

ORIENTAÇÕES PARA PROJETOS DE ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS DE SUCO DE FRUTAS

Data de submissão: 20/09/2024

Data de aceite: 01/10/2024

João Carlos Pinto de Lima

Universidade Federal Rural do
Rio de Janeiro

<http://lattes.cnpq.br/2246424895644233>

Henrique Vieira de Mendonça

Universidade Federal Rural do
Rio de Janeiro

<http://lattes.cnpq.br/8897355054570578>

RESUMO: Este projeto apresenta diretrizes para o tratamento de efluentes da indústria de suco de frutas, que possuem uma elevada carga orgânica devido à presença de resíduos como polpa, cascas, sementes e compostos fenólicos. O Brasil, como um dos principais produtores e exportadores de suco de frutas, especialmente de suco de laranja, gera uma quantidade considerável desses efluentes, tornando essencial a implementação de sistemas de tratamento eficientes. A proposta detalha o dimensionamento e a implantação de estações de tratamento que incluem etapas como gradeamento, desarenação, peneiramento e lagoas facultativas. O tratamento visa remover de forma eficaz a matéria orgânica, o nitrogênio e o fósforo presentes nos efluentes, atendendo às

normas ambientais e evitando problemas como a eutrofização dos corpos d'água receptores. O projeto segue as orientações da legislação ambiental vigente no Brasil e utiliza metodologias consagradas, demonstrando uma alta eficiência na remoção da Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), atingindo até 97% em lagoas aeradas de mistura completa. Além disso, enfatiza-se a importância da seleção adequada dos equipamentos e das etapas de tratamento para garantir a preservação do meio ambiente e a conformidade com as exigências regulatórias. Este estudo contribui significativamente para o desenvolvimento de práticas sustentáveis na indústria de suco de frutas, promovendo um tratamento eficiente dos efluentes gerados.

PALAVRAS-CHAVE: Tratamento de efluentes, Indústria de suco de frutas, Lagoas facultativas, Remoção de matéria orgânica, Sustentabilidade ambiental.

GUIDELINES FOR WASTEWATER TREATMENT PLANT DESIGN IN THE FRUIT JUICE INDUSTRY

ABSTRACT: This project presents guidelines for treating effluents from the

fruit juice industry, which contain a high organic load due to residues such as pulp, peels, seeds, and phenolic compounds. Brazil, as one of the largest producers and exporters of fruit juice, particularly orange juice, generates a significant amount of these effluents, making the implementation of efficient treatment systems essential. The proposal includes the design and implementation of treatment plants that encompass steps like screening, grit removal, sieving, and facultative ponds. The treatment aims to effectively remove organic matter, nitrogen, and phosphorus present in the effluents, complying with environmental standards and preventing issues such as the eutrophication of receiving water bodies. The project adheres to current environmental legislation in Brazil and employs established methodologies, demonstrating high efficiency in the removal of Biochemical Oxygen Demand (BOD), achieving up to 97% in complete-mix aerated lagoons. Furthermore, the study emphasizes the importance of the proper selection of equipment and treatment stages to ensure environmental preservation and regulatory compliance. This work significantly contributes to the development of sustainable practices in the fruit juice industry, promoting the efficient treatment of the effluents generated.

KEYWORDS: Wastewater treatment, Fruit juice industry, Facultative ponds, Organic matter removal, Environmental sustainability.

1 | INTRODUÇÃO

A indústria de sucos de frutas desempenha um papel importante na economia global, contribuindo para a geração de empregos e crescimento econômico. O Brasil se destaca como um dos maiores produtores e exportadores de suco de frutas, especialmente suco de laranja, que é amplamente consumido em diversos mercados internacionais (ABIR, 2021).

Os efluentes gerados na produção de suco de frutas são conhecidos por sua elevada carga orgânica, que inclui resíduos de polpa, cascas, sementes e açúcares. Esses efluentes apresentam um alto teor de matéria orgânica dissolvida e suspensa, variações de pH devido ao processamento de diferentes tipos de frutas, e níveis significativos de nutrientes como nitrogênio e fósforo (SILVA et al., 2019). Além disso, esses efluentes podem conter compostos fenólicos e outros antioxidantes naturais presentes nas frutas, os quais podem ser prejudiciais ao meio ambiente se não tratados adequadamente (OLIVEIRA & LIMA, 2020).

A remoção de nutrientes, particularmente o nitrogênio e o fósforo, é essencial para prevenir a eutrofização dos corpos de água receptores, um fenômeno que pode causar a proliferação excessiva de algas e outros problemas ambientais (FERNANDES & ALMEIDA, 2018). O tratamento desses efluentes deve seguir a legislação ambiental vigente no Brasil (CONAMA 430/2011), que estabelece os padrões de qualidade para o descarte de efluentes em corpos de água.

Este projeto tem como objetivo fornecer orientações para a implantação de estações de tratamento de águas residuárias na indústria de sucos de frutas, com o objetivo de tratar eficazmente os efluentes gerados, preservando o meio ambiente e atendendo às normas regulatórias (DIAS, 2022).

2 | METODOLOGIA

Para o desenvolvimento deste trabalho, utilizou-se os seguintes dados preliminares: O processamento de cítricos consome 9 m³ de água por tonelada processada. Demanda Química de Oxigênio (DQO) – 2047 mg/L; Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) – 1620 mg/L; Nitrogênio total (Nt) – 68,9 mg/L; Fósforo total (Pt) – 26,6 mg/L (Morais *et al.*, 2020). A equalização foi considerada com distribuição uniforme em 24 horas. Quantidade de frutas – 100 toneladas; Vazão diária – 900 m³/dia; Vazão média – 37,5 m³/h (10,42 L/s ou 0,0104 m³/s); Vazão máxima – 75 m³/h (20,83 L/s ou 0,0208 m³/s).

Para dimensionamento das etapas de tratamento foram utilizadas equações dos autores: Nunes (2010); Metcalf e Eddy (2016) e Von Sperling (1996, 2009).

2.1 Gradeamento

O gradeamento tem como principal função remover resíduos sólidos grosseiros como galhos, plásticos e outros materiais suspensos que possam obstruir tubulações e comprometer o tratamento. Nesta seção, adotamos uma barra fina com seções de espaçamento entre barras (**a**) de 20 mm e espessura da barra (**t**) de 6,35 mm, conforme sugerido por Nunes (2010), cujo trabalho é a base para todas as Equações apresentadas. O memorial de equação e dimensionamento da grade é apresentado a seguir:

A Eficiência de Remoção (**E**) da grade é dada pela equação 1:

$$E = \frac{a}{t + a} \quad (\text{Equação 1})$$

onde '**a**' representa o espaçamento entre barras em mm e '**t**' a espessura da barra em mm.

A Área Útil da Grade ($A_{u'}$) é calculada pela equação 2:

$$A_{u' til} = \frac{Q_{máx}}{v} \quad (\text{Equação 2})$$

onde '**Q_{máx}**' representa a vazão máxima de projeto em m³/s e '**V**' a velocidade de escoamento do efluente em m/s. Será adotada a velocidade de escoamento de 0,6 m/s, um valor usual para projetos.

A Área Total da Grade (A_t) é calculada por meio da equação 3:

$$A_t = \frac{A_u}{E} \quad (\text{Equação 3})$$

onde '**A_u**' representa a área útil da grade em m² e '**E**' a eficiência de remoção em %.

A Largura do canal (**L**) em que a grade estará acoplada é calculada por $L = \frac{A_t}{h_{máx}}$ (Equação 4), onde '**A_t**' representa a área total da grade em m² e '**h_{máx}**' a altura máxima de lâmina de água que antecede o rebaixo (Calha Parshal).

A Velocidade máxima (**V_{máx}**) é calculada pela equação $V_{máx} = \frac{Q_{máx}}{A_u}$ (Equação 5),

onde ' $Q_{m\acute{a}x}$ ' representa a vazão máxima de projeto em m³/s e ' A_u ' a área útil da grade em m².

A equação para a Perda de Carga (h_f) é calculada por:

$$h_f = 1.43 \times \frac{V^2 - v^2}{2 \times g} \text{ (Equação 6);}$$

Onde ' V ' é a velocidade do escoamento do efluente entre as barras em m/s, ' v ' é a velocidade do escoamento do efluente a montante da grade em m/s, e ' g ' é a aceleração da gravidade, que é aproximadamente 9,8 m/s².

A equação 6, estabelece as Velocidades de Escoamento do Efluente (V) e a montante da grade (v), que são determinadas pelas equações 7 e 8.

Levando em consideração uma obstrução de **50%** na grade, a Velocidade de Escoamento (V) é o dobro da Velocidade de Projeto (V_o). Portanto, temos que **$V=2 \times V_o$** (Equação 7), onde V_o é definido como 0,6 m/s; e a Velocidade de Escoamento do Efluente à Montante da grade, **$V = V_o \times E$** (Equação 8).

Substituindo os valores encontrados, em seguida, dimensiona-se o Comprimento da grade (x) por:

$$x = \frac{hv}{\text{sen } 45^\circ} \text{ (Equação 9);}$$

Onde, $h_v = h_{m\acute{a}x} + h_f + D + h_{prof}$ no qual **D** é o diâmetro da tubulação que transporta o efluente até a grade (adotado 0,25, para este dimensionamento) e h_{prof} é a profundidade (adotada 0,10). Assim, calcula-se:

$$h_v = h_{m\acute{a}x} + h_f + 0,25 + 0,10 \text{ (Equação 10).}$$

A Quantidade de Barras (n), calcula-se por $n = \frac{b}{a+t}$ (Equação 11).

Onde, **b** : largura do canal – mm; **t** : espessura da barra de 6,35mm; **a** : espaçamento entre barras de 20 mm. E o dimensionamento do Espaçamento entre as Barras (**e**) e a Lateral do Canal do projeto (para 7 Barras), dá-se por $e = b - [n \times t (n-1)] \times a$ (Equação 12). Onde, **b** : largura do canal – mm; **t** : espessura da barra de 6,35mm; **a** : espaçamento entre barras de 20 mm.

2.2 Desarenador

O procedimento de desarenação, destinado à eliminação de partículas como areia, argila e silte do efluente, baseia-se nas equações de 13 a 18. Nesta seção, todas as equações são fundamentadas no trabalho de Metcalf e Eddy (2016).

A Vazão de Pico (Q_{pic}) para a caixa de areia com vazão diária é calculada por:

$$Q_{pic} = Q_{m\acute{a}x} \times \text{Fator de pico (2,75)} \text{ (Equação 13).}$$

Para determinar o Volume da caixa de areia (V_{caixa}), que contém duas câmaras de retenção e tem um período médio de retenção de 3 minutos, usa-se $V_{caixa} = 0,5 \times Q_{pic} \times t$.

Onde, Q_{pic} é a vazão de pico, em m^3/s ; e t é o tempo de retenção média, em segundos.

A largura e a profundidade da caixa de areia são estabelecidas como 2 m, mantendo uma proporção de 1:1, conforme definido pela Equação do Comprimento da caixa de areia (**B**):

$$B = \frac{V_{caixa}}{largura \times profundidade} \text{ (Equação 15).}$$

O tempo médio de retenção (t) em cada caixa de areia é calculado pela Equação $t = \frac{V_{caixa}}{\frac{Q_{m\acute{a}x}}{2}}$ (Equação 16), onde V_{caixa} é o volume da caixa em m^3 e $Q_{m\acute{a}x}$ é a vazão máxima de projeto em m^3/s .

A Equação para dimensionar a Quantidade de Ar necessária (**AR**), considerando a inserção de $0,3 \text{ m}^3/\text{min.m}$ de comprimento de ar, é

$$AR = B \times Ar \text{ inserido} \text{ (Equação 17).}$$

Onde, **B** é o comprimento da caixa, em metros.

Por fim, o Volume Diário de Areia (V_{areia}) é assumido com um fator de disposição de areia de $0,05 \text{ m}^3/103 \text{ m}^3$, conforme definido por

$$V_{areia} = Q_{m\acute{a}x} \times 86400 \frac{s}{dia} \times 0,05 \text{ m}^3/10^3 \text{ (Equação 18).}$$

2.3 Medidor de vazão – Calha Parshal

O Medidor de Vazão Calha Parshal (MVCP) é uma estrutura com calha de design específico que inclui seções convergente, garganta e divergente. Sua função é regular o fluxo e aferir a altura da água. Com base nas vazões média e máxima definidas, seleciona-se o MVCP adequado. Para a vazão média – $37,5 \text{ m}^3/\text{h}$ ($10,42 \text{ L/s}$ ou $0,0104 \text{ m}^3/\text{s}$) e vazão máxima de projeto de $75 \text{ m}^3/\text{h}$ ($20,83 \text{ L/s}$ ou $0,0208 \text{ m}^3/\text{s}$), será escolhida a calha Parshall ideal do catálogo Nivetec com uma largura de garganta (W) que suporte essa vazão.

2.4 Peneira Estática

O peneiramento remove sólidos suspensos maiores que $0,25 \text{ mm}$ das águas residuárias. Para dimensionar peneiras estáticas, recomenda-se consultar catálogos de fabricantes. É essencial confirmar as dimensões da peneira com o fabricante, indicando o tipo de água residuária e a abertura da malha a ser utilizada, conforme Nunes (2010) sugere. Neste projeto, a peneira estática será selecionada do catálogo da Hidrosul. A peneira estática ideal deve suportar a vazão prevista, com base na área filtrante e na taxa de aplicação adequadas. A taxa de aplicação é calculada pela equação:

$$TA = \frac{\text{Área Filtrante (m}^2\text{)}}{\text{Vazão (m}^3\text{/h)}} \text{ (Equação 19).}$$

2.5 Lagoas Facultativas

Nesta seção, todas as equações são embasadas na obra de VON SPERLING (1996), que caracteriza as Lagoas facultativas como a forma mais básica dos sistemas de lagoas de estabilização. Método que envolve a retenção de esgotos por um período suficiente à estabilização natural da matéria orgânica, trazendo tanto vantagens quanto desvantagens devido à predominância de fenômenos naturais. Com uma estrutura de fácil construção, custos operacionais inferiores e eficiência compatível, em comparação com outras técnicas de tratamento.

A carga orgânica em uma lagoa de estabilização pode ser calculada utilizando a equação que relaciona a Demanda Bioquímica de Oxigênio (**DBO**) e a vazão do efluente (**Q**), expressa em kg/dia:

$$\text{Carga} \left(\frac{\text{kg}}{\text{dia}} \right) = \frac{\text{DBO (mg/L)} \times Q \text{ (m}^3\text{/h)}}{1000 \text{ g/kg}} \text{ (Equação 20).}$$

A área superficial da lagoa é determinada pela relação entre a carga (**L**) em kg/d e a taxa de aplicação **L_s** de acordo com a equação $A = \frac{L}{L_s}$ (Equação 21).

Recomenda-se uma taxa de aplicação de 240 a 350 kgDBO5/ha·dia para condições de inverno quente com elevada insolação, e de 120 a 240 kgDBO5/ha·dia para inverno com insolação moderada.

Para este estudo, foi adotada uma temperatura média de 19,5 °C, correspondente à média registrada na região do bairro de Tinguá, que se localiza dentro da Reserva Biológica do Tinguá, no município de Nova Iguaçu-RJ, conforme dados do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET, 2024).

Para o tratamento de esgotos domésticos, os valores de profundidade variam de 1,5 a 2 metros. No entanto, para a água residuária de abatedouro de bovino, será adotada uma profundidade de 4 metros.

O volume resultante (**V**) é calculado pela multiplicação da área (**A**) pela altura (**H**), de acordo com a equação $V=A \times H$ (Equação 21). O valor de **V** é dado em metros cúbicos (m³). O tempo de retenção (**Tr**) foi definido conforme recomendado por Von Sperling (1996). A estimativa de DBO solúvel (**S**) em mg/L é calculada utilizando a equação

$$S = \frac{\text{DBO (mg/L)}}{1+K \times T} \text{ (Equação 22), onde o coeficiente de remoção de DBO (K) é igual a } 0,30 \text{ d}^{-1} \text{ e T é a temperatura.}$$

Para a estimativa da DBO particulada, considera-se a concentração de sólidos suspensos no efluente igual a 100 mg/L. Para cada 1 mg/L de sólidos suspensos, há uma DBO_s de 0,4 mg/L, adotando-se um valor no intervalo de 0,3 a 0,4 mg/L.

A DBO_5 particulada é calculada pela equação **$DBO_5 \text{ particulada} = (DBO_5/\text{mg SS}) \times 100 \text{ mg/L}$** (Equação 23). A DBO total é a soma da DBO_5 solúvel com a DBO_5 particulada, conforme a equação **$DBOT = DBO_5 \text{ solúvel mg/L} + DBO_5 \text{ particulada mg/L}$** (Equação 24). A eficiência de remoção (%) é calculada com base na equação

$$E = 100 \frac{(S_0 - S)}{S_0}$$
 (Equação 25), onde S_0 é a concentração de DBO do afluente e S é a concentração de DBO solúvel.

Para as dimensões da lagoa facultativa neste estudo, considera-se duas lagoas em paralelo. A área das lagoas é determinada pela equação:

$$A = L \times B = (2,5B) \times B \text{ (Equação 26);}$$

Onde a espessura de operação e a acumulação são desprezíveis em relação à profundidade de 2 metros, conforme VON SPERLING (1996).

2.6 Lagoa Facultativa Aerada

VON SPERLING (1996) sugere que o tempo de retenção (T_r) deve ser mantido entre 5 e 10 dias. Neste contexto, optamos por um tempo de retenção de 8 dias. A profundidade (H) pode variar entre 2,5 a 4 metros, e neste caso, escolhemos 3 metros. A concentração de DBO no efluente foi estimada somando a DBO solúvel e a DBO particulada, conforme expresso na equação:

$$DBO_{total} = DBO_{soluvel} + DBO_{particulada} \text{ (Equação 27).}$$

Para a estimativa da **DBO Solúvel** (em mg/L), utilizamos um valor de coeficiente **K** que pode variar de 0,6 a 0,8 d à 20 °C, conforme a equação

$$S = \frac{DBO(mg/L)}{1 + K \times t}$$
 (Equação 28), proposta por ARCEIVADA (1981), onde t representa o tempo de retenção hidráulica.

A DBO particulada foi calculada de acordo com a equação **$DBO_5 \text{ particulada} = (DBO_5/\text{mg SS}) \times 100 \text{ mg/L}$** (Equação 29) e a DBO total conforme a equação 27, resultando na DBO total do efluente em mg/L.

O volume necessário (**V**) é determinado pela equação $V = t \times Q$ (Equação 30), onde t é o tempo de detenção e **Q** é a vazão média do efluente, resultando em um valor para **V** em m3. A área necessária (**A**) é determinada pela razão entre o volume (**V**) e a altura (**H**), conforme a equação $A = \frac{V}{H}$ (Equação 31).

O requisito de oxigênio (**Ro**) é determinado pela equação:

$$Ro = \frac{a \times Q \times (S_0 - S)}{1000 \text{ g/kg}} \text{ (Equação 32);}$$

Onde **Ro** é dado em $\text{kg}_{O_2/h}$. O Requisito de Energia considera a eficiência de remoção padrão (**Eo**) e deve estar no intervalo de 1,5 a 2,0 $\text{kg}_{O_2/kwh}$, conforme a equação

$$Eo_{campo} = 0.60 \times (kg_{O_2/kwh}) \text{ (Equação 33).}$$

A potência necessária é determinada pela relação entre o **RO** e a **Eocampo**, conforme a equação $Pot = \frac{Ro}{EO\ campo} = \frac{(kg_{O_2}/h)}{kg_{O_2}/kwh}$ (Equação 34). O valor final é dado em kw e deve ser convertido para CV.

Para determinar a densidade de potência, utilizamos a equação $\varphi = \frac{Pot}{v} = \frac{(W)}{(m^3)}$ (Equação 35), que expressa a razão entre a Potência (**Pot**) em W e o Volume (**v**) em m3, resultando na densidade de potência em w/m3.

Por fim, a densidade das partículas deve ser suficiente para manter os sólidos em suspensão. Para determinar as dimensões das lagoas, é necessário utilizar 2 lagoas em paralelo.

2.7 Lagoa aerada de mistura completa (LAMC)

O tempo de retenção hidráulica, que se refere à permanência das moléculas líquidas no reator, deve ser igual ao tempo de retenção celular, ou seja, a permanência das células bacterianas no reator. Este tempo varia entre 2 a 4 dias. A profundidade (**H**) pode variar de 2,5 a 4,5 metros.

A concentração de biomassa é calculada por $Xv = \frac{y+(So-S)}{1+kd \times t}$ (Equação 36);

Onde **Xv** representa a concentração de biomassa (em mg/L), **Kd** é o coeficiente de decaimento bacteriano (mgXv/mgDBO) e **Y** é o coeficiente de produção celular (d⁻¹).

Coeficientes	Unidade	Faixa	Valor típico
kd	d ⁻¹	0,03 – 0,08	0,06
Y	mgXv/mgDBO	0,4 – 0,8	0,6

Tabela 1. Valores de coeficiente de kd e Y.

Fonte: Metcalf e Eddy (1991).

A **DBO solúvel** é estimada usando a equação $S = \frac{So(mg/L)}{1+K \times Xv \times t}$ (Equação 37).

A lagoa tem um coeficiente de remoção mais alto em comparação com outras lagoas, devido à maior concentração de bactérias. O valor de **K** varia de 1 a 1,5 d⁻¹.

Para ajustar o valor de **K** para a temperatura real da água (**K_T**), usamos $k_T = k_{20} \times \theta^{(T-20)}$ (Equação 38). Nesta equação, **K_T** é o coeficiente de remoção de DBO em qualquer temperatura de líquido, **K₂₀** é o coeficiente de remoção na temperatura de 19,5 °C e **θ** é o coeficiente de temperatura, que é 1,05 segundo Silva & Mara (1979).

A DBO particulada ($DBO_{part} = 0,4 \text{ a } 0,6 \text{ mg/mgXv}$) do efluente é calculada com base na relação com os sólidos em suspensão voláteis. Em lagoas aeradas, a concentração de sólidos em suspensão voláteis e totais varia de 0,7 a 0,8.

Assim, a DBO particulada pode ser determinada a partir dos sólidos em suspensão totais, resultando na junção das duas ultimas relações em um valor de DBOpart entre 0,3 e 0,6 mg/mgss.

A eficiência de remoção (%) é calculada pela equação 25. O requisito de oxigenação é determinado pela equação 32. O requisito de energia considera a Eficiência de remoção padrão (Eo campo), conforme $Eo_{campo}=0,60 \text{ (kg}_{02/kwh}\text{)}$ (Equação 39). O requisito de energia deve estar no intervalo de 1,5 a 2,0 $\text{kg}_{02/kwh}$.

3 | RESULTADOS

3.1 Gradeamento

De acordo com a norma NBR 12209:2011 (tabela 2), as grades são classificadas com base no espaçamento entre as barras, que deve estar entre 10 e 100 mm para garantir a manutenção adequada do sistema e selecionar o espaçamento mais apropriado para o tratamento. Nunes (2008) destaca a importância de adotar uma velocidade específica para o efluente em tratamento, recomendando uma faixa entre 0,4 e 0,75 m/s. Além disso, a inclinação das grades, que deve variar entre 30° e 60°, é crucial para a escolha do tipo de grade, facilitando a remoção dos sólidos retidos e otimizando a manutenção do sistema.

Classificação da Grade	Espaçamento (mm)	Seção da Barra (mm)	Inclinação (°)
Fina	10 a 20	6,35 x 38,10 7,9 x 38,10 9,52 x 38,10	30 a 45
Média	20 a 40	7,94 x 50,8 9,52 x 38,10 9,52 x 50,8	30 a 45
Grossa	40 a 100	9,52 x 63,5 9,52 x 50,8 12,7x38,10 12,7x50,8	45 a 60

Tabela 2. Espaçamento entre barras.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 12209:2011 e Nunes (2010) pelos autores, 2024.

As especificações iniciais do gradeamento adotado estão apresentadas na Tabela 3.

Tipo de Grade Adotada no Projeto	Espaçamento (mm)	Seção da Barra (mm)	Inclinação (°)
Grade Fina	20	6.35 x 38.10	45

Tabela 3. Especificações da grade adotada.

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 12209:2011 e Nunes (2010) pelos autores, 2024.

Com base nessas especificações, foi possível determinar o dimensionamento apresentado na Tabela 4.

Parâmetro	Valor
Eficiência de remoção	75 %
Área útil da grade	0.035 m²
Área total da grade	0,046 m²
Largura do canal	178 mm
Velocidade máxima	0.59 m/s
Velocidade de escoamento entre barras	1.2 m/s
Velocidade de escoamento do efluente a montante da grade	0.45 m/s
Perda de carga	0.09 m
Comprimento da grade	0,99 m ou 990 mm
Quantidade de barras	7
Espaçamento entre barras e a lateral do canal do projeto	13 mm

Tabela 4. Dimensionamento da grade.

A seguir, é apresentado o projeto da grade a ser utilizada neste tratamento (Figura 1).

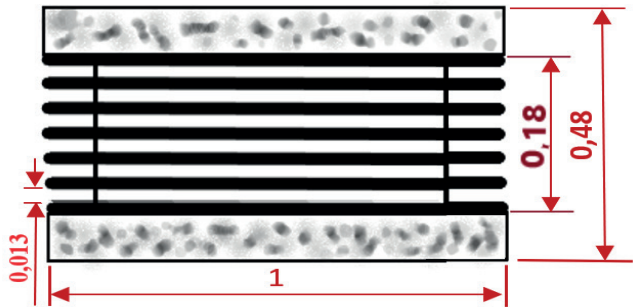


Figura 1: Gradeamento vista superior

3.2 Desarenador

As velocidades mínima e máxima das caixas de areia são definidas pela ABNT NBR 12209:2011 e por Metcalf e Eddy (2016). Esses valores são cruciais para assegurar o funcionamento eficiente e adequado desta fase do tratamento de efluentes. O dimensionamento resultou nos valores apresentados na Tabela 5.

Parâmetro	Valor
Vazão de pico	0,0572 m³/s
Volume de cada caixa de areia	5,1 m³
Comprimento da caixa de areia	1,3 m
Profundidade da caixa de areia	2 m
Tempo de retenção em cada caixa de areia	8,2 min
Ar requerido para a caixa de areia	0,4 m³/min
Quantidade de areia depositada no dia	0,09 m³/dia

Tabela 5. Dimensionamento do desarenador aerado.

O projeto do desarenador aerado utilizado neste tratamento está ilustrado na Figura 2.

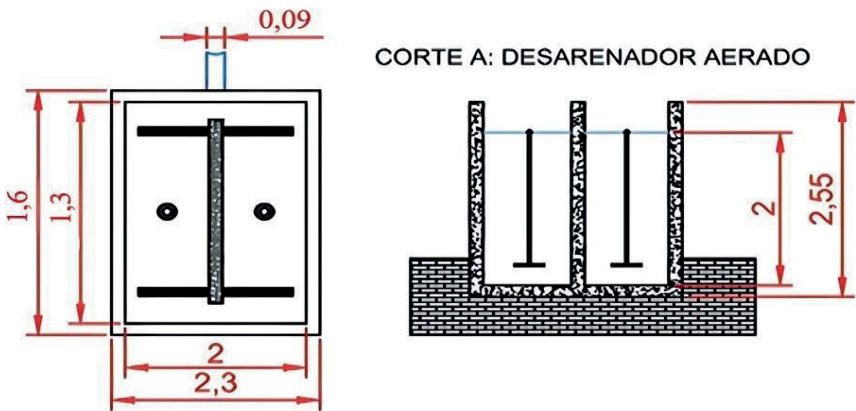


Figura 2. Desarenador aerado.

3.3 Calha Pershal

Para a seleção da calha desta planta, foi utilizado o modelo Parshal Nivetec, que possui uma largura de garganta de 3 polegadas (76,2 mm) e é adequado para uma vazão máxima de 75 m³/h (0,0208 m³/s), com uma altura máxima da lâmina de água de 259 mm. O modelo pode ser adquirido conforme especificado no catálogo técnico da Nivetec (2023).

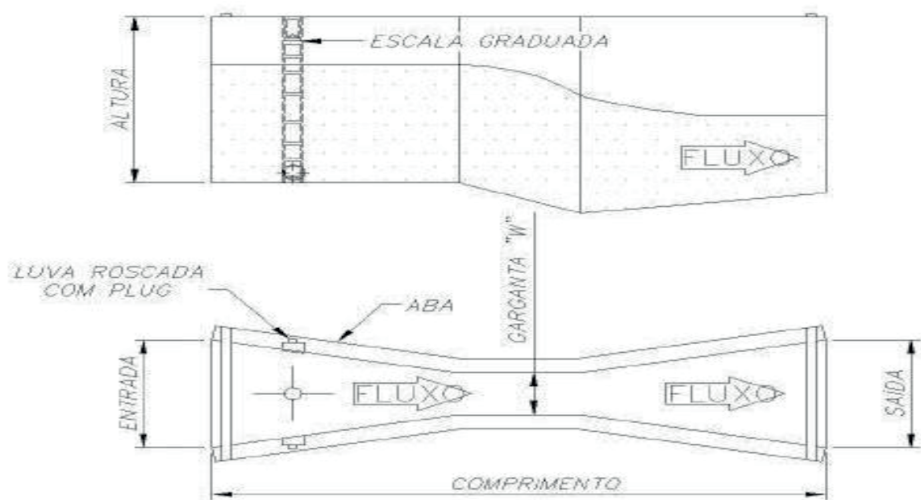


Figura 3. Representação Esquemática da Calha Parshall.

3.4 Peneira estática

O modelo **PE 1000** da empresa Hidrosul é o ideal para este projeto, pois sua capacidade de vazão (102 m³/h) é maior que a vazão necessária (75 m³/h), e sua área filtrante (1,00 m²) é suficiente para suportar a taxa de aplicação calculada de 0,75 m². Este modelo é adequado em termos de eficiência e capacidade, garantindo a retenção dos sólidos em suspensão sem sobrecarregar o sistema. Detalhes adicionais podem ser encontrados na ficha técnica da empresa Hidrosul (2020).

Modelo	Vazão Máxima (m³/h)	Área Filtrante (m²)	Tx de Aplicação (m³/h/m²)	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Profundidade (mm)	Altura Entrada (mm)	Altura Saída (mm)	Flange Entrada / Saída	Abertura (mm)
PE 500	50	0,50	100	605	1252	1692	204	1329	4"/4"	10
PE 1000	102	1,00	102	1105	1252	1692	229	1329	4"/6"	19
PE 1500	152	1,50	101,33	1605	1252	1692	254	1354	6"/8"	29
PE 2000	202	2,00	101	2105	1252	1692	254	1354	2x6"/2x8"	39
PE 2500	252	2,50	100,8	2605	1252	1692	254	1354	2x6"/2x8"	48
PE 3000	302	3,00	100,67	3105	1252	1692	279	1379	2x8"/2x10"	58

Tabela 6. Dimensionamento da Peneira Estática Hidrosul.

Fonte: Adaptado de Hidrosul (2020), pelos autores, 2024.

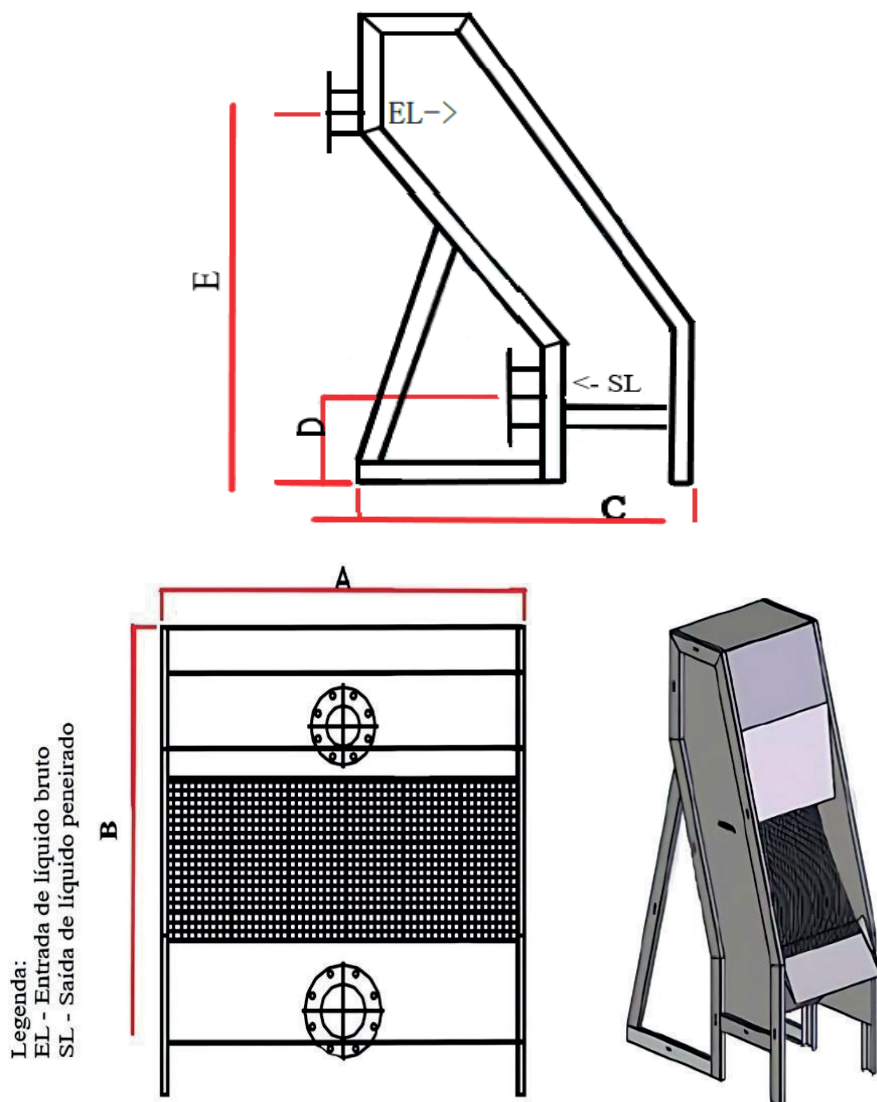


Figura 4. Representação esquemática Peneira estática.

Modelo	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)
PE 1000	1105	1692	1252	229	1329

Tabela 7. Dimensões do modelo ideal para este projeto.

Fonte: Adaptado de Hidrosul (2020), pelos autores, 2024.

3.5 Lagoas facultativas

Em termos gerais, as lagoas de estabilização demonstram uma notável eficiência no tratamento, particularmente no que se refere à remoção de DBO, onde a eficiência típica

varia de 75% a 95%. Para as condições que trabalhamos, a remoção de DBO apresentou eficiência de remoção de 83% (Tabela 8).

Variáveis	Total
Carga orgânica de entrada	121,50 kg/dia
Área Superficial	5.000 m²
Profundidade	4 m
Volume resultante	20.000 m³
Estimativa do DBO solúvel	236,50 mg/L
DBO particulada	40 mgDBO ₅ /L
DBO Total	276,50 mg/L
Área requerida	0,50 ha
Dimensões da lagoa para duas lagoas em paralelo	B = 45m L = 90 m
Espessura de Operação	2 m
Número de Lagoas	2

Tabela 8: Dimensionamento de lagoa facultativa.

A eficiência de remoção de DBO observada está de acordo com os resultados de Von Sperling (1996), que constatou que esse tipo de lagoa pode alcançar uma eficiência de remoção de até 90%. A Figura 5 apresenta a representação esquemática da lagoa facultativa.

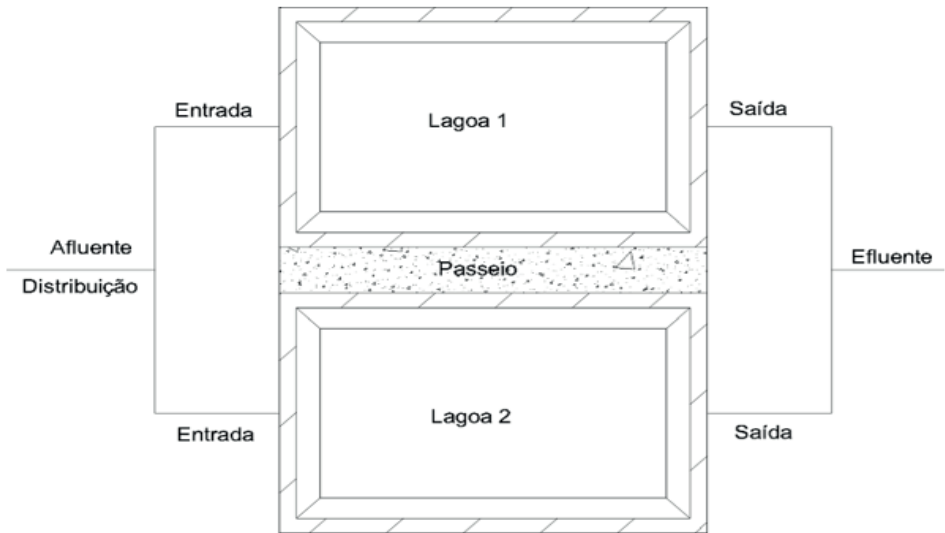


Figura 5: Representação Esquemática da Lagoa Facultativa.

Os mecanismos de remoção de DBO neste sistema de Lagoa Aerada Facultativa são comparáveis aos encontrados em uma lagoa facultativa tradicional sem aeração. No

entanto, a inclusão de aeradores mecânicos fornece oxigênio, permitindo uma redução na área necessária para a implantação. No exemplo analisado, a eficiência de remoção alcançada foi de 80%, conforme os critérios estabelecidos para lagoas de estabilização.

Parâmetro	Valor
Vazão dia	900 m³/dia
Vazão hora	37,5 m³/h
Temperatura	19,5°C
Tempo de retenção	8 dias
Profundidade	3 m
Volume requerido	14.400 m³
Estimativa do DBO solúvel no efluente	283,2 mg/L
DBO particulada	32 mg/L
Estimativa de concentração de DBO no efluente	315,2 mg/L
Eficiência de remoção	80%
Requisitos de oxigênio	100,25 kgO ₂ /h
Requisitos de energia	1,1 kgO ₂ /kWh
Potência requerida	124 CV
Aeradores	aeradores de 25 CV
Área requerida	0,48 ha
Dimensões da lagoa	L = 78 m; B = 31 m
Densidade de potência	6,32 W/m³

Tabela 9. Dimensionamento de lagoa facultativa aerada.

Na lagoa facultativa aerada (Figura 6), a matéria orgânica presente nos despejos é estabilizada, sendo parcialmente convertida em material mais estável na forma de células de algas e parcialmente transformada em produtos inorgânicos finais que são removidos com o efluente (Mendonça, 2000).

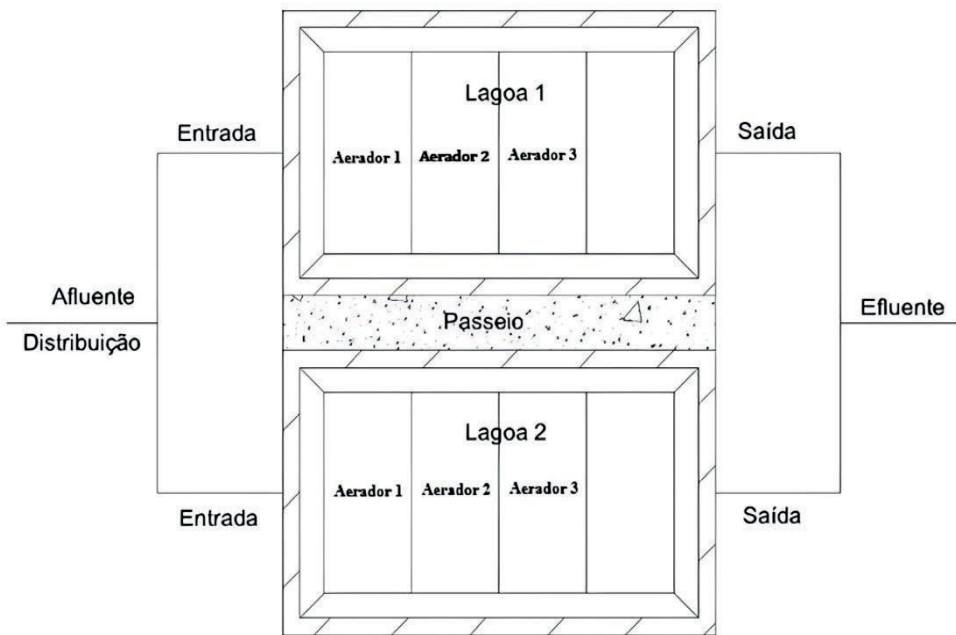


Figura 6: Representação Esquemática da Lagoa Facultativa Aerada.

Na Lagoa Aerada de Mistura Completa (Figura 7), a maior energia por unidade de volume mantém os sólidos, especialmente a biomassa, suspensos no líquido. Isso aumenta a concentração de bactérias, melhorando a eficiência de remoção de DBO e permitindo um volume menor em comparação aos modelos anteriores. Neste estudo, a eficiência de remoção de DBO foi de 97%, superando os 80% obtidos na lagoa facultativa aerada.

Parâmetro	Valor
Vazão dia	900 m³/dia
Vazão hora	37,5 m³/h
DBO efluente	294,5 mg/L
Temperatura	19,5 °C
Tempo de retenção	3 dias
Profundidade	2.5 m
Volume requerido	5.400 m³
Concentração de biomassa	797,4 mg/L
Estimativa do DBO solúvel no efluente	51,7 mg/L
DBO particulada	478,4 mg/L
Eficiência de remoção	97%
Requisitos de oxigênio	141,16 kgO2/h
Requisitos de energia	1,1 kgO2/kWh
Potência requerida	174,4 CV

Parâmetro	Valor
Aeradores	4 aeradores de 50 CV
Área requerida	0,216 ha
Dimensões da lagoa	L = 73,5 m; B = 29,4 m
Densidade de potência	23,8 W/m³

Tabela 10. Dimensionamento de Aerada de mistura completa.

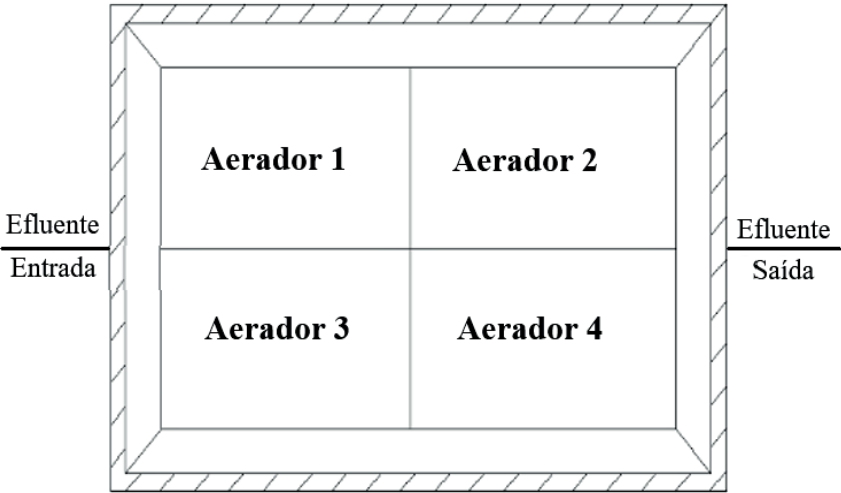


Figura 7: Representação Esquemática da Lagoa Aerada de Mistura Completa.

VON SPERLING (1996) afirma que “em “lagoas facultativas e aeradas, a eficiência de remoção de nitrogênio situa-se entre 30 e 50% e fósforo é inferior a 35%”. Neste projeto, foram adotados valores de eficiência, estabelecendo uma remoção de 50% para NT e 35% para PT no tratamento do efluente. Antes da execução das estratégias de remoção, as concentrações de Nitrogênio Total (NT) e Fósforo Total (PT) no efluente estavam em 68,9 mg/l e 26,6 mg/l, respectivamente. Ao aplicar a metodologia previamente descrita, conseguimos obter uma remoção significativa de 34,45 mg/l para NT e 9,31 mg/l para PT, onde o nível de NT no efluente é reduzido de 68.9 mg/L para 34.45 mg/L e %, o nível de PT no efluente é reduzido de 26.6 mg/L para 17.29 mg/L.

4 | CONCLUSÃO

A partir dos dados coletados durante a avaliação deste projeto de tratamento de águas residuárias de suco de frutas, é possível concluir que a estratégia sequencial sugerida demonstrou uma efetividade notável na eliminação de vários componentes, como a Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO), Nitrogênio Total (NT) e Fósforo Total (PT). Dentre lagoas analisadas, a lagoa aerada de mistura completa se destaca, apresentando uma eficiência de remoção de 97% da DBO₅ presente no efluente.

REFERÊNCIAS

ABIR. (2021). Associação Brasileira das Indústrias de Refrigerantes e de Bebidas Não Alcoólicas. Relatório anual.

DIAS, R. (2022). Tratamento de águas residuárias: Processos físicos e biológicos. *Revista de Tecnologia Ambiental*, 11(1), 45-60.

FERNANDES, R., & ALMEIDA, V. (2018). Impacto dos nutrientes na eutrofização de corpos de água. *Journal of Environmental Management*, 34(3), 345-352.

HIDROSUL. Ficha técnica: peneira estática PE 1000. Canoas: Hidrosul, 2020. Disponível em: https://www.hidrosul.com.br/wp-content/uploads/2020/04/FichaTecnica_PeneiraEstatica_r1.pdf. Acesso em: 10 set. 2024.

IBGE. (2022). Cidades e Estados: Nova Iguaçu. Disponível em: IBGE Nova Iguaçu. Acesso em: 2024.

INMET. (2023). Normais Climatológicas do Brasil. Disponível em: INMET Meteogramas. Acesso em: 2024.

Lima, J. C. P. (2022). Dimensionamento de um sistema de tratamento de esgotos para o distrito de Tinguá localizado em Nova Iguaçu-RJ. *Revista Episteme Transversalis*, 13(3), 132-168.

METCALF E EDDY, Inc. (1991) Wastewater Engineering: Treatment, Disposal, and Reuse. 3ª Edição, McGraw-Hill, Inc., Singapura.

METCALF; EDDY. Tratamento de Efluentes e Recuperação de Recursos. 5. ed. Porto Alegre: AMGH Editora Ltda, 2016

MORAIS, N. W. S.; COELHO, M. M. H.; SILVA, F. S. S.; PEREIRA, E. L.; SANTOS, A. B. Caracterização físico-química e determinação de coeficientes cinéticos aeróbios de remoção da matéria orgânica de águas residuárias agroindustriais. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, Rio de Janeiro, v. 25, n. 3, p. 489-500, maio/jun. 2020. Disponível em: <https://www.scielo.br/j/esa/a/f9SQHmr5JRtkB3Sym9KRj5C/?format=pdf>. Acesso em: 21 maio de 2024.

NIVETEC. Catálogo técnico: calha Parshal S120. São Paulo: Nivetec, 2023. Disponível em: https://www.nivetec.com.br/arquivos/Catalogo_Nivetec_S120_Nivetec.pdf. Acesso em: 10 set. 2024.

NUNES, José Alves. Tratamento biológico de águas residuárias. 3 ed. Aracaju, SE: Gráfica Editora J. Andrade, 2012. 277 p.

NUNES, José Alves. Tratamento físico-químico de águas residuárias industriais. 4.ed. Aracaju, SE: Gráfica Editora J. Andrade, 2010. 298 p.

OLIVEIRA, P., & LIMA, T. (2020). Compostos fenólicos em efluentes da produção de suco de frutas. *Química Nova*, 43(5), 567-572.

SILVA, M., SOUZA, J., & CARVALHO, A. (2019). Caracterização e tratamento de efluentes da indústria de suco de frutas. *Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental*, 23(2), 135-142.

SPERLING, Von. Princípios do tratamento biológico de águas residuárias: Volume 3. 2. ed. ampliada. Belo Horizonte: Editora UFMG, 1996.