lâmina líquida de 358,30 m (abre válvula); e
 - Cota máxima da lâmina líquida na cota 360,70 m (fecha válvula).

OBS. 1: A bomba de captação será acionada quando um dos dois reservatórios atingirem o nível mínimo e será desligada quando os dois reservatórios atingirem o nível máximo.

OBS. 2: Se o reservatório de irrigação atingir o nível máximo antes do reservatório de distribuição a água excedente sairá pelo extravasor de irrigação, até que o reservatório de distribuição também atinja o nível máximo e a bomba de captação seja desligada.

OBS. 3: Se o reservatório de distribuição atingir o nível máximo antes do reservatório de irrigação, a válvula borboleta (comando eletromecânico), da câmara de carga de entrada de água para os filtros, deverá ser automaticamente fechada e toda água bombeada será

direcionada para o reservatório de irrigação, até que este reservatório também atinja o nível máximo e a bomba de captação seja desligada.

10.2 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

Sempre que a bomba de recalque de água bruta for acionada e a válvula borboleta (dotada de comando eletromecânico) da câmara de carga, de entrada de água para os filtros, estiver aberta as bombas dosadoras de aplicação de produtos químicos na ETA também serão acionadas, e desligadas quando a bomba da captação for desativada.

O funcionamento da ETA também pode ser automatizado. Essa automação consiste em:

- ✓ Filtros ascendentes: fechar a válvula borboleta de entrada de água para ETA e abrir a válvula de descarga de fundo, durante 30 s. Após 30 s abrir a válvula de entrada de água para a ETA e fechar a válvula de descarga de fundo. Repetir esta operação a cada 2 h de funcionamento.
- ✓ Filtros descendentes: quando a água dentro do filtro atingir o nível máximo (2,42 m) deve-se fechar a válvula borboleta de entrada de água para ETA, abrir a válvula de descarga de fundo durante 30 s. Fechar a válvula de descarga de fundo, abrir a válvula de entrada de água para lavagem e acionar as bombas de lavagem por 10 minutos.

11. ESPECIFICAÇÕES

As presentes especificações se aplicam à construção do Sistema de Abastecimento de Água (SSA) da Aldeia Serrote dos Campos.

A concepção geral do sistema, em planta, poderá ser visualizada no **Anexo I** deste Termo de Referência.

11.1 LEVANTAMENTOS GEOTÉCNICOS

Todos os trabalhos inerentes a levantamentos geotécnicos devem observar as diretrizes propostas pela FUNASA para a realização de projetos executivos de abastecimento de água. Os estudos visam à caracterização geotécnica das camadas constituintes, o que envolve a identificação da posição das camadas e do nível d'água, a classificação dos materiais presentes, a determinação de parâmetros geomecânicos e geoquímicos, por meio da realização de sondagens, ensaios especiais de campo e a coleta de amostras para a realização de ensaios de laboratório.

Na proposta de preço da Contratada já deverão estar incluídos o BDI e os custos com mobilização e desmobilização para a realização de serviços geotécnicos.

O Relatório contemplando os levantamentos geotécnicos a ser entregue à AGB Peixe Vivo deverá conter minimamente os seguintes itens:

Introdução

Descrição sumária dos métodos e equipamentos utilizados

Comprimento do trecho perfurado

Planta geral do trabalho realizado contendo RN utilizado para amarração

Planta de localização das sondagens contendo RN utilizado para amarração

Memoriais descritivos de todo o serviço realizado

Normas Técnicas, Regulamentos e Leis Aplicáveis

NBR 8044/83: Fixa as condições exigíveis a serem observadas nos estudos e serviços necessários ao desenvolvimento dos projetos geotécnicos;

NBR 6122/86: Fixa as condições básicas a serem observadas nos projetos e execução de fundações.

NBR 8036/1983: Fixa a programação de sondagem de simples de reconhecimento dos solos para fundações;

NBR 6502/95: Fixa as definições da terminologia para rochas e solos;

NBR 6484/01: Fixa as condições de execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos com SPT;

NBR 7250/82: Fixa os procedimentos para a identificação e descrição de amostras de solo obtidas em sondagens de simples reconhecimento dos solos;

NBR 9603/86: Fixa as condições exigíveis para as sondagens a trado, dentro dos limites impostos pelo equipamento e pelas condições do terreno, com a finalidade de coleta de amostras deformadas, determinação da profundidade do nível da água e, identificação dos horizontes do terreno;

NBR 9820/97: Fixa as condições de coleta de amostra indeformada em solos de baixa resistência em furos de sondagem;

NBR 9604/86: Fixa as condições de execução de poços trincheiras e retirada de amostras indeformadas;

NBR 12069/91: Fixa as condições de ensaios para a determinação da resistência do solo à penetração estática e contínua ou incremental de uma ponteira padronizada, caracterizada em componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. O método fornece dados que permitem estimar propriedades dos solos e que são utilizados em projeto e construção de obras de terra e de

fundações de estrutura;

NBR 6458/88: Fixa o modo pelo qual devem ser feitas as determinações de absorção de água e das massas específica aparente e dos grãos de pedregulho retidos na peneira 4,8 mm, tendo em vista sua aplicação e, em ensaios de solos;

NBR 6459/84: Fixa o método para determinação do limite de liquidez dos solos;

NBR 6489/84: Fixa as condições para satisfazer as provas de carga do terreno, para fins de fundações de sapatas rasas, assim como as informações que devem constar no registro da mesma.

NBR 6490/85: Fixa as condições exigíveis à seriação dos trabalhos necessários ao reconhecimento e amostragem, para fins de caracterização dos materiais, das ocorrências de rochas susceptíveis de serem utilizadas como material de construção em obras de engenharia;

NBR 6491/85: Fixa os trabalhos necessários ao reconhecimento e amostragem para fins de caracterização dos materiais de jazidas de pedregulhos e areia suscetíveis de serem utilizadas como material de construção em obras de engenharia;

NBR 6508/84: Fixa os procedimentos para a determinação da massa específica dos grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm, de acordo com a NBR 5734, por meio de picnômetro, através da realização de pelo menos dois ensaios;

NBR 7180/88: Fixa o método para determinação do limite de plasticidade e para cálculo do índice de plasticidade dos solos.

NBR 7181/88: Fixa o método para a análise granulométrica de solos, realizada por peneiramento ou por combinação de sedimentação e peneiramento;

NBR 7182/88: Fixa o método para a determinação da relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca de solos, quando compactados e, de acordo com os processos especificados;

NBR 7183: Fixa o modo pelo qual podem ser determinados o limite de contração e a relação de contração dos solos;

ABGE, 1990: Fixa as diretrizes para execução de sondagens.

Além destas Normas deve-se observar a legislação federal, com ênfase nas Leis nº 6.938/81, 8.666/93, 5.194/77, 6.496/77, 8.078/90, 10.406/02 e Decreto nº 5.452/43 e, demais legislações federal, estadual e municipal.

11.2 LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS

As normas e diretrizes para estes levantamentos são resultados da aplicação da NBR 13.133/1994 com algumas incorporações propostas pela FUNASA e CODEVASF.

Na proposta de preço da Contratada já deverão estar incluídos o BDI e os custos com mobilização e desmobilização para a realização de serviços geotécnicos.

O Relatório contemplando os levantamentos topográficos a ser entregue à AGB Peixe Vivo deverá conter minimamente os seguintes itens:

- 1- Introdução
- 2- Descrição do objeto e de todos os levantamentos realizados
- 3- Equipe e instrumental utilizado
- 4- Localização geral
- 5- Datum de referência
- 6- Quantitativo realizado e precisões obtidas
- 7- Plantas e desenhos em escalas apropriadas de acordo com a NBR 13.133/1994
- 8- Memorial de cálculo contendo planilhas de cálculo das poligonais e planilhas de linha do nivelamento

Normas Técnicas, Regulamentos e Leis Aplicáveis

Para realização dos serviços topográficos, previstos nessas especificações, é necessário o conhecimento das normas, regulamentos e leis discriminados abaixo:

- ✓ Decreto nº 89.317, de 20/06/84 - Instruções Reguladoras das Normas Técnicas da Cartografia Nacional, quanto aos padrões de exatidão;
- ✓ Especificações e Normas Gerais para Levantamentos Geodésicos - IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Resolução PR nº 22, de 21-07-1983, publicada no Boletim de Serviço nº 1602, de 01/08/1983 de Lei nº 243, de 28/02/1967, que determina a competência da Instituição quanto aos levantamentos geodésicos;
- ✓ NBR 5425 - Guia para inspeção por amostragem no controle e certificação da qualidade – Procedimento;
- ✓ NBR 5426 - Planos de amostragem e procedimentos na inspeção por atributos –

Procedimento;

- ✓ NBR 5427 - Guia para utilização da NBR 5426 – Planos de amostragem e procedimentos na inspeção por atributos – Procedimento;
- ✓ NBR 5428 - Procedimentos estatísticos para determinação da validade de inspeção por atributos feita pelos fornecedores – Procedimento;
- ✓ NBR 8196 - Emprego de escalas m desenho técnico – Procedimento;
- ✓ NBR 8402 - Execução de caracteres para escrita em desenho técnico – Procedimento;
- ✓ NBR 8403 - Aplicação de linhas em desenhos – Tipos de linhas - Largura das linhas – Procedimento;
- ✓ NBR 10068 - Folha de desenho - Leiaute e dimensões – Procedimento;
- ✓ NBR 10126 - Cotagem em desenho técnico – Procedimento;
- ✓ NBR 10582 - Apresentação da folha para desenho técnico – Procedimento;
- ✓ NBR 10647 - Desenho técnico - Norma geral – Terminologia;
- ✓ NBR 13133/1994 – Execução de levantamento topográfico;

11.3 SISTEMA DE CAPTAÇÃO DE ÁGUA BRUTA

A captação será feita a partir da utilização de 02 (dois) conjuntos flutuantes, construídos em fibra de vidro ou material similar, com capacidade para suportar, cada um, uma bomba de recalque de água bruta, os dispositivos de sucção e recalque são em DN150.

Poderá ser utilizado flutuante pré-fabricado em fibra de vidro fornecido por fabricantes comerciais tais como GLASTEC, EMFIBRA, FIBRA FORTE, ACQUASYSTEM, entre outros, desde que atenda as recomendações deste projeto básico.

A tabela ilustra este tipo de captação flutuante.



Figura 11.1 - Ilustração de captação flutuante.

O flutuante deve ser ancorado por 4 amarras de cordas de nylon com diâmetro de $\frac{3}{4}$ " presas a 4 poitas, as quais serão confeccionadas de concreto 1:4:8 (cimento:areia:brita) com $0,018 \text{ m}^3$ (0,3 x 0,3 x 0,2).

Sua locação deve ser feita de acordo com as referências planialtimétricas fornecidas em planta e os marcos implantados na Aldeia deverão ser utilizados como referência.

Os **Anexos II-A** e **II-B** indicam a localização do ponto de captação e seus detalhes, respectivamente.

A **Erro! Fonte de referência não encontrada.** ilustra a execução de uma poita.



Figura 11.2 - Ilustração da execução de uma poita.

11.4 ELEVATÓRIA DE ÁGUA BRUTA

Os conjuntos elevatórios a instalar serão dois, sendo um uso e outro reserva com funcionamento alternado, ambos instalados sobre flutuante. As bombas serão de eixo vertical e os motores devem ter isolamento para trabalho ao tempo.

A Tabela 11.1 apresenta as características dos conjuntos elevatórios.

Tabela 11.1 - Características dos conjuntos elevatórios.

Vazão.....	38,1 m ³ /h
Altura manométrica.....	85,5 m.c.a.
Velocidade angular.....	3.560 rpm
Potência.....	11 cv
Alimentação trifásica.....	1
Sucção e recalque adaptados ambos para DN 150	

O conjunto será acionado por quadro de comandos com potência de acionamento compatível com a bomba e ser dotado de *Soft Starter*. Por sua vez o quadro de comandos será acionado pelo equipamento de automação do sistema de abastecimento de água da Aldeia, de acordo com o nível da água nos reservatórios de irrigação e de distribuição (água tratada).

Os quadros de comandos serão instalados na casa de comandos na margem do lago de Itaparica, conectado aos motores instalados no flutuador por cabos com isolamento para trabalho submerso e vão ter a ela se apoiando conjuntamente com os tubos de PEAD nos flutuadores que os suportam.

Podem ser utilizadas bombas de eixo vertical da WORTHINGTON, ESCO, INBIL, KSB e outras, desde que se adequem as condições de trabalho. Essas bombas podem ser adquiridas diretamente com o fabricante de bombas ou juntamente com o fornecedor da captação flutuante (EMFIBRA, GLASTEC, ACQUASYSTEN, FIBRAFOTE e outros).

A instalação das bombas e dos quadros de comando deverá ser executada rigorosamente de acordo com as especificações do fabricante.

11.5 CASA DE COMANDO DAS BOMBAS

A Casa de comando da bomba de captação ficará localizada na margem do lago de Itaparica, junto à adutora na estaca 13 no ponto de transição da adutora PEAD/RPVC. É composta unicamente de uma sala onde ficarão os quadros de comando, com as formas e dimensões dadas em planta, e será assim construído:

- Fundação em pedra rachão com embasamento de tijolo 6 furos e laje de piso em concreto simples. Sobre a laje de piso se elevam paredes de alvenaria singela.
- As superfícies da alvenaria serão chapiscadas em cimento e areia no traço 1:6, e sobre a qual se aplica um revestimento em massa única e pintura em três demãos de PVA LATEX precedida de massa única.
- Os elementos vazados terão dimensões 0,1 x 0,1 m², e preencherão os vão com 1,5 m de altura por 1,7m de largura.

- A porta será em madeira de lei tipo fixa, com ferragens de embutir em latão e pintada a óleo.
- A cobertura será em telha de fibrocimento e não terá forro.
- As instalações elétricas são embutidas e será subdividida em circuitos que atenderão ao prédio e aos equipamentos nele a ser instalados.
- A iluminação será com lâmpadas fluorescentes de 1x40 W com luminosidade proporcional à área a iluminar.
- Deverá também ser instalado um transformador de 25 KVa em um poste (aéreo) junto à casa de comando.

11.6 ADUTORA DE ÁGUA BRUTA

A adutora possui dois trechos, um inicial que liga o flutuante a terra firme e outro que se desenvolve até a Aldeia Serrote dos Campos.

Primeiro trecho

O recalque dos flutuantes à “terra firme” é feito em tubulação plástica flexível, de PEAD, em DN150 PN 16. Inicia-se na estaca 00 até 13, resultando em 260 m de comprimento. Dependendo do fabricante pode ser fornecido em seções de 6 m, 12 m e 15 m de comprimento, com peças com ponta soldáveis com junção a ser executada por eletrofusão. O último trecho de tubo, que irá fazer conexão com a tubulação de RPVC deve ser com ponta e flange PN16 em aço para vedação convencional por anel de ebonite pressionado entre os flanges.

Os tubos de PEAD são suportados por flutuadores fabricados em fibra de vidro ou material similar, com berço para tubo DN150 e espaçados a cada 5,0 m (**Erro! Fonte de referência não encontrada.**). Sobre eles também ficam os cabos elétricos que vão alimentar os motores, tais cabos devem ter isolamento para trabalho submerso.



Figura 11.3 - Flutuadores para tubos PEAD.

No acoplamento dos tubos de PEAD se utilizarão blocos de ancoragem em 1:4:8

(cimento:areia:brita) com $0,018 \text{ m}^3$ (0,3 x 0,3 x 0,2).

Especificação

Poderão ser utilizados flutuadores de tubos pré-fabricados em fibra de vidro fornecido por fabricantes comerciais tais como GLASTEC, EMFIBRA, FIBRA FORTE, ACQUASYSTEM, etc.

Os tubos PEAD podem ser da marca TIGRE, BELFANO, AFLON, POLITEJO ou similares.

Estocagem e manuseio

- ✓ Armazenar os materiais nas embalagens em áreas cobertas, protegendo-os das intempéries, de preferência em locais planos, isento de pedras ou materiais pontiagudos que possam danificar a superfície dos tubos.
- ✓ Proteger os tubos durante o transporte e os materiais do contato com outros produtos.
- ✓ Armazenar os materiais com alturas máximas e espaçamentos máximos de suporte permitidos.
- ✓ Estocagem de tubos: altura máxima de 1,8 m ou 12 camadas (a que for menor);
- ✓ Estocagem de tubos em pallets: altura máxima 3 m, segmentada em camadas de 1 m.

Evitar

- ✓ Apoiar os materiais diretamente no solo durante a estocagem.
- ✓ Arrastar os materiais no chão.
- ✓ Lançar os materiais ao chão durante a descarga.
- ✓ Armazenar os materiais sob as intempéries.
- ✓ Desamarrar as bobinas de uma só vez.
- ✓ Amarrar os materiais com correntes de ferro durante o transporte.

Segundo trecho

O segundo trecho da adutora se inicia na estaca 13 e desenvolve até a estaca 383, resultando em 7.400 m de adutora em RPVC DN150 CL16. Esse trecho será provido de uma ventosa de tríplice função (VTF) DN50, 9 ventosas simples (V) DN50 e 10 descargas de fundo (DF) DN50, como mostrado em planta e na Tabela 11.2.

Tabela 11.2 - Localização das ventosas e descarga de fundo.

Estaca	TIPO	Estaca	Profundidade (m)
13	VTF	172+18,2	DF
14+16,3	DF	202+15,3	V
19+15,8	V	216+14,9	DF
25+16	DF	229+16	V
67	V	235+16,9	DF
78+16,3	DF	302+15,9	V
96+15,8	V	338+18	DF
106+6	DF	343+14,3	V
154+16,1	V	364+17,7	DF

As caixas de ventosas e descarga de fundo deverão ser construídas em alvenaria, chapiscadas e rebocadas, com tampa de concreto armado nas dimensões apresentadas em planta.

Locação

A locação da tubulação deve ser feita a partir da poligonal correspondente ao seu eixo e bordos das valas a serem abertas. As cotas dos fundos das valas deverão ser verificadas de 20 em 20 metros, antes do assentamento da tubulação, para que sejam obedecidas as cotas de projeto. As cotas de geratriz superior da tubulação deverão ser verificadas logo após o assentamento e também antes do reaterro das valas para correção de nivelamento.

Para a execução dos serviços de topografia a EMPREITEIRA, deverá manter, quando necessário, a critério da FISCALIZAÇÃO, durante o expediente da obra e no canteiro de trabalho, 01 (um) topógrafo devidamente habilitado e 02 (dois) auxiliares.

Transporte e Manuseio dos tubos de RPVC

Descarregar os tubos evitando golpes ou choques com elementos cortantes, principalmente em seus extremos (descarregar individualmente).

A tarefa de descarga pode ser realizada com equipamentos mecânicos, para a qual deverão ser usadas cordas ou cordões de nylon, de largura não inferior a 10 cm. Não é recomendado o uso de cabos de aço ou correntes.

Estocagem

Estocar em locais de fácil acesso e à sombra, livre de ação direta do sol e sobre terreno/superfície plana.

Sempre que possível, é indicado executar uma estrutura definitiva. Nos casos em que não

haja possibilidade, proteger o material estocado com uma cobertura de simples desmontagem.

Apoiá-los sobre caibros de madeira (em nível) de 3" x 3", a cada 1 metro ao longo do comprimento. Os tubos devem ser dispostos de forma alternada, deixando as bolas livres.

Outra alternativa é o empilhamento em camadas cruzadas (tipo "fogueira"), na qual os tubos são dispostos com as pontas e as bolsas alternadas.

Escavação, Largura e profundidade da Vala

A escavação poderá ser manual ou mecânica, em função das particularidades existentes e a critério da EMPREITEIRA. Antes de iniciar a escavação, a EMPREITEIRA deverá fazer uma pesquisa de interferência, para que não sejam danificados quaisquer prédios, caixas, cabos, postes ou outros elementos ou estruturas existentes que estejam na área atingida pela escavação, ou próximas à mesma.

Escavação comum

Classifica-se como escavação comum àquela possível de execução manual ou mecânica, sem a necessidade de desmonte a fogo, ou seja, aquela executada em qualquer terreno, exceto rocha. A EMPREITEIRA procederá ao desmatamento, destocamento e limpeza para remoção de obstruções naturais, tais como árvores, arbustos, tocos, raízes, entulhos e matacões, porventura existentes nas áreas destinadas a implantação da obra a nas de empréstimos. Terminadas as operações de desmatamento e destocamento, a EMPREITEIRA procederá à raspagem da superfície do terreno. A remoção ou derrubada de árvores será feita mediante anuência dos órgãos competentes.

Escavação em rocha

Classifica-se como escavação em rocha aquela passível de execução somente com o emprego de explosivos ou processo mecânico de desmonte. Se no decorrer da escavação for atingido terreno rochoso este será desmontado a fogo, quando se apresentar sob forma maciça e contínua, ou simplesmente retirado, quando constituído por matacões até 0,5 m³.

Desmonte a Fogo

O desmonte a fogo será executado em bancadas ou por altura total, com perfurações verticais ou inclinadas, de conformidade com a natureza da rocha e contidas as precauções de segurança. Os planos de fogo deverão ser obrigatoriamente apresentados à FISCALIZAÇÃO.

Desmonte a Frio

Quando, pela proximidade de prédios e seus complementos, logradouros, serviços de utilidade pública ou por outras circunstâncias, a critério da FISCALIZAÇÃO, for inconveniente ou desaconselhável o emprego de explosivos para o desmonte a fogo, será feito o desmonte a

frio, empregando-se um processo mecânico.

Dimensões da vala

As dimensões mínimas da vala estão recomendadas na Tabela 11.3.

Tabela 11.3 - Dimensões da vala da adutora.

Diâmetro	Recobrimento	Profundidade	Largura mín. da vala
DN 100	0,9 m acima da geratriz superior	$0,9+0,15+0,15 =$ 1,2 m	DN + 300 mm $0,15 + 0,3 = 0,45$ m

Material proveniente do fundo da vala

Quando o material escavado for, a critério da FISCALIZAÇÃO, apropriado para a utilização no reaterro, será em princípio, depositado ao lado ou perto da vala, aguardando o aproveitamento. Em qualquer caso, o material deverá ser depositado fora das bordas da vala, à distância equivalente a 60% da profundidade da vala. Nos casos dos materiais aproveitáveis serem de naturezas diversas, deverão ser distribuídos em montes separados.

Escoramento da vala

Toda vez que a escavação, em virtude da natureza do terreno, possa provocar desmoronamento, a EMPREITEIRA deverá providenciar o escoramento adequado. Será obrigatório o escoramento para valas de profundidade superior a 1,50 m (portaria nº 46 do Ministério do Trabalho de 09/02/1962). Os tipos de escoramento a serem utilizados serão determinados pela FISCALIZAÇÃO.

Regularização do fundo da vala

Quando se tratar de solo rochoso (rocha decomposta, pedras soltas e rocha viva), como é o caso do solo onde está localizada a Aldeia Serrote dos Campos, é necessária a execução de um berço de areia (isento de pedras) de, no mínimo, 15 cm sob os tubos.

O fundo da vala deve ser uniforme, devendo-se evitar colos e ressaltos. Para tanto, deve ser regularizado, utilizando-se areia ou material equivalente.

Assentamento

O sentido de montagem dos tubos é da ponta para a bolsa, seguindo os passos descritos abaixo e ilustrados na Figura 11.4.

- Passo 1: Medir a profundidade da bolsa e efetuar uma marcação na ponta do tubo, descontando 1 cm (ex.: profundidade da bolsa é 20 cm, deve-se marcar 19 cm na ponta do tubo).

- Passo 2: Efetuar a limpeza da bolsa e da ponta do tubo, retirando eventuais partículas sólidas e poeira. Aplicar Pasta Lubrificante na parte visível do anel e na ponta do tubo. Para tubo DN150 são 40g/junta.
- Passo 3: Encaixar a extremidade do tubo até a marcação feita, no Passo 1.



Figura 11.4 - Exemplificação da montagem dos tubos da adutora de água bruta.

Blocos de ancoragem

Nos pontos de deflexão (mudanças de direção) as conexões de junta elástica devem ser ancoradas devendo-se utilizar blocos de ancoragem convenientemente dimensionados para resistir aos eventuais esforços longitudinais ou transversais, sendo que a tubulação e as peças de ligação devem trabalhar livres destes esforços ou deformações.

Todos os trabalhos de ancoragem devem ser feitos de tal forma que as juntas fiquem visíveis, para que seja possível a verificação de estanqueidade durante a realização dos ensaios. A Tabela 11.4 apresenta localização e o tipo de bloco de ancoragem ao longo da adutora.

Tabela 11.4 - Dimensões e localização dos blocos de ancoragem.

Estaca	TIPO	Profundidade (m)	Largura (m)	Comprimento (m)
13	B1	0,6	0,3	0,4
20	B2	0,6	0,3	0,2
22+4,00	B2	0,6	0,3	0,2
27+13,20	B2	0,6	0,3	0,2
33+8,80	B2	0,6	0,3	0,2
43+12,50	B2	0,6	0,3	0,2
55+8,10	B2	0,6	0,3	0,2
56+2,90	B2	0,6	0,3	0,2
58+14,55	B2	0,6	0,3	0,2
61+11,95	B2	0,6	0,3	0,2
96+2,10	B2	0,6	0,3	0,2
97+15,60	B2	0,6	0,3	0,2
115+5,70	B2	0,6	0,3	0,2
119	B2	0,6	0,3	0,2

Estaca	TIPO	Profundidade (m)	Largura (m)	Comprimento (m)
153+13,50	B2	0,6	0,3	0,2
155+6,00	B2	0,6	0,3	0,2
221+11,55	B2	0,6	0,3	0,2
226	B2	0,6	0,3	0,2
241	B2	0,6	0,3	0,2
244+4,40	B2	0,6	0,3	0,2
247	B2	0,6	0,3	0,2
254+5,30	B2	0,6	0,3	0,2
288	B2	0,6	0,3	0,2
295+18,30	B2	0,6	0,3	0,2
324+2,00	B2	0,6	0,3	0,2
333	B2	0,6	0,3	0,2
354+8,60	B2	0,6	0,3	0,2
370+6,95	B2	0,6	0,3	0,2
373+17,50	B2	0,6	0,3	0,2

No **Anexo III** são apresentados desenhos e detalhamento para construção dos blocos de ancoragem e singularidades.

A Figura 11.5 ilustra a construção dos blocos de ancoragem.

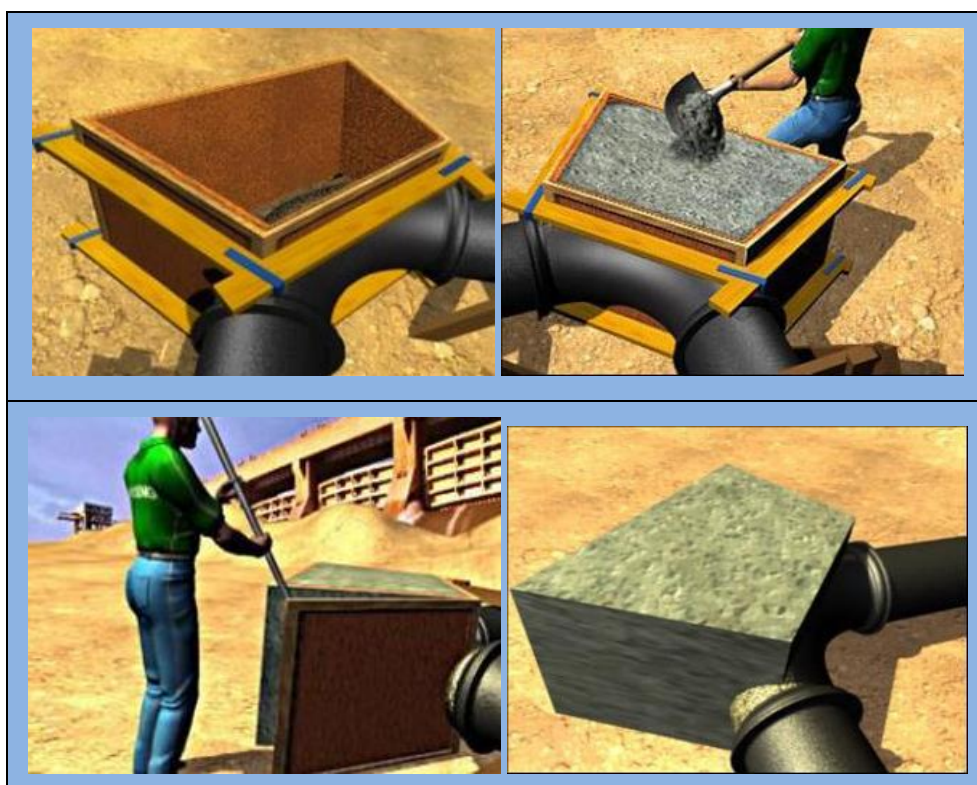


Figura 11.5 - Ilustração da construção dos blocos de ancoragem adutora.

Desvio Angular Permitido para Tubos RPVC

Os tubos de RPVC com Junta Elástica e bolsa conforme NBR 15536 permitem um desvio angular entre a bolsa e a ponta dos tubos, conforme demonstrado na Figura 11.6. Para tubo DN150 o ângulo máximo admissível é de 3°.

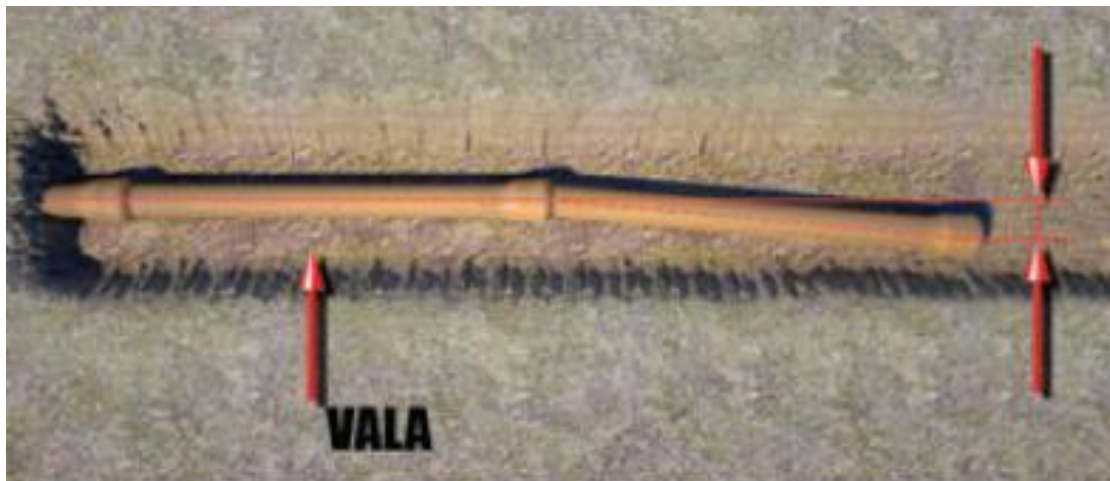


Figura 11.6 - Detalhe da deflexão dos tubos RPVC.

Após a execução de cada junta, o tubo deve ser envolvido conforme recomendação deste projeto, procurando-se com isso imobilizá-lo e deixar a junta exposta para posterior ensaio de estanqueidade.

Verificação da Estanqueidade das Juntas

Antes do reaterro da vala, todas as juntas devem ser verificadas quanto à sua estanqueidade. As verificações devem ser feitas, de preferência, entre derivações e no máximo a cada 500 m de tubulação.

Reaterro

O material de reaterro deverá ser o mesmo do leito, com um conteúdo máximo de 10% de limos finos e tamanhos máximo de partículas de 18 mm.

- Reaterro Lateral: O reaterro lateral deve ser disposto em camadas de 10 cm e compactado manualmente. Devem-se preencher todos os vazios.
- Reaterro Superior: O reaterro superior deve ser despejado em camadas de 10 cm e compactado manualmente, à exceção da camada sobre a largura diametral do tubo, que deverá sofrer compactação hidráulica.
- Reaterro Final: O restante do material do reaterro deve ser lançado em camadas e compactado mecanicamente (recobrimento mínimo de 20 cm) ou manualmente (recobrimento mínimo 30 cm).

11.7 ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUA

A estação de tratamento de água (ETA) é composta por câmara de carga, filtros e casa de química, e será construída em uma área com cota regularizada conforme indicado nas plantas do projeto.

Câmara de carga

A água bruta, proveniente do lago de Itaparica, chegará à câmara de carga da ETA por meio de uma tubulação RPVC DN150. Esta câmara de carga servirá também como divisor de vazão entre a água destinada aos filtros e a água destinada a irrigação.

A água bruta entra na câmara de carga por meio de um tubo central, com diâmetro de 0,15 m e vai até uma caixa vertedora central no topo da câmara de carga, com 0,4 m de diâmetro, provida de 2 vertedores triangulares de onde verterá livremente para as caixas individuais de saída de água para os filtros e para reservatório de água para irrigação.

As características da câmara de carga são:

- ✓ Material construtivo: fibra de vidro ou similar
- ✓ Diâmetro câmara de carga: 0,6 m
- ✓ Diâmetro tubo central: 0,15 m
- ✓ Diâmetro da caixa vertedora: 0,40 m
- ✓ Altura : 5,00 m

A câmara de carga será assentada sobre uma base de concreto ciclópico com área de 0,9 m x 0,9 m e altura de 0,95 m, sendo 0,65 m sobre o terreno e 0,30 m enterrado, como mostrado em planta. A cota da base da câmara de carga será de 360,300 m.

Os vertedores triangulares da caixa vertedora central tem as seguintes características:

- ✓ Para água destinada a irrigação:
 - Largura do vertedor = 0,30 m
 - Altura do vertedor = 0,15 m
 - Cota do vértice do vertedor: 364,850 m
- ✓ Para filtração (destinada a consumo humano):
 - Largura do vertedor = 0,20 m

- Altura do vertedor = 0,10 m
- Cota do vértice do vertedor: cota 364,893 m

A Figura 11.7 ilustra os vertedores da câmara de carga.

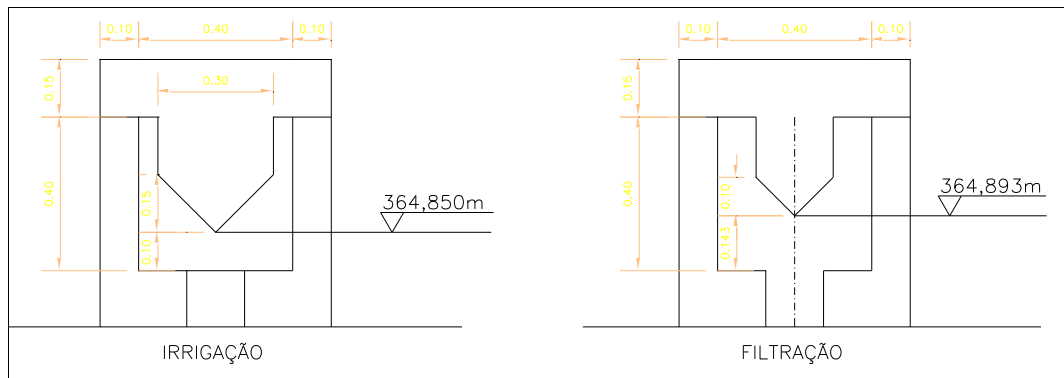


Figura 11.7 - Vertedores da câmara de carga.

As saídas de água da câmara de carga, tanto para irrigação quanto para os filtros, serão de RPVC DN100. Na tubulação de saída para os filtros existirá uma válvula de borboleta dotada de comando eletromecânico DN100, injetor em aço inoxidável 1/2" para aplicação em linha de solução de sulfato de alumínio e malha fabricada com fios de aço inoxidável, para mistura rápida.

A Figura 11.8 ilustra o injetor e a malha difusora.

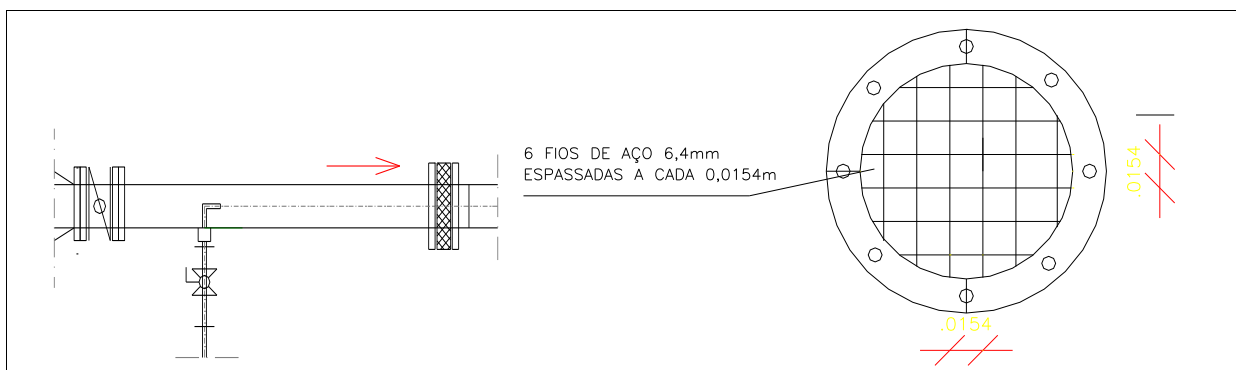


Figura 11.8 - Ilustração do injetor de sulfato e malha difusora de mistura rápida.

Filtros

Será um Módulo de Tratamento, constituído por um filtro ascendente em pedregulho (FAP) seguido por um filtro rápido descendente (FRD), com as características apresentadas nas Tabelas 11.5, 11.6, 11.7 e 11.8.

Tabela 11.5 - Características dos filtros.

CARACTERÍSTICAS	FILTRO ASCENDENTE	FILTRO DESCENDENTE
Diâmetro dos filtros	1,5 m	1,00 m
Altura da camada de pedregulho	1,60 m	0,40 m
Altura camada de areia	-	0,50 m
Distância entre a crista da canaleta de coleta e o topo do meio filtrante	0,34 m	0,985 m
Altura total do filtro (m)	2,55 m	2,55 m
Área filtrante por unidade (m ²)	1,77 m ²	1,04 m ²

Tabela 11.6 - Características da camada de pedregulho dos filtros.

FILTRO ASCENDENTE				FILTRO DESCENDENTE			
POSIÇÃO	ESPESS. cm	TAM. mm	QUANT. + 5% ton	POSIÇÃO	ESPESS. cm	TAM. mm	QUANT. + 5% ton
Topo	50	2,4 - 4,8	2319	Superior	7,5	2,4 - 4,8	348
2ª	40	4,8 - 9,6	1855	2ª	7,5	4,8 - 9,6	348
3ª	20	9,6 - 19	928	3ª	7,5	9,6 - 15,9	348
Fundo	50	19 - 31	2319	4ª	7,5	15,9 - 25,4	348
TOTAL	160			Fundo	10	25,4 - 38	464

Tabela 11.7 - Características da camada de areia do filtro descendente.

CARACTERÍSTICAS	FILTRO DESCENDENTE
Espessura da camada (m)	0,50
Tamanho efetivo (mm)	0,59
Tamanho do maior grão (mm)	1,41
Tamanho do menor grão (mm)	0,30
Coefficiente de desuniformidade (mm)	1,50
Coefficiente de esfericidade (mm)	0,75

Tabela 11.8 - Quantidade de areia do filtro descendente.

Tamanho (mm)	EspeSS. (cm)	QUANT.+ 5% (ton)
0,30	5	232
0,42	5	232
0,59	15	696
0,84	25	1160

Os filtros serão dispostos sobre base de concreto ciclópico semi-enterrado com altura livre de 0,1 m e enterrado de 0,4 m. Durante a execução das bases deve ser executado o sistema de drenagem de águas de lavagens e descargas de fundo composto de tubulações em PVC DN200 e caixas em alvenaria (com as dimensões apresentadas em planta).

Os filtros podem ser fabricados em fibra de vidro ou chapa de aço com as dimensões apresentadas em planta, ou podem ser adquiridas unidades comerciais de fabricantes de equipamentos de saneamento, tais como GLASTEC, FIBRA FORTE ou similares, desde que apresentem as mesmas características dos filtros projetados. Neste caso o fornecedor dos equipamentos deve fornecer também o meio filtrante, apresentar a memória de cálculo com as devidas perdas de carga, perfil hidráulico com as cargas hidráulicas disponíveis e plantas detalhadas dos equipamentos fornecidos.

Os barriletes dos filtros deverão ser executados de acordo com o projeto, seguindo também

orientação dos fornecedores dos filtros, e preferencialmente que sejam fornecidos juntamente com os equipamentos de filtração e câmara de carga. O material das tubulações pode ser PVC reforçado com fibra de vidro, ou outro material semelhante que suporte as pressões de trabalho, com os diâmetros apresentados em planta.

Casa de química

A Casa de Química é composta unicamente de sala de armazenamento, preparação e dosagem de hipoclorito de sódio, de cal hidratada e sulfato de alumínio, além de espaço para as bombas de lavagem dos filtros. As formas e dimensões são dadas em planta e será assim construído:

- Fundação em pedra rachão com embasamento de tijolo 6 furos e laje de piso em concreto simples.
- Sobre a laje de piso se elevam paredes de alvenaria singela de tijolo ou blocos de cimento.
- As superfícies da alvenaria serão chapiscadas em cimento e areia no traço 1:6, e sobre a qual se aplica um revestimento em massa única e pintura em três demãos de PVA LATEX precedida de massa única.
- Os elementos vazados terão dimensões 0,1 x 0,1 m², e preencherão os vão com 1,5 m de altura por 1,7m de largura.
- A porta será em madeira de lei tipo fixa, com ferragens de embutir em latão e pintada a óleo.
- A cobertura será em telha de fibrocimento e não terá forro.
- As instalações elétricas são embutidas e será sub dividida em circuitos que atenderão partes do prédio e aos equipamentos nele a ser instalados.
- A iluminação será com lâmpadas fluorescentes de 1x40 W, 2x40 W e 4x40 W com luminosidade proporcional às áreas a iluminar.
- As instalações de água, que alimentarão os tanques de preparação e dosagens dos produtos químicos, serão feitas a partir da tubulação de água pré-tratada, na tubulação de entrada do FRD. As mesmas serão em PVC DN25 (3/4").
- As tubulações de aplicação de soluções de hipoclorito de sódio serão em PVC soldável DN15 (1/2"), todas externas.
- As tubulações de aplicação de suspensão de cal serão externas, em PVC providas de conexões roqueáveis para permitir a desmontagem e limpeza das mesmas.
- Existirá, no piso, uma canaleta de drenagem para descarga e limpeza dos tanques de

preparação de produtos químicos, as quais serão conectadas por meio de tubulação em PVC DN100 às canaletas de descarga dos filtros da ETA.

A casa de química terá capacidade para estocar produtos para tratamento de água suficiente para 30 dias de funcionamento. Esses produtos serão estocados sobre um estrado de madeira com dimensões de 0,8m x 1,65 m.

Os tanques de dosagem de produtos químicos são assim especificados:

- Sulfato de alumínio: 1 tanque de 100L dotado de agitador de agitador rápido e bombas de dosagem microprocessada (para automação) de até 3 L/h.
- Hipoclorito de sódio: 1 tanque de 50L dotado de agitador rápido e bombas de dosagem microprocessada (para automação) de até 1 L/h.
- Cal hidratada: 1 tanque de 50L dotado de agitador rápido e bombas de dosagem microprocessada (para automação) de até 5 L/h.

As bombas de lavagem dos filtros serão em número de duas, sendo uma em uso e outra reserva com uso alternado. As características das bombas são:

Vazão: $Q = 42,4 \text{ m}^3/\text{h}$

Altura manométrica: $H_m = 10,35 \text{ mca}$

Podem ser utilizadas bombas centrífugas reautoescorvantes da ESCO, WORTHINGTON, INBIL, KSB e outras, desde que se adequam as condições de trabalho (vazão e altura manométrica).

Os 2 quadros de comando deverão ter potência de acionamento compatíveis com as bombas e dotados de Soft Starter. A instalação das bombas e do quadro de comando deverão ser executadas rigorosamente de acordo com as especificações do fabricante.

11.8 RESERVATÓRIO DE ÁGUA TRATADA

A água tratada será armazenada em dois tanques de fibra de vidro, com diâmetro de 3,0 m, altura útil de 3,6 m e altura total de 4,6 m, cada um com capacidade para 25 m^3 , totalizando volume de 50 m^3 .

Os reservatórios ficarão localizados junto a Estação de Tratamento de Água, (ETA), na cota 359, 650 m, semienterrados com fundo na cota 357,150 m, assente sobre base de concreto simples, e serão dotados de tubos e conexões em RPVC DN 100 para entrada de água tratada, extravasor, limpeza e saída de água para distribuição, conforme se vê em planta.

Serão instalados dispositivos automáticos de controle de nível para acionamento da bomba de recalque de água bruta (captação) na cota mínima de lamina líquida de 358,300 m, e para

desligamento da bomba quando o reservatório atingir o nível de 360,7 m.

11.9 REDE DE DISTRIBUIÇÃO

A rede de distribuição tem 4122 m de comprimento e será confeccionada em tubos plásticos PVC JE CL12 (PBA- Ponta, bolsa e anel), com as peças e conexões correspondentes para os diâmetros DN50.

Locação da rede

Os cadastros deverão ser apresentados através de cadernetas de campo onde constem croquis do elemento cadastrado, elementos e informações colhidas "in situ" e Plantas cadastrais com desenhos (AS BUILT) em meio digital (AUTOCAD), obedecendo aos padrões, similares aos desenhos do projeto, dos quais constem:

- Localização planialtimétrica da linha,
- Localização em plantas e perfis das interferências encontradas.

Recebimento e descarga dos tubos

Por ocasião da entrega dos tubos e conexões deve-se estar presente para verificar o material, supervisionar sua descarga e estocagem.

A descarga deve ser feita adotando-se todos os cuidados necessários a segurança dos operários e de modo a evitar danos aos tubos, conexões e anéis de junta, devendo-se observar o seguinte:

- a) Deve-se providenciar em tempo hábil os dispositivos, equipamentos eventualmente necessários para descarga nos locais escolhidos, bem como para empilhamento dos tubos e estocagem das conexões e anéis.
- b) A descarga dos tubos devem ser feitas pelas laterais do caminhão, com os homens necessários em função do diâmetro e peso dos tubos.
- c) Os tubos e conexões não devem ser arrastados a fim de não danificar suas extremidades;
- d) No caso de utilizar meios mecânicos para a descarga, deve-se tomar os devidos cuidados para que os cabos ou cordas utilizados não danifiquem o material;
- e) Os anéis de junta devem ser descarregados em suas embalagens originais.

Estocagem dos tubos

Quando os tubos ficarem estocados no canteiro da obra, por longos períodos, devem ficar ao abrigo do sol, evitando-se possíveis deformações provocadas pelo aquecimento excessivo, devendo-se

observar o seguinte:

- a) O local de estocagem deve ser plano apropriado para estocagem dos tubos com declividade mínima, limpo, livre de pedras ou objetos salientes;
- b) A primeira camada de tubos deve ser colocada sobre um tablado de madeira contínuo, ou pranchões de 0,10 m de largura espaçados de 0,20 m no máximo, colocados no sentido transversal dos tubos;
- c) Devem ser providenciadas estroncas verticais, espaçadas de metro em metro para apoio lateral das camadas de tubos (figura a seguir).
- d) Os tubos devem ser colocados com bolsas alternadamente de cada lado (vide figura da página anterior);
- e) O comprimento dos pranchões de base deve corresponder a um número exato de tubos, de modo que o primeiro e o último fiquem apoiados nas estroncas verticais;
- f) As demais camadas de tubos são dispostas umas sobre as outras, observando a alternância das bolsas;
- g) Recomenda-se não fazer pilhas com mais de 1,80 m de altura, a fim de facilitar a colocação e posterior retirada dos tubos da última camada;
- h) As conexões devem ser estocadas em local adequado, de modo a não sofrerem danos e/ou deformações;
- i) Os anéis das juntas devem ser estocados em suas embalagens originais, ao abrigo do calor, raios solares, óleos e graxas.

Escavação de valas

A escavação poderá ser manual ou mecânica, em função das particularidades existentes.

Escavação comum

Classifica-se como escavação comum aquela possível de execução manual ou mecânica, sem a necessidade de desmonte a fogo, ou seja, aquela executada em qualquer terreno, exceto rocha. Se procederá ao desmatamento, destocamento e limpeza para remoção de obstruções naturais, tais como árvores, arbustos, tocos, raízes, entulhos e matacões, porventura existentes nas áreas destinadas a implantação da obra a nas de empréstimos. Terminadas as operações de desmatamento e destocamento, deve-se fazer a raspagem da superfície do terreno. A remoção ou derrubada das árvores será feita mediante anuência dos órgãos competentes.

Regularização do fundo da vala

O fundo da vala deve ser regular e uniforme, isento de saliências e reentrâncias. As eventuais reentrâncias devem ser preenchidas com material adequado convenientemente compactado de modo a se obterem as mesmas condições de suporte do fundo da vala normal.

Largura de valas

Exceto as indicações em projeto, as larguras das valas, para rede de distribuição e ligações domiciliares, deverão ser efetuadas de acordo com as indicações seguintes:

- Diâmetro: 50 mm
- Profundidade: 0,9 m
- Largura mínima da vala: 0,5 m

Material proveniente da escavação

Quando o material escavado for apropriado para a utilização no aterro, será em princípio, depositado ao lado ou perto da vala, aguardando o aproveitamento.

Escoramento da Valas

Toda vez que a escavação, em virtude da natureza do terreno, possa provocar desmoronamento, deverá se providenciar o escoramento adequado. Será obrigatório o escoramento para valas de profundidade superior a 1,50 m (portaria nº 46 do Ministério do Trabalho de 09/02/1962).

Assentamentos de tubulações

Os tubos devem ser colocados com sua geratriz inferior coincidindo com o eixo do berço de modo a que as suas bolsas fiquem nas escavações previamente preparadas, assegurando um apoio contínuo do corpo do tubo.

Execução das Juntas Elásticas

A nova tubulação será de junta elástica. As conexões para os tubos serão de uso comum e serão utilizadas outras conexões para ligar a rede pré-existente aos grandes anéis, neste caso serão utilizados adaptadores, os quais serão identificados quanto a natureza dos materiais, diâmetros e quantidade.

A execução das juntas elásticas deve obedecer a seguinte seqüência:

- a) Verificar se os anéis correspondem aos especificados pela NBR-9051 e padronizados pela NBR-9063 e se estão com bom estado e limpos; e a existência de corte ou deformações no anel de borracha. Limpar as faces externas das pontas dos tubos e , principalmente, a região de

- encaixe do anel. Verificar se o chanfro da ponta do tubo não foi danificado; caso necessário, corrigi-lo com uma grossa;
- b) Colocar o anel dentro de seu encaixe na bolsa, sem torções, observando seu lado correto;
- c) Untar a face externa da ponta do tubo e a parte aparente do anel com pasta adequada recomendada pelo fabricante, numa extensão de aproximadamente 100 mm. Não utilizar em hipótese alguma graxa ou óleo minerais que podem afetar as características da borracha;
- d) Após o posicionamento correto da ponta junto à bolsa do tubo já assentado, realizar o encaixe empurrando manualmente o tubo até encostar-se ao anel de borracha, verificando se a ponta está bem centrada. Para os diâmetros maiores, pode-se utilizar uma alavanca junto a bolsa do tubo a ser encaixado, com cuidado de se colocar uma tábua entre a bolsa e a alavanca a fim de evitar danos.

Para tubos DN50 os serviços de conexão deverão ser executados manualmente ou com auxílio de uma alavanca, nos diâmetros superiores, se, utilizará uma ferramenta tipo TIRFOR com capacidade de 1.600 kgf. Não é permitida a utilização de equipamentos acionados eletricamente para os serviços de conexão da junta elástica.

A Figura 11.9 ilustra a execução da junta elástica.



Figura 11.9 - Montagem dos tubos de PVC JE PBA.

Verificação da Estanqueidade das Juntas

Antes do reaterro da vala, todas as juntas devem ser verificadas quanto à sua estanqueidade. As verificações devem ser feitas, de preferência, entre derivações e no máximo a cada 500 m de tubulação.

Aterros e recobrimentos da valas

No caso do material proveniente da escavação não prestar para a execução do aterro, deverá ser utilizado material adequado, importando do empréstimo.

Após a execução do aterro todo o material proveniente da escavação que não houver sido utilizado deverá ser removido ao bota-fora.

Envolvimento

A tubulação deverá ser recoberta ou envolvida por uma envoltória de areia a fim de garantir as condições exigidas pelas hipóteses de projeto, adotadas na determinação da classe dos tubos e peças especiais.

Esse recobrimento ou envoltória poderá ser substituído por solo-areia, solo-cimento ou pó-de-areia, devendo esses materiais, nas suas condições normais de compactação, satisfazer as mesmas exigências feitas à areia. Esta opção é permitida exclusivamente quando os tubos forem classe A, da NBR-7363.

Em função de tipo de solo, da pressão total de terra na superfície imediatamente superior ao tubo e das condições de reaterro, deve-se optar por um dos três tipos básicos de envoltório.

Envolvimento parcial de areia

No fundo da vala, antes de se atingir a cota do fundo, deve-se proceder a escavação de uma pequena valeta, no terreno indeformado, onde o tubo deverá ser assentado, com envolvimento lateral e inferior da areia. Esse tipo de assentamento é recomendável quando o fundo da vala for concluído de um dos seguintes tipos de solo: areia, argila, piçarra, argila rijá, pedregulhos, moledo e rocha viva.

Base total da areia

Quando não for possível a execução da valeta de fundo o tubo deve ser assentado com o envolvimento lateral inferior da areia, que atinge todo o fundo da vala. Esse tipo de assentamento é recomendável quando o fundo da vala for constituído de um dos seguintes tipos de solo: argila saturada e tabatinga.

Envolvimento total de areia

O tubo deve ser totalmente envolvido em areia, conforme disposições constantes na figura a seguir:

Esse tipo de assentamento é recomendável quando o solo de reaterro contém muitas pedras, ou é facilmente penetrável por pedras, e quando o fundo da vala for constituído de argila saturada, tabatinga ou lodo, sem condições mecânicas mínimas para o assentamento dos tubos. É recomendável também quando da vala for rocha viva.

Os tubos deverão ser lastreados ou travados de modo a impedir seu deslocamento durante a execução da envoltória.

A compactação da envoltória poderá ser mecânica ou hidráulica, ou uma combinação de ambos os métodos.

A areia da envoltória será lançada em camadas horizontais, de espessuras não superiores a 90 cm,

e compactada de modo a não danificar a tubulação.

A camada da envoltória, abaixo da tubulação, deverá ser lançada antes do posicionamento dos tubos. A compactação de areia será de 95% da densidade máxima, obtida em ensaios de laboratório.

A compactação de areia será determinada "in situ" pelo ensaio do funil de areia.

11.10 LIGAÇÕES DOMICILIARES

As ligações domiciliares serão individuais e universais, cada casa será abastecida por sua própria ligação e todas as casas serão abastecidas. As ligações constarão de:

- Colar de tomada com travas em PVC (TIGRE ou similar) com orifício na rede de 1/8".
- Ramal alimentados em tubo de PEAD DE 20 (DN 15 – ½")
- Kit cavalete TIGRE ou similar.

A Figura 11.10 ilustra o colar de tomada e o kit cavalete a ser adotado.



Figura 11.10 - Colar de tomada e kit cavalete.

11.11 RESERVATÓRIO DE IRRIGAÇÃO

A água para irrigação será armazenada em um reservatório semi-enterrado ao solo, de com forma retangular trapezoidal, com as dimensões mostradas em planta, altura útil de 2,0 m e altura total de 2,25 m, e capacidade para 152 m³.

O reservatório ficará localizado junto a Estação de Tratamento de Água, (ETA), em terreno que deverá ser regularizado para a cota 359,650 m. A cota do da borda do reservatório é 360,150 m e a de fundo é 357,900 m.

Os taludes internos e externos serão de 1:1 (altura:largura) e o reservatório terá revestimento interno para proteção de taludes e impermeabilização em concreto armado.

Será dotado de dispositivos de hidráulicos de entrada e extravasor em tubos e conexões em

RPVC DN100 e de saída em RPVC DN150 dotado de registro ou válvula borboleta.

Serão instalados dispositivos automáticos de controle de nível para acionamento da bomba de recalque de água bruta (captação) na cota mínima de lamina líquida de 348,400 m, e para desligamento da bomba quando o reservatório atingir o nível máximo da lamina líquida na cota 359,900 m.

A tubulação de água para irrigação será em RPVC DN150, com 170 m de extensão conforme se vê em planta.

Os procedimentos de locação, escavação, assentamento, reaterro, etc, serão os mesmos descritos para a adutora de água bruta.

12. ORIENTAÇÕES PARA REDAÇÃO E CONFECÇÃO DOS TRABALHOS

Toda a redação deverá ser desenvolvida em língua portuguesa, exceto no caso em que houver a apresentação de termos técnicos reconhecidos pelo meio profissional especializado. Os trabalhos de natureza técnica deverão observar, preferencialmente, as normas da Associação Brasileira de Normas Técnica – ABNT, quando for o caso. Além disso, a Contratada deverá observar requisitos do GED (Guia para Elaboração de Documentos), elaborado e disponibilizado pela AGB Peixe Vivo.

Os relatórios, desenhos, peças orçamentárias, memoriais, etc., deverão obedecer às unidades do Sistema Métrico Internacional e a moeda nacional corrente. Se houver necessidade de citar outras unidades, os valores expressos nestas serão indicados entre parênteses, ao lado da correspondente unidade oficial.

Os Produtos deverão ser apresentados em 01 (uma) via, sob a forma de minuta e, uma vez aprovados pela Diretoria Técnica da AGB Peixe Vivo, deverão ser apresentados em sua forma definitiva em 03 (três) cópias impressas e em CD-ROM ou DVD.

Os produtos digitais deverão ser entregues em formato editável com a extensão .doc para os relatórios ou .xls, quando se tratar de planilhas. As plantas e desenhos deverão ser entregues também em formato .dxf.

Quaisquer informações ou recomendações omissas deverão passar por aprovação da AGB Peixe Vivo e Fiscalização.

12.1 INSTRUÇÕES PARA ELABORAÇÃO DO ORÇAMENTO

O orçamento consistirá de:

- **Planilha orçamentária** – deverá ser apresentada em moeda nacional e em valores unitários, de todo os serviços, materiais e equipamentos necessários a perfeita execução das obras das unidades do sistema de abastecimento de água, de forma que sejam evitados aditivos relativos a

serviços extracontratuais e contratuais ao final da obra.

- **Composição analítica de custos** – para cada custo unitário de serviço apresentado corresponderá uma composição de custo analítico com definição de insumos, mão de obra e equipamentos, encargos sociais, administração local e despesas indiretas. Para os custos de materiais e equipamentos deverão ser acompanhados de pesquisa de mercado, caso não estejam na tabela de preços do SINAPI ou tabela de outro órgão federal ou estadual licitante de obras públicas.

- **Memória de cálculo** – os quantitativos de serviços devem vir acompanhados da memória de cálculo detalhada, inclusive com os parâmetros e critérios adotados que compõem o orçamento. Quanto aos itens específicos relativos à quantidade de ferros e volume de concreto das estruturas das unidades do sistema, assim como das fundações, dos reforços estruturais, dos blocos de ancoragem de tubulações, estruturas de travessias, etc, deverão ser estimadas com base em indicadores consagrados pela literatura técnica e confirmadas quando da elaboração dos respectivos projetos executivos estruturais.

- **Relação de materiais e de equipamentos** – todos os materiais e equipamentos (tais como tubulações, dispositivos de proteção e controle, equipamentos elétricos, hidráulicos, bombas, etc.) deverão ser relacionados com seus respectivos quantitativos e especificações.

- **Especificação de equipamentos, materiais, obras e serviços** – caderno de especificações técnicas que detalhe de forma clara as características dos produtos e recursos que deverão ser utilizados na execução. Deverá constar a metodologia construtiva de cada serviço.

Os custos constantes na planilha orçamentária devem estar em conformidade com a tabela de preços SINAPI, sendo obrigatória a inserção dos respectivos códigos. Quando inexistirem serviços no SINAPI, a Contratada poderá utilizar planilhas referenciais de custos unitários de órgãos públicos de reconhecida atuação na licitação de obras públicas, tais como: do DNIT (SICRO), CODEVASF e outros órgãos estaduais. Caso não seja possível utilizar planilhas referenciais oriundas de entidades públicas, a Contratada deverá realizar pesquisa mercadológica local para composição do custo unitário, a chamada pesquisa de mercado, desde que, obedecendo recomendações do TCU.

É recomendada a utilização do Guia com orientações para elaboração de planilhas orçamentárias de obras públicas (2013), disponibilizado em: <http://portal2.tcu.gov.br/portal/pls/portal/docs/2675808.PDF>

Por recomendação do TCU, não serão aceitas planilhas orçamentárias com a apresentação de custos com denominações genéricas como “verbas, outros, despesas extras e similares”.

A planilha orçamentária deve vir acompanhada de ART, junto ao CREA dos responsáveis técnicos.

13. PERFIL DA EMPRESA E DA EQUIPE TÉCNICA

A Contratada deverá dispor uma equipe técnica capaz de atender o escopo dos serviços requeridos, observando os prazos previstos para entregas dos produtos. Os profissionais mobilizados pela

Contratada deverão se dedicar integralmente ou parcialmente ao longo do contrato, de acordo com as etapas previstas para elaboração dos produtos.

Apresenta-se, a seguir, a relação de profissionais que deverão constituir a equipe chave da Contratada. Além destes profissionais, a Contratada deverá prever auxiliares administrativos e estagiários para apoio na execução das diversas atividades previstas no cronograma.

Equipe Chave:

- **01 Engenheiro Civil**, com pelo menos 10 (dez) anos de atividade contínua e experiência comprovada na elaboração de projetos de saneamento ou gerenciamento de obras de saneamento e elaboração de orçamentos de obras civis; este profissional será o Coordenador da Equipe.

- **01 Engenheiro Civil ou Engenheiro Sanitarista ou Arquiteto ou Engenheiro Químico**, com pelo menos 05 (cinco) anos de atividade contínua, com experiência, comprovada em elaboração de projetos de estação de tratamento de água.

- **01 Engenheiro Eletricista ou Engenheiro de Controle e Automação**, com pelo menos 05 (cinco) anos de atividade contínua, com experiência comprovada em elaboração de projetos elétricos e/ou automação de sistemas de bombeamento.

- **01 Técnico Agrimensor ou Engenheiro Agrimensor**, com pelo menos 05 (cinco) anos de atividade contínua, com experiência comprovada em levantamentos planialtimétricos e/ou levantamentos planimétricos cadastrais.

Os profissionais supramencionados deverão comprovar sua capacidade com a apresentação de atestados técnicos com acervo de capacidade técnica (CAT) emitidos pelo CREA ou pelo CAU. Será exigido um número mínimo de 05 (cinco) atestados para trabalhos distintos em que o profissional tenha atuado completa ou parcialmente no seu desenvolvimento.

Outros profissionais poderão ser agregados para o auxílio no desenvolvimento do projeto executivo, tais como: geólogos, engenheiros ambientais, agrônomos, biólogos, etc. No entanto, estes contarão apenas como membros de equipe auxiliar de apoio, sem prejuízo à apresentação de equipe chave com a capacitação mínima demandada.

14. PRODUTOS ESPERADOS

São esperados os seguintes produtos, que deverão ser entregues à AGB Peixe Vivo, incluindo peças anexas, quando necessário:

- a) **Relatório de revisão do projeto básico e reconhecimento local:** neste Produto, a Contratada realizará uma revisão aprofundada do Projeto Básico do SAA da Aldeia Serrote dos Campos e buscará compatibilizar o mesmo, fazendo as adequações necessárias, com a

realidade identificada em campo.

- b) Relatório de levantamentos preliminares:** deverão ser realizados levantamentos diversos necessários à implantação de todo SAA, contemplando minimamente: a) levantamentos topográficos (planialtimétricos e cadastrais), b) levantamentos geotécnicos, c) estudo de qualidade da água de acordo com padrões de potabilidade da Portaria 2.914/2011 e d) estudos hidrológicos do sistema produtor de água.
- c) Projeto executivo:** este deverá ser elaborado a nível de execução imediata, contendo instruções de acompanhamento e fiscalização da obra.

15. PRAZOS ESPERADOS E VALORES DE REMUNERAÇÃO

Os produtos deverão ser entregues de acordo com os seguintes prazos e remunerações:

Produto 01: Relatório de revisão do projeto básico e reconhecimento local – em até 30 (trinta) dias e representa 10% do valor global;

Produto 02: Relatório de levantamentos preliminares – em até 60 (sessenta) dias e representa 20% do valor global;

Produto 03: Relatório de levantamentos preliminares – em até 120 (cento e vinte) dias e representa 70% do valor global.

16. CONTEÚDO MÍNIMO DO PROJETO EXECUTIVO

O projeto executivo do SAA Aldeia Serrote dos Campos deverá possuir conteúdo mínimo e obedecerá às recomendações da Fundação Nacional de Saúde (FUNASA) para sistemas de abastecimento de água (SAA), conforme listado a seguir:

1. SUMÁRIO

2. INTRODUÇÃO

3. DESCRIÇÃO E APRESENTAÇÃO DO PROJETO EXECUTIVO DO SISTEMA DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA

3.1 Descrição do projeto básico reportando-se aos seus objetivos e características principais das unidades do sistema de água, incluindo a sua captação, recalque, tratamento de água, reservação, distribuição e ligações domiciliares, bem como sua concepção relativa aos aspectos de operação e manutenção;

3.2 Apresentação os estudos, resultados, métodos executivos, projetos complementares e demais elementos indispensáveis para elaboração do projeto executivo e que possibilitaram a perfeita compreensão do funcionamento do sistema de água e das obras a executar;

3.3 Memorial descritivo e de cálculo, desenhos, gráficos e detalhamento de elementos necessários e suficientes à execução da obra;

4. VOLUME I - PROJETO ELÉTRICO

4.1 Memorial descritivo e de cálculo;

4.1.1 Descrição geral da concepção do projeto e dimensionamento das unidades elétricas com suas respectivas memórias de cálculo;

4.2 Peças gráficas de detalhamentos;

4.2.1 Planta geral do projeto;

4.2.2 Distribuição dos circuitos em planta baixa;

4.2.3 Diagrama unifilar geral especificando os quadros elétricos e quadro de carga;

4.2.4 Quadro de carga;

4.2.5 Cortes e detalhes de quadros, transformadores, aterramento, dentre outros;

4.3 Orçamento;

4.3.1 Planilha Orçamentária;

4.3.2 Memória de cálculo;

4.3.3 Relação de materiais e equipamentos;

4.3.4 Composição Analítica de custos;

4.3.5 Especificações de materiais, obras e serviços;

5. VOLUME II - PROJETO DE AUTOMAÇÃO E CONTROLE

5.1 Descrição geral da concepção;

5.2 Memorial descritivo e de cálculo;

5.2.1 Dimensionamento das unidades de cabeamento com suas respectivas memórias de cálculo;

5.3 Peças gráficas de detalhamentos;

5.3.1 Planta geral do projeto;

5.3.2 Localização, distribuição e encaminhamento de cabos em planta baixa e planta de situação;

5.3.3 Cortes e detalhes de equipamentos como patch-panel, switch, bem como tomadas, cabos de rede, conectores,



rack, dentre outros;

5.4 Orçamento;

5.4.1 Planilha Orçamentária;

5.4.2 Memória de cálculo;

5.4.3 Relação de materiais e equipamentos;

5.4.4 Composição Analítica de custos;

5.4.5 Especificações materiais, equipamentos de obras e serviços;

6. VOLUME III - PROJETO ESTRUTURAL

6.1 DESCRIÇÃO GERAL DA CONCEPÇÃO

6.2 MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO

6.2.1 Dimensionamento dos elementos estruturais com suas respectivas memórias de cálculo;

6.3 PEÇAS GRÁFICAS DE DETALHAMENTOS

6.3.1 Planta locação e distribuição de cargas;

6.3.2 Quadro resumo de ferro e seus respectivos tipos e posições;

6.3.3 Cortes e detalhes de formas e armaduras, blocos de ancoragem, dentre outros;

6.4 ORÇAMENTO

6.4.1. Planilha Orçamentária;

6.4.2. Memória de cálculo;

6.4.3. Relação de materiais e equipamentos;

6.4.4. Composição Analítica de custos;

6.4.5. Especificações de obras e serviços;

7. ORÇAMENTO FINAL DA OBRA

8. CRONOGRAMA FÍSICO-FINANCEIRO DA OBRA

9. ANEXOS (Serviços de campo que se fizeram necessários para elaboração do projeto executivo)





17. OBRIGAÇÕES DA CONTRATADA

- Realizar os trabalhos contratados conforme especificado neste Termo de Referência e de acordo com Cláusulas estipuladas em Contrato;
- Fornecer informações à Diretoria Técnica da AGB Peixe Vivo, sempre que solicitado, sobre os trabalhos que estão sendo executados;
- Comparecer às reuniões previamente agendadas, munido de informações sobre o andamento dos Produtos em elaboração.

18. OBRIGAÇÕES DA CONTRATANTE

- Disponibilizar documentos e informações úteis à execução dos serviços contratados, conforme especificado neste Termo de Referência;
- Realizar os pagamentos relativos aos Produtos entregues e aprovados, conforme estipulado neste TDR e Cláusulas Contratuais pertinentes.

19. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT - NBR 12211 NB 587/1992 - Estudos de concepção de sistemas públicos de abastecimento de água.

ABNT - NBR 12213 NB 589/1992 - Projeto de Captação de Água de Superfície Para Abastecimento Público.

ABNT - NBR 12216 NB 592/1992 - Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público.

ABNT - NBR 12217/1994 - Projetos de reservatório de distribuição de água para abastecimento público.

ABNT - NBR 12218/1994. - Projeto de Rede de Distribuição de Água Para Abastecimento Público.

FUNASA – Fundação Nacional de Saúde. Elaboração de diagnósticos, estudos de concepção e viabilidade (Relatório Técnico Preliminar – RTP), projetos básicos e executivos de engenharia e estudos ambientais para sistemas de abastecimento de água e de esgotamento sanitário. Brasília, 2013. 251p.



ANEXOS

Nos Anexos são apresentados os desenhos, plantas e detalhamento desenvolvidos durante a elaboração do projeto básico do SAA Aldeia Serrote dos Campos.

Anexo I – Planta de concepção geral do sistema

Em função das dimensões do local, a planta foi parcelada em três folhas e poderão ser obtidas nos links a seguir:

Folha 1: <http://www.4shared.com/office/yHEJJHZ9ce/01 - CONCEPO GERAL - LOCAO A0.html>

Folha 2: <http://www.4shared.com/office/wbiE6pIJba/02 - CONCEPO GERAL - LOCAO A0.html>

Folha 3: <http://www.4shared.com/office/f0eAhpXwce/03 - CONCEPO GERAL - LOCAO A0.html>

Anexo II – Localização da captação e seus detalhes

Para obter a localização do ponto de captação proposto, deverá ser acessado o seguinte link:

II-A: <http://www.4shared.com/office/CHMcHxBDce/04 - CAPTAO - LOCAO A0 .html>

No link a seguir é apresentado o detalhamento do ponto de captação em planta:

II-B: <http://www.4shared.com/office/3Wrsuspke/05 - CAPTAO - DETALHES A2 .html>

Anexo III – Singularidades e blocos de ancoragem

Com relação aos blocos de ancoragem e singularidades da adutora, poderão ser obtidos no seguinte link: <http://www.4shared.com/office/61EgLrC-ce/06 - SINGULARIDADES E BLOCOS D.html>

Anexo IV – Linha piezométrica

A linha piezométrica da adutora foi dividida em três folhas com os links de acesso a seguir:

Folha 1: <http://www.4shared.com/office/FWcmJU9nce/07 - PERFIL E LINHA PIEZOMTRIC.html>

Folha 2: <http://www.4shared.com/office/AbWd3P7cba/08 - PERFIL E LINHA PIEZOMTRIC.html>

Folha 3: <http://www.4shared.com/office/JnNUQxMFce/09 - PERFIL E LINHA PIEZOMTRIC.html>

Anexo V – Localização da ETA e reservatórios

A localização (em coordenadas planas) da ETA e do reservatório de irrigação foi disponibilizada no link: <http://www.4shared.com/office/JuRoRu-Vce/10 - ETA E RESERVATRIOS-LOCAO.html>



Anexo VI – Planta baixa da ETA e dos reservatórios

Link para acesso: [http://www.4shared.com/office/qjvYithxba/11 - ETA E RESERVATRIO -
PLANT.html](http://www.4shared.com/office/qjvYithxba/11-_ETA_E_RESERVATRIO_-_PLANT.html)

Anexo VII – Bases e perfil do sistema de tratamento de água

Link para acesso: [http://www.4shared.com/office/vWVuX1Fbba/12-
BASES E PERFIL DO SIST DE T.html](http://www.4shared.com/office/vWVuX1Fbba/12-BASES_E_PERFIL_DO_SIST_DE_T.html)

Anexo VIII – Detalhamento da câmara de carga e dos filtros da ETA

Link para acesso: [http://www.4shared.com/office/pKEmEXT8ba/13-C-
MARA DE CARGA E FILTROS -.html](http://www.4shared.com/office/pKEmEXT8ba/13-C-MARA_DE_CARGA_E_FILTROS_.html)

Anexo IX – Desenhos da casa de química e casa de comando

Link para acesso: [http://www.4shared.com/office/0-BO0WeYba/14-
CASA DE COMANDO E DE QU-MIC.html](http://www.4shared.com/office/0-BO0WeYba/14-CASA_DE_COMANDO_E_DE_QU-MIC.html)

Anexo X – Vista e corte dos filtros, câmara de carga e reservatórios

Link para acesso: [http://www.4shared.com/office/qTNaW3kHce/15-
VISTA DOS FILTROS E RESERVA.html](http://www.4shared.com/office/qTNaW3kHce/15-VISTA_DOS_FILTROS_E_RESERVA.html)

Anexo XI – Planta baixa e corte do reservatório de irrigação

Link para acesso: [http://www.4shared.com/office/ez8U7y2Zba/16-RESERVATRIO DE IRRIGAO -
_PL.html](http://www.4shared.com/office/ez8U7y2Zba/16-RESERVATRIO_DE_IRRIGAO_-_PL.html)

Anexo XII – Rede de distribuição (planta) e detalhe da ligação domiciliar

Link de acesso: [http://www.4shared.com/office/XrhAOpbFce/17 - REDE DE DISTRIBUIO DE -
GU.html](http://www.4shared.com/office/XrhAOpbFce/17_-_REDE_DE_DISTRIBUIO_DE_-_GU.html)

