



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

PAULO COELHO DE ALCANTARA

CINÉTICA DE REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA E COLIFORMES
TERMOTOLERANTES EM LAGOAS FACULTATIVAS

FORTALEZA

2019

PAULO COELHO DE ALCANTARA

CINÉTICA DE REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA E COLIFORMES
TERMOTOLERANTES EM LAGOAS FACULTATIVAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Saneamento Ambiental

Orientador: Prof. Dr. Fernando José Araújo da Silva

FORTALEZA

2019

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

A32c Alcantara, Paulo Coelho de.
Cinética de Remoção de Matéria Orgânica e Coliformes Termotolerantes em Lagoas
Facultativas / Paulo Coelho de Alcantara. – 2019.
61 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Saneamento Ambiental, Fortaleza, 2019.
Orientação: Prof. Dr. Fernando José Araújo da Silva.

1. Lagoas de Estabilização. 2. Remoção de poluentes. 3. Critérios de projeto de lagoas de
estabilização. I. Título.

CDD 628

PAULO COELHO DE ALCANTARA

CINÉTICA DE REMOÇÃO DE MATÉRIA ORGÂNICA E COLIFORMES
TERMOTOLERANTES EM LAGOAS FACULTATIVAS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de Concentração: Saneamento Ambiental

Aprovada em: 30 de Agosto de 2019

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Fernando José Araújo da Silva (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Ronaldo Stefanutti
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. José Maria Brabo Alves
Universidade Estadual do Ceará (UECE)

A Deus, por guiar o meu caminho
Aos meus pais
que foram companheiros em todas as horas
Aos meus irmãos que sempre estiveram ao meu lado
A minha esposa e filha que dão sentido a minha
vida
Aos meus amigos por sempre me apoiar e
ajudar.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Fernando José Araújo da Silva , amigo e orientador de todas as etapas deste trabalho.

A minha família, pela confiança e motivação e em especial Maria de Lourdes Alcantara minha mãe.

A minha esposa Taís e minha filha Ana Beatriz que me deram apoio, incentivo nas horas mais difíceis, de desânimo e cansaço.

Aos amigos e colegas, pela força e pela vibração em relação a esta jornada.

Aos professores do programa de mestrado DEHA da UFC pela concessão de informações valiosas para a realização deste estudo.

Aos colegas de Curso, pois juntos trilhamos uma etapa importante de nossas vidas e em especial ao colega e amigo Allan Clemente de Sousa.

Aos professores Sávio Macambira, Eduardo Galdino e Vânia Gomes que sempre me incentivaram a estudar mais para dar maior qualidade à minha Dissertação.

A todos que, com boa intenção, colaboraram para a realização e finalização deste trabalho.

Aos meus pais, irmãos e sobrinhos, que nos momentos de minha ausência dedicados ao estudo superior, sempre fizeram entender que o futuro é feito a partir da constante dedicação no presente.

Agradeço a todos os professores por me proporcionar o conhecimento não apenas racional, mas a manifestação do caráter e afetividade da educação no processo de formação profissional, por tanto que se dedicaram a mim, não somente por terem me ensinado, mas por terem me feito aprender.

E à Fundação Cearense de Apoio ao Desenvolvimento (Funcap), na pessoa do Presidente Tarcísio Haroldo Cavalcante Pequeno pelo financiamento da pesquisa de mestrado via bolsa de estudos.

“E no momento de uma polêmica em que sentimos raiva, já deixamos de lutar pela verdade e começamos a brigar com nós mesmos.”

(Sidarta Gautama)

RESUMO

O presente estudo surge da necessidade de discutir e integrar melhor os parâmetros de projeto, de maneira a representar o comportamento real dos sistemas de tratamento através de lagoas de estabilização com maior precisão. As lagoas de estabilização são largamente utilizadas em todo o mundo para o tratamento de águas residuais de efluentes domésticos e industriais. O sistema é tradicionalmente composto por lagoas em série (anaeróbias, facultativas e de maturação), com cada lagoa desempenhando um papel diferente na remoção de poluentes e após o tratamento, o efluente deve atender aos padrões exigidos para retornar ao corpo de água ou reutilizado principalmente como água de irrigação. O presente estudo busca investigar a influência de cargas mássicas aplicadas e os coeficientes cinéticos de remoção para matéria orgânica e coliformes termotolerantes utilizando os modelos de reatores de mistura completa, fluxo em pistão e fluxo disperso. Foi verificada a influência do número de dispersão nas lagoas, para a remoção de poluentes, a carga aplicada e a removida empregada em um conjunto de dez lagoas de estabilização em escala real nas condições operacionais e no desempenho esperado. Foram computados diferentes modelos para estimar os coeficientes de dispersão e constantes de remoção de primeira ordem. Os resultados mostraram não haver distinções consideráveis entre formas de estimar d , sendo possível empregar modelos estruturados a partir da geometria de lagoas, por serem mais simples. Maior precisão foi alcançada com estimativas de k (k_b e k_{DBO}) obtidas a partir de formulações empíricas baseadas no critério de carga aplicada. Tal abordagem oferecerá estimativas de previsão de qualidade de efluente mais confiáveis.

Palavras-chave: Lagoas de Estabilização. Remoção de poluentes. Critérios de projeto de lagoas de estabilização.

ABSTRACT

The present study arises from the need to better discuss and integrate design parameters in order to represent the real behavior of treatment systems through stabilization ponds with greater precision. Stabilization ponds are widely used worldwide for wastewater treatment of domestic and industrial effluents. The system is traditionally composed of serial (anaerobic, facultative and maturation) lagoons, with each pond playing a different role in the removal of pollutants and after treatment, the effluent must meet the standards required to return to the water body or mainly reused, as irrigation water. This paper aims to investigate the influence of applied mass loads and the kinetic removal coefficients for organic matter and thermotolerant coliforms using the perfectly mixed, pistonate and dispersed flow reactor models. It was verified the influence of the dispersion number in the lagoons, for the pollutants removal, the applied and the removed load employed in a set of ten full scale stabilization ponds in the operational conditions and the expected performance. Different models were computed to estimate dispersion coefficients and first order removal constants. The results showed no considerable distinctions between ways of estimating d , and it is possible to employ structured models from the geometry of lagoons, because they are simpler. Higher accuracy was achieved with estimates of k (k_b e k_{DBO}) obtained from empirical formulations based on the applied load criterion. Such an approach will offer more reliable effluent quality prediction estimates. The present study arises from the need to better discuss and integrate design parameters in order to represent the real behavior of treatment systems through stabilization ponds with greater precision.

Keywords: Stabilization ponds. Removal of pollutants. Criteria for the design of stabilization ponds.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mutualismo entre algas e bactérias em lagoas de estabilização	16
Figura 2 – Modelos para determinação da concentração efluente em lagoas de estabilização com base em regime hidráulico.	25
Figura 3 – Modelos empregados para estimar o número de dispersão em lagoas de estabilização.	26
Figura 4 – Representação esquemática de cálculo de coeficientes de degradação.	32
Figura 5 – : Estimativa de k_b ideal sob condição de fluxo não disperso a partir da carga bacteriana superficial (a) e volumétrica (b) aplicadas às lagoas	49
Figura 6 – Estimativa de k_{DBO} ideal sob condição de fluxo não disperso a partir da carga de DBO, superficial (a) e volumétrica (b) aplicadas às lagoas	50
Figura 7 – Estimativa de k_{DQO} ideal sob condição de fluxo não disperso a partir da carga de DQO, superficial (a) e volumétrica (b) aplicadas às lagoas	51

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Taxas de aplicação volumétrica admissíveis para projetos de lagoas anaeróbias.	20
Tabela 2 – Eficiência esperada para a remoção de DBO, DBO filtrada, amônia e coliformes termotolerantes em lagoa de estabilização.	21
Tabela 3 – Valores de k_b e k_{DBO} reportados em diferentes estudos.	28
Tabela 4 – Lagoas facultativas primárias (LFP) selecionadas para o estudo.	29
Tabela 5 – Parâmetros de monitoramento em relação ao esgoto bruto.	30
Tabela 6 – Parâmetros de monitoramento em relação ao efluente das lagoas facultativas primárias.	31
Tabela 7 – Caracterização física das lagoas do estudo	31
Tabela 8 – Viscosidade Cinemática do esgoto nas temperaturas de 25 a 32°C	36
Tabela 9 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Yanez e Von Sperling	37
Tabela 10 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Polprasert e Bhattarai	38
Tabela 11 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Agunwamba	39
Tabela 12 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Fisher	40
Tabela 13 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Liu	41
Tabela 14 – Carga Aplicada Superficial (λ_s) para DBO, DQO	41
Tabela 15 – Carga Aplicada Volumétrica (λ_v) para DBO, DQO	42
Tabela 16 – Taxa de Remoção Superficial (λ_{rs}) para DBO, DQO	42
Tabela 17 – Taxa de Remoção Volumétrica (λ_{rv}) para DBO, DQO	43
Tabela 18 – Cálculo dos coeficientes de remoção para regime hidráulico de mistura completa	43
Tabela 19 – Cálculo dos coeficientes de remoção para regime hidráulico em fluxo pistonado	44
Tabela 20 – Modelos de constantes de decaimento para C_{TT}	45
Tabela 21 – Modelos de constantes de decaimento para DBO e DBO_f	46
Tabela 22 – Estatística descritiva dos coeficientes de dispersão do conjunto de lagoas do estudo	47
Tabela 23 – Valores médios dos coeficientes de dispersão calculados para as lagoas facultativas do estudo	47

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

C_{TT}	Coliformes Termotolerantes
Cl_a	Clorofila a
DBO_f	Demanda Bioquímica de Oxigênio filtrada
DQO_f	Demanda Química de Oxigênio filtrada
CFD	Computational Fluid Dynamics
DBO	Demanda Bioquímica de Oxigênio
DQO	Demanda Química de Oxigênio
LFP	Lagoas Facultativas Primárias
OD	Oxigênio Dissolvido
SST	Sólidos Suspensos Totais
TDH	Tempo de Detenção Hidráulica

LISTA DE SÍMBOLOS

b	Largura da Lagoa
C	Concentração efluente
C_0	Concentração afluyente
d	Número de Dispersão (adimensional)
H	Altura da Lagoa
k	Constante de decaimento da concentração poluente em cinética de 1 ^a ordem
k_b	Constante de decaimento bacteriano em cinética de 1 ordem
L	Comprimento da Lagoa
n	Número de lagoas em série
t	Tempo
T	Temperatura
θ	Coefficiente de Temperatura
λ_r	taxa de remoção superficial de poluente
λ_s	Carga Orgânica Superficial
λ_v	Carga Orgânica Volumétrica
ν	Viscosidade Cinemática da Água
V	Volume
A_s	Área Superficial
L/B	Razão comprimento pela Largura das Lagoas
B	Comprimento das Lagoas
L	Largura das Lagoas
Q	Vazão
H	Profundidade das Lagoas

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	14
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1	Lagoas de Estabilização	17
2.1.1	<i>Vantagens e desvantagens de sistemas de lagoas de estabilização</i>	17
2.2	Intervenientes do funcionamento das lagoas de estabilização	18
2.3	Classificação das lagoas de estabilização	18
2.4	Dimensionamento de lagoas de estabilização	19
2.4.1	<i>Lagoas anaeróbias</i>	19
2.4.2	<i>Lagoas facultativas</i>	20
2.4.3	<i>Lagoas de maturação</i>	21
2.5	Desempenho de lagoas de estabilização	21
2.5.1	<i>Lagoas de estabilização em série</i>	22
2.6	Modelagem de lagoas de estabilização	22
2.6.1	<i>Modelos empíricos e critérios de carga</i>	22
2.6.2	<i>Modelos baseados no fluxo hidráulico</i>	24
2.6.3	<i>Constantes de degradação de poluentes em lagoas de estabilização</i>	26
3	METODOLOGIA	29
3.1	Tipo de estudo	29
3.2	As lagoas do estudo	29
3.3	Parâmetros de monitoramento e características das lagoas do estudo	30
3.4	Enfoque de estudo	32
3.4.1	<i>Cálculo da viscosidade cinemática da água (ν)</i>	33
3.4.2	<i>Cálculo do coeficiente de dispersão (d)</i>	33
3.4.3	<i>Cálculo da carga aplicada superficial (λ_s), carga volumétrica (λ_v), taxa de remoção superficial (λ_{rs}) e da taxa de remoção volumétrica (λ_{rv}) dos parâmetros DBO, DQO</i>	33
3.4.4	<i>Cálculo do coeficiente de remoção para regime de mistura completa (K_{mc}) e fluxo em pistão (K_{fp})</i>	34
3.4.5	<i>Cálculo das constantes de decaimento em primeira ordem para C_{TT}, DBO e DBO_f.</i>	34

3.4.6	<i>Cálculo do coeficiente de remoção em regime de fluxo disperso (Reator não ideal) para coliformes termotolerantes , DBO e DBO_f.</i>	34
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	36
4.1	Resultados dos Cálculos da viscosidade cinemática do esgoto nas temperaturas de 25 a 32°C	36
4.2	Resultados dos Cálculos do número de Dispersão das lagoas	37
4.3	Resultados dos Cálculos da Carga Aplicada (λ_s), carga removida (λ_v), taxa de remoção superficial (λ_{rs}) e da taxa de remoção volumétrica (λ_{rv}) dos parâmetros DBO, DQO.	41
4.4	Resultados dos Cálculos dos constantes de degradação para regime hidráulico de mistura completa e de fluxo em pistão.	43
4.5	Resultados dos Cálculos das constantes de decaimento C_{TT}, DBO e DBO_f	44
4.6	Resultados dos Cálculos dos coeficientes de remoção do reator não-ideal (fluxo disperso) para C_{TT}, DBO e DBO_f	46
5	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS	53
5.1	Trabalhos Futuros	53
	REFERÊNCIAS	54
	APÊNDICES	57
	APÊNDICE A – Balanço de massa dos poluentes para os regimes hidráulicos do estudo	57
A.0.1	<i>Fluxo Contínuo</i>	57
A.0.2	<i>Fluxo Empistonado</i>	58

1 INTRODUÇÃO

A maior motivação desse estudo foi propor uma forma mais precisa de elaborar projetos de lagoas de estabilização. O objetivo geral desse estudo foi de avaliar a relação entre elementos operacionais e cinéticos na remoção de matéria orgânica e coliformes termotolerantes de lagoas em escala real. Como objetivos específicos foram avaliar os cálculos dos coeficientes de dispersão para os modelos de Von Sperling, Yanez, Polprasert e Bhattarai, Agunwamba, Fisher e Liu, cálculos da Carga Aplicada (λ_s), carga removida (λ_{rs}) dos parâmetros DBO, DQO. Também as constantes de degradação para regime hidráulico de mistura completa, fluxo em pistão e reator não-ideal de fluxo disperso.

A seleção de uma tecnologia para tratamento de esgotos sanitários leva em consideração vantagens e desvantagens existentes nas alternativas disponíveis. Alguns critérios importantes para escolha da tecnologia a ser empregada são: impacto sobre a saúde pública, aspectos ecológicos, custos capital e operacional, complexidade do sistema de tratamento, reuso do efluente tratado e estética (SOUZA *et al.*, 2001; SPERLING, 2017). Nenhuma tecnologia pode satisfazer totalmente esses critérios, e o desafio reside em minimizar as desvantagens de cada alternativa.

Portanto dentre as alternativas existentes, destacam-se as lagoas de estabilização, por sua simplicidade e robustez. Lagoas são capazes de tratar uma grande variedade de águas residuárias, sob diferentes condições climáticas.

As lagoas de estabilização são, provavelmente, a tecnologia de tratamento não convencional mais aplicada. Também, os sistemas de lagoas de estabilização podem compor diferentes arranjos, com melhor desempenho a partir do emprego de uma série de reatores, com inclusão de reatores anaeróbios (MARA *et al.*, 1992; MARA, 2003).

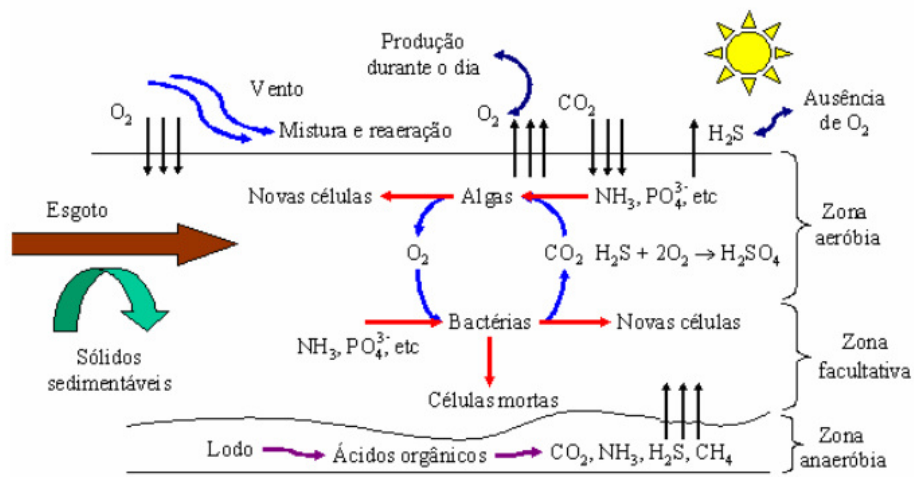
A remoção de poluentes em lagoas de estabilização envolve fatores bióticos e abióticos em muitos subsistemas complexos, com destacável diversidade de modelos (FRITZ *et al.*, 1979; FERRARA; HARLEMAN, 1981; FERRARA; AVCI, 1982; CURTIS; MARA, 1994; KAYOMBO *et al.*, 2003; STEWART; HESSAMI, 2005; HO *et al.*, 2017) . Em razão disto, o projeto de lagoas pode ser considerado em perspectiva reducionista, com admissão de abordagens elementares, com a remoção de poluentes em cinética de primeira ordem e capacidade limite de carga orgânica aplicada (MARA, 2003; SPERLING, 2017) . Na verdade, o projeto de lagoas tem enfoque híbrido, levando em conta concepções teóricas e empíricas, através de estudos de fluxo hidráulico (i.e. mistura completa, fluxo não disperso e fluxo parcialmente disperso).

A correspondência entre o desempenho de lagoas com base nos critérios de projeto (i.e. expectativa) e os resultados em post-hoc (i.e. após implantação) é frequentemente baixa. Esta lacuna se deve à perspectiva de dimensionamento sem um olhar mais realístico. O presente estudo surge da necessidade de discutir e integrar melhor os parâmetros de projeto, de maneira a representar o comportamento real dos sistemas de tratamento com maior precisão.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Conceitualmente as lagoas de estabilização são reservatórios de pequena profundidade, geralmente limitados por diques de terra, paredes de contenção ou, até mesmo, escavados no próprio terreno, nos quais águas residuárias brutas ou pré-tratadas são estabilizadas por processos naturais que envolvem principalmente bactérias e algas conforme a Figura 1.

Figura 1 – Mutualismo entre algas e bactérias em lagoas de estabilização



Fonte: Von Sperling (2002)

Os principais mecanismos de funcionamento de lagoas de estabilização são:

- Efeito reservatório - expressa a ação de diluição de poluentes na lagoa, com capacidade de absorver choques hidráulicos e orgânicos;
- Sedimentação primária - responsável pela remoção de sólidos suspensos sedimentáveis que são degradados no sedimento;
- Biodegradação de compostos orgânicos por oxidação aeróbia ou digestão anaeróbia.

Segundo (??), o clima tropical com temperatura média elevada, as várias vantagens descritas anteriormente e a necessidade de aplicação de tecnologia adequada fazem das lagoas de estabilização a alternativa ideal para o tratamento de esgotos sanitários no Nordeste do Brasil. Também, a escassez de recursos financeiros reforça a necessidade dessa técnica.

2.1 Lagoas de Estabilização

As lagoas de estabilização são reservatórios construídos em terra, pedra, ou alvenaria, escavados ou apoiados, nos quais o esgoto é tratado por processos completamente naturais que envolvem algas e bactérias (MARA, 2003; SPERLING, 2017). As lagoas são ecossistemas aquáticos lânticos com elevado nível de eutrofização, mantendo populações autótrofas e heterótrofas que promovem diversos processos naturais de transformação de materiais, destacando a cadeia de decomposição do material orgânico e a assimilação dos sais inorgânicos. Na fundamentação teórica de Passos (2012) as terminologias “lagoas de estabilização” ou “lagoas de oxidação” se referem às unidades destinadas a estabilizar ou oxidar a matéria orgânica. Portanto, se aplicariam às lagoas anaeróbias e facultativas e não se aplicariam às lagoas de maturação. Entretanto, as lagoas de maturação, e demais variantes, são incluídas, de forma mais genérica, como “lagoas de estabilização”.

2.1.1 *Vantagens e desvantagens de sistemas de lagoas de estabilização*

As principais vantagens, observadas na literatura, de sistemas de lagoas de estabilização são:

- Simplicidade de construção, operação e manutenção;
- Baixo custo de capital, operacional e de manutenção;
- Suportam sobrecargas hidráulicas ou orgânicas, devido ao longo tempo de detenção e elevada capacidade de diluição;
- Elevada eficiência na remoção de matéria orgânica e organismos patogênicos (bactérias, vírus, protozoários e helmintos), possibilitando o uso dos efluentes na agricultura, além de ser um sistema bastante vantajoso principalmente em locais com elevado índice de doenças de veiculação hídrica.

Von Sperling (2017) cita que as principais desvantagens são:

- Potencial de geração de odor (em sistemas sobrecarregados);
- Variação do desempenho com as condições climáticas;
- Exigência de grandes áreas de terra (custo na aquisição de terreno);
- Remoção apenas razoável de Sólidos Suspensos Totais (SST), constituídos principalmente de algas).

2.2 Intervenientes do funcionamento das lagoas de estabilização

Uma lagoa de estabilização é um sistema complexo, com grande número de interações entre as diversas populações de microrganismos (MARA; PEARSON, 1986; CURTIS *et al.*, 1992; MARA, 2003). Os fatores ecológicos que interferem no funcionamento das lagoas são os ventos, que agem diretamente na homogeneização da massa líquida, levando o oxigênio para as camadas mais profundas da lagoa, dispersando os microrganismos em toda a massa líquida e promovendo o deslocamento das algas; a temperatura interfere diretamente no metabolismo bacteriano, na velocidade das reações químicas e na solubilidade dos gases na massa líquida; a radiação solar favorece o desenvolvimento de algas e outros organismos fotossintetizantes.

A temperatura e a intensidade luminosa controlam e regulam a dispersão e a distribuição das algas na massa líquida, onde o maior movimento das algas ocorre quando há aumento na intensidade luminosa.

Quanto à concepção de projeto e desempenho operacional, os principais fatores são: cargas orgânica e hidráulica, tempo de detenção hidráulica, fluxo hidráulico dominante e a profundidade da coluna líquida.

2.3 Classificação das lagoas de estabilização

(JORDÃO; PESSOA, 2011) Classificam as lagoas de estabilização como:

- Anaeróbias: nas quais predominam processos de fermentação anaeróbia; imediatamente abaixo da superfície não existe Oxigênio Dissolvido (OD);
- Facultativas: nas quais ocorrem, simultaneamente, processos de fermentação anaeróbia, oxidação aeróbia e redução fotossintética; uma zona anaeróbia de atividade bêntica é sobreposta por uma zona aeróbia de atividade biológica, próxima à superfície; as lagoas facultativas são chamadas primárias, quando recebem esgoto bruto, e secundárias quando recebem o efluente de outra lagoa, em geral anaeróbia;
- Estritamente aeróbias: nas quais se chega a um equilíbrio da oxidação e da fotossíntese para garantir condições aeróbias em todo meio;
- Maturação: têm como objetivo principal remover organismos patogênicos; reduz bactérias, vírus, cistos de protozoários e ovos de helmintos; a parcela de redução de sólidos em suspensão e da DBO é negligenciável;

- Polimento: têm como objetivo principal o refinamento de outro processo biológico, em particular de um reator anaeróbio de fluxo ascendente, objetivando uma remoção adicional de DBO, nutrientes e organismos patogênicos;
- Aeradas: nas quais se introduz o oxigênio no meio líquido através de um sistema mecânico de aeração; as lagoas aeradas podem ser estritamente aeradas ou aeradas facultativas. As lagoas aeradas de mistura completa devem ser seguidas de uma lagoa de sedimentação; e
- Macrófitas: usadas como polimento final de um tratamento por lagoas, com objetivo de reduzir nutrientes, sólidos em suspensão e a DBO remanescente. Várias experiências práticas indicam também a redução de metais. Este tipo de lagoa requer manutenção intensiva (corte regular das plantas que crescem rapidamente, secagem e destino final), e as áreas sombreadas incentivam a proliferação de moscas e mosquitos, razões pelas quais não é recomendável.

Com relação às lagoas facultativas e de maturação, pode-se afirmar que as primeiras são concebidas para remoção de DBO e as segundas para remoção de patógenos. Nesse sentido, pode-se afirmar que as lagoas de estabilização facultativas cumprem o papel de atendimento de proteção ambiental, enquanto as lagoas de maturação visam à proteção da saúde pública.

2.4 Dimensionamento de lagoas de estabilização

2.4.1 Lagoas anaeróbias

A decantação e a digestão anaeróbia são os dois principais mecanismos presentes neste tipo de lagoa. Sua aplicação é recomendada no tratamento de esgotos domésticos e despejos industriais com altos teores de DBO ($DBO > 300 \text{ mg/L}$) ou que apresentem elevadas concentrações de sólidos suspensos totais ($SST > 300 \text{ mg/L}$). Por não dependerem da penetração do oxigênio produzido na superfície para as demais camadas, as lagoas anaeróbias são mais profundas, variando de 3,0 m a 5,0 m. Esse fato torna a área de terreno requerida menor. A eficiência de remoção de DBO nas lagoas anaeróbias é da ordem de 50% a 70% dependendo da temperatura e do tempo de detenção hidráulica (JORDÃO; PESSOA, 2011; SPERLING, 2017).

Por apresentar-se em um sistema aberto, a etapa anaeróbia pode gerar maus odores, o que causa preocupação quanto à localização do sistema próximo a zonas urbanas. Caso o sistema esteja bem equilibrado, a geração de mau cheiro não deve ocorrer, mas eventuais problemas

operacionais podem conduzir à liberação de gás sulfídrico (H_2S), responsável por odores fétidos.

Os principais parâmetros de projeto são a taxa de aplicação volumétrica λ_v , o tempo de detenção, a profundidade e a geometria (relação comprimento/largura). A taxa de aplicação volumétrica λ_v é o principal parâmetro e é função da temperatura. Mara (1997) propõe a relação entre as taxas de aplicação volumétrica e a temperatura apresentadas na Tabela 19. Com relação ao Tempo de Detenção Hidráulica (TDH) normalmente situa-se entre 3 a 6 dias.

Tabela 1 – Taxas de aplicação volumétrica admissíveis para projetos de lagoas anaeróbias.

Temperatura média do ar no mês mais frio $T(^{\circ}C)$	λ_v ($KgDBO/m^3d$)
10 a 20	$0,02T - 0,10$
20 a 25	$0,01T + 0,10$
> 25	0,35

Fonte: adaptado de Mara (1997)

2.4.2 Lagoas facultativas

As lagoas facultativas podem ser do tipo facultativa primária quando recebem águas residuárias brutas ou do tipo facultativa secundária quando recebem efluentes de unidades de tratamento primário. Apresentam profundidades que variam de 1,5 a 3,0 m (SPERLING, 2017), sendo a faixa de 1,5 a 2,0 m mais comumente usada em projetos.

Em projetos de lagoas facultativas são aplicados métodos de dimensionamento envolvendo variáveis como a taxa de aplicação superficial λ_s e o tempo de detenção hidráulica (TDH), valor médio mínimo (YANEZ, 1993). A taxa de aplicação superficial máxima admissível (λ_s) é determinada em função da temperatura média do mês mais frio ao longo do ciclo anual. Mara (2003) apresenta a equação mais empregada, que correlaciona λ_s e temperatura $T(^{\circ}C)$.

$$\lambda_s = 350 \cdot (1,107 - 0,002 \cdot T)^{(T-25)} \quad (2.1)$$

Locais com clima e insolação bastante favoráveis, como o nordeste do Brasil, permitem que sejam adotadas taxas bem elevadas, eventualmente superiores a 300 Kg DBO/ha.dia (limitado ao valor de 350 Kg DBO/ha.dia), o que implica em menores áreas.

2.4.3 Lagoas de maturação

As lagoas de maturação são unidades de pós-tratamento que recebem efluentes de outras unidades, geralmente Lagoas Facultativas Primárias (LFP) ou secundárias. Têm como principal função a remoção de organismos patogênicos e, quando bem dimensionadas e operadas, podem, numa série, atingir remoções de coliformes termotolerantes maiores que 4 unidades de log (99,99%). Bactérias e vírus são removidos ou inativados, principalmente, em razão da exposição prolongada à radiação solar (raios UV), pH alcalino e elevados valores de oxigênio dissolvido. Tais fatores estão associados à atividade fotossintética da biomassa algal (CURTIS *et al.*, 1992).

As profundidades usuais em lagoas de maturação podem variar de 0,8 a 1,5 m, conforme visto em (SPERLING, 2017; JORDÃO; PESSOA, 2011; KELLNER; PIRES, 1998). Para o TDH mínimo os valores variam de 3 a 7 dias, para evitar curtos-circuitos e varrimento de algas.

Como regra simplificadora, considera-se em projeto que a carga orgânica superficial máxima admissível seja de 75% do valor da utilizada no dimensionamento de lagoas facultativas.

2.5 Desempenho de lagoas de estabilização

A literatura apresenta faixas diferentes sobre a eficiência de sistemas de lagoa de estabilização. É consensual que a remoção de sólidos suspensos varie entre 50 e 65% e que após 30 dias de tempo de detenção hidráulica não sejam encontrados ovos de helmintos no efluente, pois são removidos por sedimentação (MARA *et al.*, 1997). A tabela a seguir traz um resumo sobre o desempenho de lagoas na remoção de DBO, DBO filtrada, amônia e coliformes termotolerantes (C_{TT}). Os valores apresentados são considerados conservadores (Tabela 19).

Tabela 2 – Eficiência esperada para a remoção de DBO, DBO filtrada, amônia e coliformes termotolerantes em lagoa de estabilização.

Lagoa	DBO - (DBO_f) (%)	C_{TT} (%) (unid.Log)
Anaeróbia	60 – 65	0,5 – 1,0
Facultativa primária	70 – 80 (85)	1,0 – 1,5
Maturação	10 – 20	1,5 – 2,0
Série de lagoas	75 – 85 (90)	2,0 – 5,0

Fonte: adaptado de da Silva (2010)

2.5.1 Lagoas de estabilização em série

Ao se utilizar uma série de lagoas para o tratamento de águas residuárias, a qualidade sanitária do efluente é superior, comparada à de um efluente de uma única lagoa, com a mesma área, tempo de detenção hidráulica e tratando uma mesma vazão com igual concentração. Isto é justificado pelo fato do regime hidráulico de um sistema de lagoas em série se aproximar ao de um reator de fluxo em pistão, sendo este o que apresenta a maior eficiência na remoção de poluentes. O sistema de lagoas em série constituído de lagoa anaeróbia seguido de uma lagoa facultativa, antes, também denominado sistema australiano, apresenta muitas vantagens (JORDÃO; PESSOA, 2011):

- A área resultante da soma das áreas superficiais das duas lagoas em série é menor que a área de uma única lagoa facultativa equivalente. O efluente da lagoa facultativa já terá sofrido uma remoção da DBO de, pelo menos 50%, na lagoa anaeróbia;
- A lagoa anaeróbia, antecedendo à facultativa, favorece uma melhor capacidade de absorção de alguma “carga de choque” afluente;
- A acumulação de sólidos ocorre principalmente na lagoa anaeróbia.

A configuração com uma lagoa anaeróbia, ou outro reator anaeróbio, seguida de uma facultativa e um número variado de lagoas de maturação, tem é uma concepção comum nos projetos de sistemas de lagoas de estabilização. A aplicação de lagoas de maturação aos sistemas em série é essencial para aumentar a eficiência de remoção de organismos patogênicos, obtendo um efluente final com melhor qualidade sanitária.

2.6 Modelagem de lagoas de estabilização

2.6.1 Modelos empíricos e critérios de carga

Há diferentes enfoques sobre os modelos empíricos, que partem de estudos de caráter indutivo. Trabalhos como os de (MARAIS, 1966) e (MARA, 1974) que iniciam com a estipulação prévia de um valor para um critério (TDH, concentração afluente de DBO ou remoção). Trata-se de um cálculo iterativo. Em paralelo, a modelagem baseada em critério de carga aplicada (superficial – λ_s ou volumétrica - λ_v) foi destacada em (MCGARRY; PESCOD, 1970). Neste estudo os resultados operacionais de sistemas de lagoas em escala real forma correlacionados

coma a temperatura do ar durante o mês mais frio (T). Isto se firmou como abordagem simples no dimensionamento de lagoas com base na carga orgânica máxima admissível. A formulação geral é dada por:

$$\lambda_s = f(t) = a \cdot T \pm b \quad (2.2)$$

Um aspecto importante ao se avaliar a taxa de remoção de um determinado poluente é a carga a ser aplicada (λ_s) e a carga a ser removida (λ_{rs}) desse poluente durante seu processo de tratamento e degradação na lagoa de estabilização. Essa carga tanto aplicada como a removida podem ser expressas da forma superficial (Kg / ha . dia) e volumétrica (g / m³ . dia) para cada parâmetro físico-químico que se deseja analisar. A carga aplicada expressa a necessidade de área exposta à luz solar para que o processo de depuração, por exemplo, da matéria orgânica, possa ocorrer e é calculada através da equação a seguir:

$$\lambda_s = \frac{Q \cdot C_0}{A} \quad (2.3)$$

Também pode ser expressa em termos volumétricos:

$$\lambda_v = \frac{Q \cdot (C_0)}{V} \quad (2.4)$$

Não há carga aplicada referente aos parâmetros de DBO e DQO filtradas. Já a carga removida é calculada através das equações a seguir:

$$\lambda_{rs} = \frac{Q \cdot (C_0 - C)}{A} \quad (2.5)$$

$$\lambda_{rv} = \frac{Q \cdot (C_0 - C)}{V} \quad (2.6)$$

Onde, Q = vazão (m³/dia); Co = concentração inicial de entrada (mg/L); C = concentração final de saída (mg/L); A = área da lagoa (ha) e V = volume da lagoa (m³). Para o caso da DBO e da DQO filtradas, a concentração inicial faz referência ao parâmetro não-filtrado e a concentração final, ao parâmetro filtrado. A carga aplicada, superficial ou volumétrica, resulta

em uma taxa de remoção (λ_r). Esta correlaciona positivamente com o valor de λ_s ou λ_v , (Equação 2.3 e 2.4), com resultados mostrados em (SILVA *et al.*, 1996; SILVA *et al.*, 1998; JOHNSON *et al.*, 2007).

$$\lambda_r = f(\lambda_s, \lambda_v) = a \cdot (\lambda_s, \lambda_v) \pm b \quad (2.7)$$

Outras representações empíricas foram obtidas através de regressão linear múltipla, por (ELLIS; RODRIGUES, 1995) e (CARVALHO *et al.*, 1999), para estimar concentrações efluentes de coliformes termotolerantes e DBO. Nesses casos os modelos tendem apenas a representar as características ambientais e operacionais das lagoas sem potencial de uso geral.

2.6.2 Modelos baseados no fluxo hidráulico


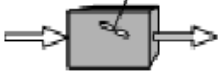
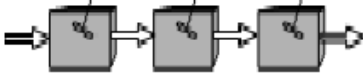

A remoção de poluentes também pode ser representada por modelos que levam em conta o regime hidráulico dominante (i.e. baseado na teoria dos reatores). O fluxo pode ser ideal, em mistura completa ou não disperso, ou ainda com a admissão de um determinado grau de dispersão. A acuracidade dos modelos de fluxo ideal pode variar consideravelmente de acordo com as condições e características da lagoa (ABBAS *et al.*, 2006).

Em importante trabalho revisional sobre projeto de lagoas (THIRUMURTHI, 1974) destacou que estas não devem ser dimensionadas para regime de mistura completa. Com essa refutação o autor sugere que, apesar do regime real se aproximar do fluxo empistonado, é necessário determinar o grau de dispersão para um cômputo mais preciso.

A admissão de fluxo disperso exige a determinação do número de dispersão (d). Esse número tende a infinito quando o regime é de mistura completa e a zero quando é de fluxo empistonado. O valor de d é obtido em estudo com traçadores, o que permite sair do conceito de caixa-preta normalmente referido nos demais modelos (LIU, 1977). O emprego de modelo com fluxo disperso encontra maior aplicabilidade na remoção de C_{TT} (SHILTON; HARRISON, 2003; SPERLING, 2003; SHILTON; MARA, 2005; BRACHO *et al.*, 2006).

A Figura 7 contém um sumário sobre modelos de fluxo hidráulico em lagoas em que: C_0 = concentração afluente; C = concentração efluente; k = coeficiente de decaimento; TDH = tempo de detenção hidráulica; n = número de lagoas em série e d = número de dispersão (adimensional).

Figura 2 – Modelos para determinação da concentração efluente em lagoas de estabilização com base em regime hidráulico.

Regime hidráulico	Representação esquemática	Modelo
Fluxo em pistão		$C = C_0 \cdot e^{-k \cdot TDH}$
Mistura completa		$C = \frac{C_0}{1 + k \cdot TDH}$
Mistura completa (lagoas iguais em série)		$C = \frac{C_0}{\left(1 + k \cdot \frac{TDH}{n}\right)^n}$
Fluxo disperso		$C = C_0 \cdot \frac{4ae^{1/2d}}{(1+a)^2 e^{a/2d} - (1-a)^2 e^{-a/2d}}$ $a = \sqrt{1 + 4k \cdot TDH \cdot d}$

Fonte: Von Sperling (2002)

O número de dispersão é influenciado por variáveis físicas como: vazão; tamanho das estruturas de entrada e saída, posição e orientação; velocidade do vento; geometria da lagoa e temperatura da água na lagoa. Ao mesmo tempo, o parâmetro d varia com resultado de flutuações nas condições ambientais, que afetam a hidrodinâmica na lagoa. Diante de tal complexo, (FERRARA; HARLEMAN, 1981) sugerem, por razões práticas, considerar regimes de fluxo ideal. (KELLNER; PIRES, 1998) destacam, também, limitações para a estimativa de d . Os modelos de estimativa de d mais destacados são mostrados no Figura 4. (SHILTON; MARA, 2005) destacam que o cômputo de d é mais representativo através da Computational Fluid Dynamics (CFD) (Fluidodinâmica Computacional). Lagoas com chicanas resultam em maiores valores na razão comprimento/largura, com localização de estruturas de entrada e saída que minimizem a ocorrência de zonas mortas no interior das células, produzem menor dispersão

e alcançam maior desempenho (PERSSON, 2000; PERSSON; WITTGREN, 2003; OLUKANNI; DUCOSTE, 2011). A CFD permitir simular e construir cenários de desempenho.

A viscosidade cinemática da água é função da temperatura, podendo ser utilizada a seguinte equação para sua estimativa (SPERLING, 2017).

$$v = 0.325 \cdot T^{-0.450} \quad (2.8)$$

Figura 3 – Modelos empregados para estimar o número de dispersão em lagoas de estabilização.

Fisher (1967)	$D = \frac{[0,304 \cdot (t \cdot v \cdot B)^{0,5} \cdot (B + 2 \cdot H)^{1,5}]}{(L \cdot H)^{1,5}}$
Liu (1977)	$D = \frac{0,168 \cdot (t \cdot v)^{0,25} \cdot (B + 2 \cdot H)^{2,35}}{(L \cdot B \cdot H)^{1,25}}$
Polprasert & Bhattarai (1985)	$D = \frac{0,184 \cdot [t \cdot v \cdot (B + 2 \cdot H)]^{0,489} \cdot B^{1,511}}{(L \cdot H)^{1,489}}$
Yanez (1993)	$D = \frac{L/B}{-0,26118 + 0,25392 \cdot (L/B) + 1,01368 \cdot (L/B)^2}$
Agunwamba <i>et.al.</i> (1992) modificada por Von Sperling (1996)	$D = 0,102 \cdot \left[\frac{3 \cdot (B + 2 \cdot H) \cdot t \cdot v}{4 \cdot B \cdot H \cdot L} \right]^{-0,410} \cdot \left(\frac{H}{L} \right) \cdot \left(\frac{H}{B} \right)^{\left(0,981 + 1,385 \cdot \frac{H}{B} \right)}$
Von Sperling (1999)	$D = \frac{1}{(L/B)}$

Leia-se: v = viscosidade cinemática da água (m²/dia), em função da temperatura; L = comprimento da lagoa (m); B = largura da lagoa (m); H = profundidade da lagoa (m); t = tempo de detenção (dia); θ = coeficiente do modelo.

Fonte: Autor (2019)

2.6.3 Constantes de degradação de poluentes em lagoas de estabilização

A variação da degradação de um poluente (C) ao longo do tempo (t) é representada em cinética de primeira ordem, na maioria dos fenômenos ambientais (CHAPRA, 2011) (Equação 2.4, com solução na 2.5). Note que a equação 2.5 é a mesma que representa a remoção em

reator com fluxo não disperso. Tanto, neste como na equação que representa fluxo com mistura completa, é necessário estimar a constante de decaimento k .

$$\frac{dC}{dt} = k \cdot C \quad (2.9)$$

$$C = C_0 \cdot e^{-kt} \quad (2.10)$$

O valor de k pode ser estimado conforme equações empíricas a partir de modelos tipo van't Hoff-Arrhenius, considerando o efeito da temperatura no meio. O modelo parte de uma temperatura de referência (T_{ref}) conforme a equação 2.6, onde a é o coeficiente de remoção de DBO na temperatura do líquido de 20°C. Os valores dos parâmetros (T_{ref}) e o coeficiente de temperatura (θ) são obtidos experimentalmente. Estes parâmetros e as respectivos modelos são individuais, de acordo com cada poluente alvo.

$$k = f(T_{agua}) = a \cdot \theta^{T_{agua} - T_{ref}} \quad (2.11)$$

Alguns estudos sugerem o cômputo de k a partir da carga aplicada, porém somente em relação à matéria orgânica (ELLIS; RODRIGUES, 1993; SILVA *et al.*, 1996; SILVA *et al.*, 2010). A função geral é representada na equação 2.7. Para tanto, usam-se as equações de fluxo hidráulico ideal (sem dispersão ou mistura completa) para cálculo de k (valor operacional, real) que se correlaciona com a carga aplicada. Como o valor de k pode ser função de λ_s ou λ_v , por analogia, este também pode ser estimado com base em TDH (Equação 2.8).

$$k = f(\lambda_s, \lambda_v) = a \cdot (\lambda_s, \lambda_v) + b \quad (2.12)$$

$$k = f(TDH) = a \cdot TDH^{-b} \quad (2.13)$$

No caso da remoção de C_{TT} um trabalho extensivo de (SPERLING, 2005) sugere associar a profundidade da lagoa (H) e o TDH para determinação da constante de decaimento bacteriano k_b (Equação 2.9).

$$k_b = f(H, TDH) = a \cdot H^{-b} \cdot TDH^{-c} \quad (2.14)$$

A maximização de k ou k_b pode ser obtida não apenas a partir de uma menor dispersão, mas também através de situações operacionais favoráveis, como no estudo de (MARA *et al.*, 2001) em lagoas com altas cargas orgânicas e baixos TDH. Trata-se, portanto, de construção de modelos híbridos, em que elementos empíricos são incorporados a um modelo teórico, com auxílio de análise estatística.

Tabela 3 – Valores de k_b e k_{DBO} reportados em diferentes estudos.

Equação	Referência
$k_b = 1,10 * 1,07^{(T-20)}$ (2.15)	Klock (1971)
$k_b = 2,60 * 1,19^{(T-20)}$ (2.16)	Marais (1974)
$k_b = 1,50 * 1,06^{(T-20)}$ (2.17)	Sherry e Parker (1979)
$k_b = 1,20 * 1,19^{(T-20)}$ (2.18)	Arceivala (1981)
$k_b = 0,70 * 1,17^{(T-20)}$ (2.19)	Mills et al. (1992)
$k_b = 0,84 * 1,07^{(T-20)}$ (2.20)	Yanez (1993)
$k_b = 1,90 * 1,08^{(T-20)}$ (2.21)	Mayo (1995)
$k_b = 0,917 * H^{(-0,877)} * TDH^{(-0,329)}$ (2.22)	Von Sperling (1999)
$k_b = 2,60 * 1,15^{(T-20)}$ (2.23)	Mara et al. (2001)
$k_b = 0,682 * H^{(-1,286)} * TDH^{(-0,103)}$ (2.24)	Von Sperling (2005)
$k_b = 0,549 * H^{(-1,456)}$ (2.25)	Von Sperling (2005)
$k_{DBO} = 0,132 * \text{Log}_{10}(\lambda_s) - 0,146$ (2.26)	Arceivala (1981)
$k_{DBO} = 2,05 * 10^{-4} * (\lambda_s) - 0,0916$ (2.27)	Vidal (1983)
$k_{DBO} = 2,622 * 10^{-3} * (\lambda_s) - 0,194$ (2.28)	Ellis e Rodrigues (1993)
$k_{DBO} = 3,0 * 10^{-4} * (\lambda_s) - 0,0043$ (2.29)	Da Silva, Souza e Araújo (2010)
$k_{DBOF} = 1,0 * 10^{-3} * (\lambda_s) - 0,0132^a$ (2.30)	Da Silva, Souza e Araújo (2010)

Fonte: Autor (2019)

Em que: T é a temperatura da água ($^{\circ}\text{C}$), λ_s é a carga orgânica superficial aplicada (kg DBO / ha.dia), (a) o valor da constante é referente à amostra filtrada.

3 METODOLOGIA

3.1 Tipo de estudo

O presente estudo tem caráter teórico-aplicativo. A investigação depende de base indutiva e parte de fonte secundária. Tem, portanto, caráter documental. O perfil tipificado do estudo assemelha-se à descrição contida em (FONTELLE *et al.*, 2009). Buscam-se aqui soluções para problemas concretos relativos ao assunto e a consequente transformação destas em resultados que aprimorem a práxis corrente.

3.2 As lagoas do estudo

Foram consideradas no estudo 10 lagoas de estabilização do tipo facultativa primária (LFP).

Para esse estudo realizado no estado brasileiro do Rio Grande do Norte (RN), foram verificadas 10 (dez) estações de tratamento de esgoto. As lagoas de estabilização referentes ao estudo, cujos municípios onde se localizam são: Caiçara do Rio dos Ventos, Mossoró, Macau, Pedro Velho, Tibau do Sul, Natal, Santana do Seridó, Santo Antônio, São Gonçalo do Amarante e Touros. A Vazão, razão comprimento / largura, profundidade e a localização das lagoas do estudo estão contidas na Tabela 4 respectivamente.

Tabela 4 – Lagoas facultativas primárias (LFP) selecionadas para o estudo.

Designação	Vazão (m^3/dia)	Razão (L/B)	Profundidade (H)	Coordenadas de localização	
LFP ₁	108	2,50	1,50	5°45'27"S	35°59'44"W
LFP ₂	3940	2,80	2,00	5°07'17"S	36°38'09"W
LFP ₃	492	2,80	2,00	5°11'53"S	37°18'44"W
LFP ₄	253	2,00	2,00	6°26'22"S	35°13'18"W
LFP ₅	646	2,90	2,00	6°14'17"S	35°04'02"W
LFP ₆	7615	3,80	2,00	5°53'31"S	35°11'04"W
LFP ₇	170	1,90	1,30	6°45'58"S	36°43'52"W
LFP ₈	300	2,30	2,00	6°18'45"S	35°28'24"W
LFP ₉	260	1,70	2,00	5°47'39"S	35°18'34"W
LFP ₁₀	810	2,40	1,10	5°12'15"S	35°27'30"W

Fonte: Autor(2019)

3.3 Parâmetros de monitoramento e características das lagoas do estudo

Foram considerados na pesquisa os seguintes parâmetros descritores da qualidade dos efluentes das lagoas: Temperatura, pH, oxigênio dissolvido (OD), Clorofila a (Cl_a), Coliformes Termotolerantes (C_{TT}), Demanda Bioquímica de Oxigênio (DBO) e Demanda Química de Oxigênio (DQO). Estes dois últimos parâmetros foram relativos tanto a amostras não filtradas (DBO e DQO) e quanto filtradas Demanda Bioquímica de Oxigênio filtrada (DBO_f) e Demanda Química de Oxigênio filtrada (DQO_f), passando em filtro tipo AP-40. Os procedimentos analíticos seguiram os métodos descritos em APHA (1998). A vazão de cada sistema de lagoas foi obtida a partir de medições em horímetros das bombas de recalque do esgoto bruto na unidade de tratamento preliminar. Oxigênio Dissolvido (OD) e Clorofila a (Cl_a) não possuem valores para o esgoto bruto.

Tabela 5 – Parâmetros de monitoramento em relação ao esgoto bruto.

Esgoto Bruto	DBO (mg/L)	DBOF (mg/L)	DQO (mg/L)	DQOF (mg/L)	CTT (NMP cel/100 mL)
LFP ₁	633	379	929	317	2,30E+07
LFP ₂	512	181	1047	327	4,56E+07
LFP ₃	659	209	787	472	9,34E+05
LFP ₄	416	280	945	403	3,20E+07
LFP ₅	344	262	782	431	1,42E+07
LFP ₆	509	144	654	313	1,38E+07
LFP ₇	531	249	787	339	1,41E+07
LFP ₈	546	287	777	388	9,96E+06
LFP ₉	304	273	718	368	5,22E+07
LFP ₁₀	608	172	445	253	1,61E+07

Fonte: Autor (2019)

Tabela 6 – Parâmetros de monitoramento em relação ao efluente das lagoas facultativas primárias.

Efluente	DBO (mg/L)	DBOF (mg/L)	DQO (mg/L)	DQOF (mg /L)	CTT (NMP cel /100 mL)	OD (mg/L)	Cla (mg/L)
<i>LFP</i> ₁	239	133	452	236	1,09E+06	2,3	1497
<i>LFP</i> ₂	207	66	351	144	1,89E+06	2,1	653
<i>LFP</i> ₃	196	118	275	158	2,32E+04	3,7	799
<i>LFP</i> ₄	230	112	315	160	8,56E+05	1,6	986
<i>LFP</i> ₅	179	96	394	215	7,10E+05	3,3	1054
<i>LFP</i> ₆	148	85	347	210	5,59E+05	3,6	1071
<i>LFP</i> ₇	254	137	405	234	3,20E+05	1,5	896
<i>LFP</i> ₈	178	80	328	201	8,05E+05	3,7	795
<i>LFP</i> ₉	180	89	341	182	4,99E+05	2,7	800
<i>LFP</i> ₁₀	156	66	219	130	1,63E+05	3,1	690

Fonte: Autor (2019)

As Características médias dos parâmetros de monitoramento do efluente bruto e tratado no conjunto de lagoas facultativas do estudo foram calculadas.

Características físicas do conjunto de 10 lagoas são apresentadas na tabela 7 foram utilizados nos cálculos do presente trabalho. As medições foram feitas de acordo com os procedimentos especificados pela CAERN (Companhia de Água e Esgoto do Rio Grande do Norte).

Tabela 7 – Caracterização física das lagoas do estudo

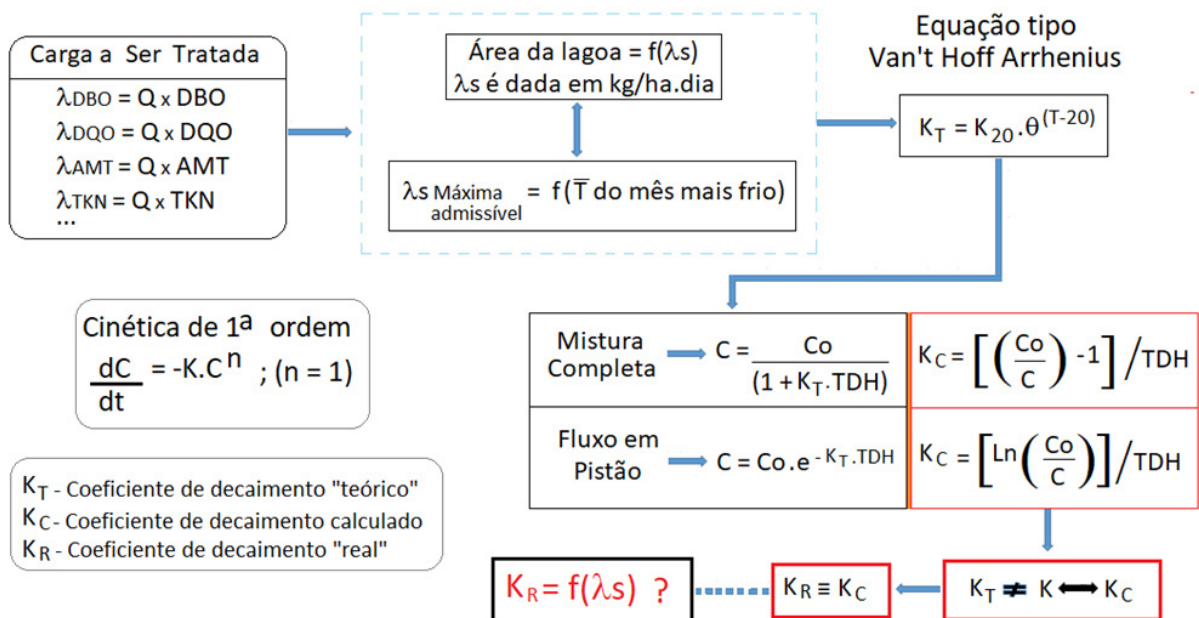
Lagoas	TDH (dia)	V (m^3)	A (m^2)
<i>LFP</i> ₁	15,55	1679	1119
<i>LFP</i> ₂	11,65	45900	22950
<i>LFP</i> ₃	72,26	35550	17775
<i>LFP</i> ₄	10,69	2704	1352
<i>LFP</i> ₅	14,24	9200	4600
<i>LFP</i> ₆	13,79	105020	52510
<i>LFP</i> ₇	20,63	3507	2698
<i>LFP</i> ₈	56,12	16836	8418
<i>LFP</i> ₉	23,26	6048	3024
<i>LFP</i> ₁₀	17,49	14164	12876

Fonte: Autor (2019)

3.4 Enfoque de estudo

A disponibilidade de dados de vazão e concentração influente e efluente de cada lagoa possibilitará o cômputo da carga aplicada superficial e volumétrica (λ_S ou λ_V) para matéria orgânica. Os dados de vazão comportam ainda estimar ao tempo de detenção hidráulica teórico (TDH). Em seguida, será efetuado cálculo dos coeficientes de degradação em cada lagoa com base nas concentrações e TDH, tanto para condição de mistura completa, quanto para fluxo em pistão. Em seguida, será verificada a relação entre os parâmetros calculados. O fluxo representado pela Figura abaixo define esta etapa.

Figura 4 – Representação esquemática de cálculo de coeficientes de degradação.



Fonte: Autor (2019)

Os valores de k serão cotejados com os estimados com as equações tipo van't Hoff-Arrhenius, a fim de que as diferenças possam ser estimadas, também em função da carga aplicada ou TDH. O cálculo do número de dispersão (d) será computado conforme os modelos constantes na Figura 3. Os valores obtidos serão aplicados à estimativa das concentrações efluentes das lagoas. Desta forma será verificado que modelo mais se adequa, ou mesmo se estes não possuem relevância como critério de projeto.

No intuito de inferir sobre as relações entre o coeficiente de dispersão e as taxas de remoção foram calculados: os coeficientes de dispersão de acordo com a Figura 3, a carga aplicada, a carga removida e o coeficiente de remoção.

3.4.1 Cálculo da viscosidade cinemática da água (ν)

Para o cômputo do número de dispersão através de alguns modelos matemáticos propostos como os de (POLPRASERT; BHATTARAI, 1985) e o de (AGUNWAMBA, 1991) é preciso calcular a viscosidade cinemática da água e esta é influenciada pela temperatura, conforme a Equação 2.6 proposta por (Von Sperling, 1999). Utilizando os valores da faixa de variação de temperatura das lagoas facultativas do estudo, obtém-se a Tabela 8.

3.4.2 Cálculo do coeficiente de dispersão (d)

Relações empíricas entre o número de dispersão, geometria do reator, coeficiente de remoção de matéria orgânica e a taxa de aplicação de carga orgânica são apresentadas na literatura.

Foram utilizadas as equações empíricas para a determinação do número de dispersão em função da extensão (L), largura (B), profundidade útil (H), tempo de detenção hidráulico (TDH) e viscosidade cinemática (ν).

Os dados apresentados na Tabela 7 de características físicas das lagoas foram utilizados no cálculo de acordo com as equações da figura 3, cujos resultados são apresentados nas Tabelas de 9 a 13 dos modelos descritos por Yanez, Von Sperling, Polprasert e Batharai, Agunwamba, Fisher e Liu respectivamente.

3.4.3 Cálculo da carga aplicada superficial (λ_s), carga volumétrica (λ_v), taxa de remoção superficial ($\lambda_{r,s}$) e da taxa de remoção volumétrica ($\lambda_{r,v}$) dos parâmetros DBO, DQO

O critério de carga em face a sua simplicidade é normalmente o mais utilizado. Os parâmetros que orientam o projeto de lagoas de estabilização levam em conta a vazão média (Q), a concentração do esgoto afluente (Co), a carga orgânica máxima admissível a ser aplicada na lagoa, profundidade e o tempo de detenção hidráulica mínimo (PESCOD; MARA, 1988).

A carga orgânica máxima admissível a ser aplicada à lagoa pode ser expressa em termos volumétrico (λ_v) ou superficial (λ_s), obtida em função da temperatura média do mês mais frio ao longo do ciclo anual. Para lagoas anaeróbias, emprega-se o parâmetro de carga orgânica volumétrica (λ_v em g DBO / m^3 .dia) enquanto para lagoas facultativas e de maturação, considera-se a carga orgânica superficial (λ_s em Kg DBO / ha.dia) (YANEZ, 1993; MARA, 1997; Da Silva, 2010). Assim, o emprego de λ_v permite determinar o volume da lagoa anaeróbia

e o de λ_s , a área das lagoas facultativa e de maturação.

Portanto foram calculados os valores de λ_s , λ_v , λ_{rs} e λ_{rv} respectivamente pelas equações 2.3, 2.4, 2.5 e 2.6 para DBO, DQO e os resultados apresentados nas Tabelas 14, 15, 16 e 17.

3.4.4 Cálculo do coeficiente de remoção para regime de mistura completa (K_{mc}) e fluxo em pistão (K_{fp})

Foram calculados os coeficientes de remoção para DBO, DBO_f , DQO, DQO_f , C_{TT} para os modelos de fluxo hidráulico em lagoas tanto para o reator de mistura completa como para o reator pistonado conforme as equações presentes na figura 2. Os valores obtidos são apresentados nas Tabelas 18 e 19.

3.4.5 Cálculo das constantes de decaimento em primeira ordem para C_{TT} , DBO e DBO_f .

O cálculo é baseado, principalmente, em equações do tipo Arrhenius, em função de profundidade e TDH, e em função da carga aplicada de acordo com a Tabela 3. Foram calculados as constantes para C_{TT} para os modelos de Klock (1971), Marais (1974), Sherry e Parker (1979), Arceivala (1981), Mills et al. (1992), Yanez (1993), Mayo (1995), Mara et al. (2001). Para DBO os modelos calculados foram Arceivala (1981), Vidal (1983), Ellis e Rodrigues (1995) e da Silva, Souza e Araújo (2010). No caso da DBO_f foi calculado o modelo da Silva, Souza e Araújo (2010). Mostrados nas Tabelas 20 e 21.

3.4.6 Cálculo do coeficiente de remoção em regime de fluxo disperso (Reator-não ideal) para coliformes termotolerantes, DBO e DBO_f .

Foram estimados os valores de concentração final do efluente pela equação de (WEHNER; WILHELM, 1956), que tende a infinito quando o regime é de mistura completa e a zero quando o fluxo é não disperso. Para que esse cálculo fosse realizado foi necessário calcular anteriormente os valores do número de dispersão (d) conforme Tabelas 9 a 13, os valores das constantes de decaimento tanto para C_{TT} , DBO e DBO_f de acordo com as Tabelas 20 e 21. O tempo de detenção hidráulico e a concentração inicial do efluente foram obtidos através das

Tabelas 5 a 7.

Além de um sumário introdutório sobre o desempenho do conjunto de lagoas do estudo, computaram-se, os valores de K_b e K_{DBO} com as respectivas equações contidas na Tabela 3. A partir de então, estimou-se (d) a partir de cada um dos modelos apresentado na Figura 3. Seguiu-se com os cálculos do conteúdo efluente para C_{TT} e DBO com base na combinação de d e k (66 para d-kb e 30 para d-kDBO).

Os resultados dos parâmetros acima referidos foram avaliados através do módulo do erro percentual médio, com seleção da combinação com menor erro no conjunto de lagoas, resultante de ajuste entre d e k (k_b e k_{DBO}). No caso de C_{TT} optou-se por comparar o erro a partir de valor discretizado (\log_{10}), de maneira a determinar a menor distância em módulo. Por fim, foram utilizados os valores determinados de k para fluxo ideal (mistura completa e fluxo não disperso) a partir da verificação da validade de aplicação do critério de carga foi comparado em relação aos resultados obtidos.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nessa seção são apresentados os resultados da aplicação da metodologia proposta anteriormente e analisados: cálculo da viscosidade cinemática do esgoto nas temperaturas de 25 a 32°C, cálculo do número de Dispersão das lagoas, cálculo do coeficiente de dispersão para os modelos de Von Sperling, Yanez, Polprasert e Bhattarai, Agunwamba, Fisher e Liu, cálculos da carga aplicada superficial (λ_s), carga aplicada volumétrica (λ_v), carga removida superficial (λ_{rs}) e carga removida volumétrica (λ_{rv}) dos parâmetros DBO, DQO. Também foram calculadas as constantes de degradação para regime hidráulico de mistura completa, fluxo em pistão e reator não-ideal de fluxo disperso.

4.1 Resultados dos Cálculos da viscosidade cinemática do esgoto nas temperaturas de 25 a 32°C

O comportamento da temperatura ao longo do ano, no Rio Grande do Norte, apresenta uma variação aproximadamente entre 25 a 32°C. Portanto foi calculada a viscosidade cinemática do esgoto entre esses valores com passo de 0,5 grau. De acordo com a Tabela abaixo.

Tabela 8 – Viscosidade Cinemática do esgoto nas temperaturas de 25 a 32°C

Temperatura da esgoto (°C)	Viscosidade cinemática do esgoto (m ² /d)
25,0	0,0764
25,5	0,0757
26,0	0,0750
26,5	0,0744
27,0	0,0738
27,5	0,0731
28,0	0,0726
28,5	0,0720
29,0	0,0714
29,5	0,0709
30,0	0,0703
30,5	0,0698
31,0	0,0693
31,5	0,0688
32,0	0,0683

Fonte: Autor (2019)

4.2 Resultados dos Cálculos do número de Dispersão das lagoas

Foram Determinados os coeficientes de dispersão (d) em 10 lagoas facultativas primárias. As lagoas funcionavam sob temperaturas entre 25,0 a 32,0°C. Foram considerados seis modelos para o cálculo de d, os modelos de Von Sperling e Yanez há maior proximidade entre os valores que foram calculados pois são baseados apenas na relação L/B enquanto que nos modelos Polprasert e Bhattarai, Agunwamba, Fisher e Liu além dessa relação também são consideradas a profundidade da lagoa, o tempo de detenção hidráulica e a viscosidade cinemática do esgoto que é função da temperatura.

A inclusão da viscosidade cinemática do esgoto e da profundidade da lagoa nos modelos torna a aplicabilidade mais complexa. Assim, a reprodutibilidade de valores é suscetível a variações maiores que estão representados pelos coeficientes de variação determinados a partir do cálculo de d em cada tipo de lagoa como foi observado por (SILVA *et al.*, 2010).

Tabela 9 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Yanez e Von Sperling

Yanez	Von Sperling
0,37249	0,40000
0,33333	0,35714
0,33333	0,35714
0,46479	0,50000
0,3221	0,34483
0,24762	0,26316
0,48942	0,52632
0,40441	0,43478
0,54816	0,58824
0,38777	0,41667

Fonte: Autor (2019)

Tabela 10 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Polprasert e Bhattarai

25°C	25,5°C	26°C	26,5°C	27°C	27,5°C	28°C
0,15502	0,1536	0,15218	0,15097	0,14975	0,14833	0,14731
0,12862	0,12744	0,12626	0,12525	0,12424	0,12306	0,12222
0,74944	0,74257	0,73571	0,72982	0,72394	0,71707	0,71217
0,10811	0,10712	0,10613	0,10528	0,10443	0,10344	0,10273
0,10062	0,0997	0,09878	0,09799	0,0972	0,09628	0,09562
0,10988	0,10888	0,10787	0,10701	0,10615	0,10514	0,10442
0,49804	0,49348	0,48891	0,485	0,48109	0,47653	0,47327
0,68273	0,67647	0,67022	0,66486	0,6595	0,65324	0,64877
0,37394	0,37051	0,36709	0,36415	0,36121	0,35779	0,35534
0,52738	0,52255	0,51771	0,51357	0,50943	0,5046	0,50115
28,5°C	29°C	29,5°C	30°C	30,5°C	31°C	31,5°C
0,14610	0,14488	0,14386	0,14265	0,14163	0,14062	0,1396
0,12121	0,12020	0,11936	0,11835	0,11751	0,11666	0,11582
0,70628	0,70039	0,69549	0,6896	0,6847	0,67979	0,67489
0,10188	0,10103	0,10033	0,09948	0,09877	0,09806	0,09736
0,09483	0,09404	0,09338	0,09259	0,09193	0,09127	0,09061
0,10356	0,10269	0,10197	0,10111	0,10039	0,09967	0,09895
0,46936	0,46545	0,46219	0,45827	0,45502	0,45176	0,4485
0,64341	0,63805	0,63358	0,62822	0,62375	0,61928	0,61481
0,35240	0,34947	0,34702	0,34408	0,34163	0,33919	0,33674
0,49701	0,49286	0,48941	0,48527	0,48182	0,47837	0,47492

Fonte: Autor (2019)

Tabela 11 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Agunwamba

25°C	25,5°C	26°C	26,5°C	27°C	27,5°C	28°C
0,30021	0,30134	0,30249	0,30349	0,30450	0,30569	0,30655
0,56749	0,56964	0,57181	0,57370	0,57560	0,57786	0,57948
0,25779	0,25876	0,25975	0,26060	0,26147	0,26250	0,26323
0,49415	0,49602	0,49791	0,49956	0,50122	0,50318	0,50460
0,39823	0,39973	0,40126	0,40258	0,40392	0,40550	0,40664
0,48172	0,48354	0,48539	0,48699	0,48861	0,49052	0,49190
0,34474	0,34604	0,34736	0,34850	0,34966	0,35103	0,35202
0,29471	0,29583	0,29696	0,29794	0,29893	0,30010	0,30094
0,45378	0,45550	0,45724	0,45875	0,46027	0,46207	0,46338
0,36596	0,36734	0,36875	0,36996	0,37119	0,37265	0,37370
28,5°C	29°C	29,5°C	30°C	30,5°C	31°C	31,5°C
0,30760	0,30866	0,30955	0,31063	0,31154	0,31246	0,31339
0,58146	0,58346	0,58514	0,58718	0,58891	0,59064	0,59240
0,26413	0,26504	0,26580	0,26673	0,26751	0,26830	0,26910
0,50632	0,50806	0,50952	0,51130	0,51280	0,51432	0,51584
0,40803	0,40943	0,41061	0,41205	0,41325	0,41447	0,41571
0,49358	0,49528	0,49671	0,49844	0,49990	0,50138	0,50287
0,35322	0,35444	0,35546	0,35670	0,35774	0,35880	0,35987
0,30197	0,30301	0,30388	0,30494	0,30583	0,30674	0,30765
0,46496	0,46655	0,46790	0,46953	0,47091	0,47230	0,47370
0,37497	0,37626	0,37734	0,37866	0,37977	0,38089	0,38202

Fonte: Autor (2019)

Tabela 12 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Fisher

25°C	25,5°C	26°C	26,5°C	27°C	27,5°C	28°C
0,25607	0,25490	0,25372	0,25270	0,25168	0,25048	0,24962
0,21972	0,21871	0,21770	0,21683	0,21595	0,21492	0,21419
0,51780	0,51542	0,51303	0,51098	0,50891	0,50649	0,50476
0,21703	0,21604	0,21504	0,21417	0,21331	0,21229	0,21157
0,16537	0,16462	0,16385	0,16320	0,16254	0,16176	0,16121
0,16978	0,16900	0,16822	0,16755	0,16687	0,16608	0,16551
0,66705	0,66399	0,66091	0,65827	0,65561	0,65249	0,65025
0,54629	0,54378	0,54126	0,53909	0,53691	0,53436	0,53253
0,48091	0,47870	0,47649	0,47458	0,47266	0,47041	0,46880
0,73296	0,72959	0,72621	0,72330	0,72038	0,71696	0,71450
28,5°C	29°C	29,5°C	30°C	30,5°C	31°C	31,5°C
0,24859	0,24755	0,24668	0,24564	0,24476	0,24388	0,24300
0,21330	0,21241	0,21166	0,21077	0,21002	0,20926	0,20851
0,50267	0,50057	0,49881	0,49670	0,49493	0,49315	0,49137
0,21069	0,20981	0,20908	0,20819	0,20745	0,20670	0,20596
0,16054	0,15987	0,15931	0,15864	0,15807	0,15750	0,15693
0,16482	0,16413	0,16356	0,16286	0,16228	0,16170	0,16112
0,64756	0,64486	0,64260	0,63987	0,63759	0,63530	0,63301
0,53032	0,52811	0,52626	0,52402	0,52216	0,52028	0,51840
0,46686	0,46491	0,46328	0,46131	0,45967	0,45802	0,45637
0,71154	0,70857	0,70608	0,70309	0,70059	0,69807	0,69555

Fonte: Autor (2019)

Tabela 13 – Cálculo do coeficiente de dispersão modelo Liu

25°C	25,5°C	26°C	26,5°C	27°C	27,5°C	28°C
0,02904	0,02897	0,02890	0,02885	0,02879	0,02872	0,02867
0,01067	0,01064	0,01062	0,01060	0,01057	0,01055	0,01053
0,01739	0,01735	0,01731	0,01728	0,01724	0,01720	0,01717
0,02424	0,02419	0,02413	0,02408	0,02403	0,02398	0,02393
0,01373	0,01370	0,01367	0,01364	0,01362	0,01358	0,01356
0,00714	0,00712	0,00711	0,00709	0,00708	0,00706	0,00705
0,04126	0,04116	0,04107	0,04099	0,04090	0,04081	0,04074
0,02254	0,02249	0,02244	0,02239	0,02235	0,02229	0,02226
0,02966	0,02959	0,02952	0,02946	0,02940	0,02933	0,02928
0,03022	0,03015	0,03008	0,03002	0,02996	0,02989	0,02983
28,5°C	29°C	29,5°C	30°C	30,5°C	31°C	31,5°C
0,02861	0,02855	0,02850	0,02844	0,02839	0,02834	0,02829
0,01051	0,01049	0,01047	0,01045	0,01043	0,01041	0,01039
0,01714	0,01710	0,01707	0,01703	0,01700	0,01697	0,01694
0,02388	0,02383	0,02379	0,02374	0,02370	0,02366	0,02361
0,01353	0,01350	0,01348	0,01345	0,01343	0,01340	0,01338
0,00703	0,00702	0,00701	0,00699	0,00698	0,00697	0,00695
0,04065	0,04057	0,04049	0,04041	0,04034	0,04026	0,04019
0,02221	0,02216	0,02213	0,02208	0,02204	0,02200	0,02196
0,02922	0,02916	0,02911	0,02904	0,02899	0,02894	0,02889
0,02977	0,02971	0,02966	0,02960	0,02954	0,02949	0,02944

Fonte: Autor (2019)

4.3 Resultados dos Cálculos da Carga Aplicada (λ_s), carga removida (λ_v), taxa de remoção superficial (λ_{rs}) e da taxa de remoção volumétrica (λ_{rv}) dos parâmetros DBO, DQO.

Tabela 14 – Carga Aplicada Superficial (λ_s) para DBO, DQO

LFP	
λ_s DBO (Kg DBO / ha * dia)	λ_s DQO (Kg DBO / ha * dia)
586	897
1087	1798
142	218
1234	1768
585	1099
499	948
321	496
189	277
470	618
192	280

Fonte: Autor (2019)

Tabela 15 – Carga Aplicada Volumétrica (λ_v) para DBO, DQO

$\lambda_v LFP$	
λ_v DBO (g DBO / m^3 * dia)	λ_v DQO (g DBO / m^3 * dia)
39	60
54	90
7	11
62	88
29	55
25	47
25	38
9	14
23	31
17	25

Fonte: Autor (2019)

Tabela 16 – Taxa de Remoção Superficial (λ_{rs}) para DBO, DQO

LFP	
λ_{rs} DBO (Kg DBO / ha * dia)	λ_{rs} DQO (Kg DBO / ha * dia)
355	460
731	1194
88	142
803	1179
334	546
285	445
161	240
126	160
315	325
94	143

Fonte: Autor (2019)

Tabela 17 – Taxa de Remoção Volumétrica (λ_{rv}) para DBO, DQO

LFP	
λ_{rv} DBO (g DBO / m^3 * dia)	λ_{rv} DQO (g DBO / m^3 * dia)
23,7	30,68
36,54	59,72
4,39	7,08
40,17	58,95
16,69	27,29
14,23	22,27
12,38	18,49
6,3	7,99
15,75	16,24
8,51	12,96

Fonte: Autor (2019)

4.4 Resultados dos Cálculos dos constantes de degradação para regime hidráulico de mistura completa e de fluxo em pistão.

As constantes de degradação k foram determinadas admitindo-se cinética de primeira ordem e utilizando-se os modelos de mistura completa e fluxo em pistão. Os cálculos forneceram os resultados mostrados abaixo pelas Tabelas 19 e 20 respectivamente para mistura completa e fluxo pistonado. Foi observado que os valores calculados de K para o regime hidráulico de mistura completa foram mais elevados em comparação aos de fluxo em pistão nas mesmas condições.

Tabela 18 – Cálculo dos coeficientes de remoção para regime hidráulico de mistura completa

Lagoas	$K_{mc}DBO$	$K_{mc}DBO_f$	$K_{mc}DQO$	$K_{mc}DQO_f$	$K_{mc}AMT$	$K_{mc}CTT$
<i>LFP</i> ₁	0,099	0,230	0,068	0,189	0,044	1,295
<i>LFP</i> ₂	0,176	0,741	0,17	0,54	0,059	1,989
<i>LFP</i> ₃	0,022	0,046	0,026	0,055	0,019	0,544
<i>LFP</i> ₄	0,174	0,459	0,187	0,458	0,124	3,398
<i>LFP</i> ₅	0,093	0,235	0,069	0,185	0,088	1,339
<i>LFP</i> ₆	0,096	0,222	0,064	0,153	0,152	1,72
<i>LFP</i> ₇	0,049	0,132	0,046	0,114	0,066	2,086
<i>LFP</i> ₈	0,035	0,100	0,024	0,051	0,037	0,203
<i>LFP</i> ₉	0,088	0,222	0,048	0,127	0,100	4,453
<i>LFP</i> ₁₀	0,055	0,206	0,059	0,139	0,092	5,591

Fonte: Autor (2019)

Tabela 19 – Cálculo dos coeficientes de remoção para regime hidráulico em fluxo pistonado

Lagoas	$K_{fp}DBO$	$K_{fp}DBO_f$	$K_{fp}DQO$	$K_{fp}DQO_f$	$K_{fp}AMT$	$K_{fp}C_{TT}$
LFP_1	0,060	0,098	0,046	0,088	0,033	0,196
LFP_2	0,096	0,194	0,094	0,171	0,045	0,273
LFP_3	0,013	0,020	0,015	0,022	0,012	0,051
LFP_4	0,099	0,166	0,103	0,166	0,079	0,339
LFP_5	0,059	0,103	0,048	0,091	0,057	0,211
LFP_6	0,061	0,102	0,046	0,082	0,082	0,233
LFP_7	0,034	0,064	0,032	0,059	0,042	0,183
LFP_8	0,020	0,034	0,015	0,024	0,020	0,045
LFP_9	0,048	0,078	0,032	0,059	0,052	0,200
LFP_{10}	0,038	0,087	0,041	0,070	0,055	0,263

Fonte: Autor (2019)

4.5 Resultados dos Cálculos das constantes de decaimento C_{TT} , DBO e DBO_f

As combinações entre os coeficientes de dispersão e as constantes de decaimento demonstraram-se ser melhor no caso da DBO considerando o critério de carga, ou seja, o k que é calculado em função da carga aplicada justamente porque o decaimento da DBO obedece cinética de primeira ordem em que o valor da temperatura está implícita na equação. No caso dos modelos para constante de decaimento para coliformes termotolerantes são utilizadas equações baseadas no modelo de Arrhenius onde a temperatura é uma variável explícita que não entra no critério de carga, ou seja, não entra objetivamente na função. A cinética de primeira ordem é a explicação mais simples pois a taxa de remoção de matéria orgânica é proporcional a concentração de matéria orgânica, então quanto maior for o valor da constante de decaimento maior será o valor da Concentração.

A temperatura utilizada para o cálculo das constantes foi $T = 28,5^\circ\text{C}$ que é o valor médio de temperatura do conjunto de lagoas em operação.

Tabela 20 – Modelos de constantes de decaimento para C_{TT}

Klock (1971)	Marais (1974)	Arceivala (1981)	Mills et al. (1992)	Yanez (1993)	Mara et al. (2001)
Kb1	Kb2	Kb3	Kb4	Kb5	Kb6
1,161	2,988	1,379	0,794	0,887	2,908
1,201	3,260	1,505	0,858	0,917	3,118
1,251	3,618	1,670	0,943	0,955	3,391
1,294	3,947	1,822	1,020	0,988	3,636
1,348	4,381	2,022	1,121	1,029	3,954
1,394	4,780	2,206	1,213	1,064	4,240
1,442	5,214	2,406	1,312	1,101	4,547
1,502	5,787	2,671	1,441	1,147	4,945
1,553	6,313	2,914	1,559	1,186	5,303
1,618	7,008	3,234	1,713	1,235	5,767
1,673	7,645	3,528	1,853	1,278	6,184
1,731	8,339	3,849	2,004	1,322	6,632
1,803	9,257	4,272	2,202	1,377	7,212
1,868	10,141	4,681	2,391	1,426	7,761
1,955	11,406	5,264	2,659	1,493	8,529
2,009	12,240	5,649	2,834	1,535	9,027
2,084	13,448	6,207	3,085	1,592	9,736
2,162	14,774	6,819	3,358	1,651	10,500
2,243	16,231	7,491	3,656	1,713	11,324

Fonte: Autor (2019)

Tabela 21 – Modelos de constantes de decaimento para DBO e DBO_f

Arceivala (1995)	Vidal (1983)	Ellis e Rodrigues (1995)	da Silva, Souza e Araújo (2010)	da Silva, Souza e Araújo (2010)
1 K_{DBO}	2 K_{DBO}	3 K_{DBO}	4 K_{DBO}	5 K_{DBOF}
0,180	0,152	0,584	0,093	0,310
0,227	0,228	1,557	0,205	0,681
0,103	0,107	0,008	0,027	0,090
0,243	0,274	2,142	0,272	0,904
0,200	0,177	0,909	0,131	0,434
0,168	0,140	0,435	0,076	0,253
0,163	0,136	0,380	0,070	0,232
0,131	0,117	0,133	0,042	0,138
0,169	0,141	0,449	0,078	0,258
0,115	0,110	0,055	0,033	0,108

Fonte: Autor (2019)

4.6 Resultados dos Cálculos dos coeficientes de remoção do reator não-ideal (fluxo disperso) para C_{TT} , DBO e DBO_f

A remoção média de DBO nas lagoas facultativas do estudo foi de 61 e 80% para amostras não filtrada e filtrada, respectivamente, em relação à mostra não filtrada no esgoto bruto. No caso da DQO os valores foram de 56 e 75%, respectivamente. Já, a remoção de C_{TT} alcançou 1,533 unidades logarítmicas (Log_{10}), equivalente a 97,1%. A Tabela 22 traz um sumário do esgoto afluente e efluente do conjunto de lagoas facultativas. No todo, os desempenhos das lagoas, tanto na remoção de C_{TT} como de matéria orgânica (DQO e DBO), foram bem próximos e sem distinção estatística destacável.

A tabela de estatística descritiva dos coeficientes de dispersão logicamente vai variar com o conjunto das 10 Lagoas e fica descrito que cada modelo tem sua referência implícita. Aqueles que são dependentes apenas da geometria da lagoa, a largura e profundidade, são mais simples mas tem menor variação e essa é essencialmente física o modelo de Yanez e o modelo de Von Sperling. Em relação aos demais modelos no caso de fisher, Liu, Polprasert e aguawamba que tem maior variação provavelmente por serem afetados pela idéia de dispersão associada a temperatura e viscosidade da água e o TDH.

Os valores de d para o conjunto de lagoas facultativas do estudo são mostrados em sumário estatístico na Tabela 23. Dentre os modelos, somente o de Liu (1977) apresentou decorrências discrepantes. Nos demais os resultados foram próximos, sem distinção estatística

Tabela 22 – Estatística descritiva dos coeficientes de dispersão do conjunto de lagoas do estudo

Parâmetro	Efluente Bruto	Efluente Tratado
Temp (°C)	29,8 ($\pm 0,8$)	28,5 ($\pm 0,6$)
pH	7,15 ($\pm 0,18$)	7,76 ($\pm 0,38$)
OD (mg/L)	-	2,7 ($\pm 0,8$)
Cl_a (g/L)	-	924 (± 247)
C_{TT} (NMP cel/100 mL)	1,53E+07 * ($\pm 1,63E + 07$)	4,50E+05 * ($\pm 5,32E + 05$)
DBO (mg/L)	506 (± 119)	197 (± 35)
DBO_F (mg/L)	-	98 (± 26)
DQO (mg/L)	787 (± 167)	343 (± 66)
DBO_F (mg/L)	-	187 (± 38)

* média geométrica; - não determinado.

Fonte: Autor (2019)

significativa, conforme verificado através dos testes ANOVA e Kuskal-Wallis, com valores de p de 0,485 e 0,641, respectivamente. No caso de valores médios de d obtidos somente com Agunwamba et al. (1992), Yanez 1993) e de Von Sperling (1999) os resultados foram mais próximos ainda, com p de 0,806 e 0,726 a partir dos testes ANOVA e Kuskal-Wallis, respectivamente. Assim, para as condições das lagoas do estudo (TDH médio de 25,6 dias e variando de 10,7 a 72,3 dias; razão L/B de $2,5 \pm 0,6$; H = $1,8 \text{ m} \pm 0,4$) o valor recomendado para d seria $0,400 (\pm 0,090)$.

Tabela 23 – Valores médios dos coeficientes de dispersão calculados para as lagoas facultativas do estudo

Coeficiente de dispersão	Média	Mediana	Intervalo	CV
Fischer (1967)	0,386	0,358	0,161-0,712	54,30%
Liu (1977)	0,022	0,023	0,007-0,041	46,40%
Polprasert e Bhattarai (1985)	0,324	0,249	0,095-0,706	74,50%
Agunwamba et al. (1992)	0,406	0,391	0,264-0,581	25,50%
Yanez (1993)	0,39	0,38	0,248-0,548	23,00%

Fonte: Autor (2019)

* CV = coeficiente de variação.

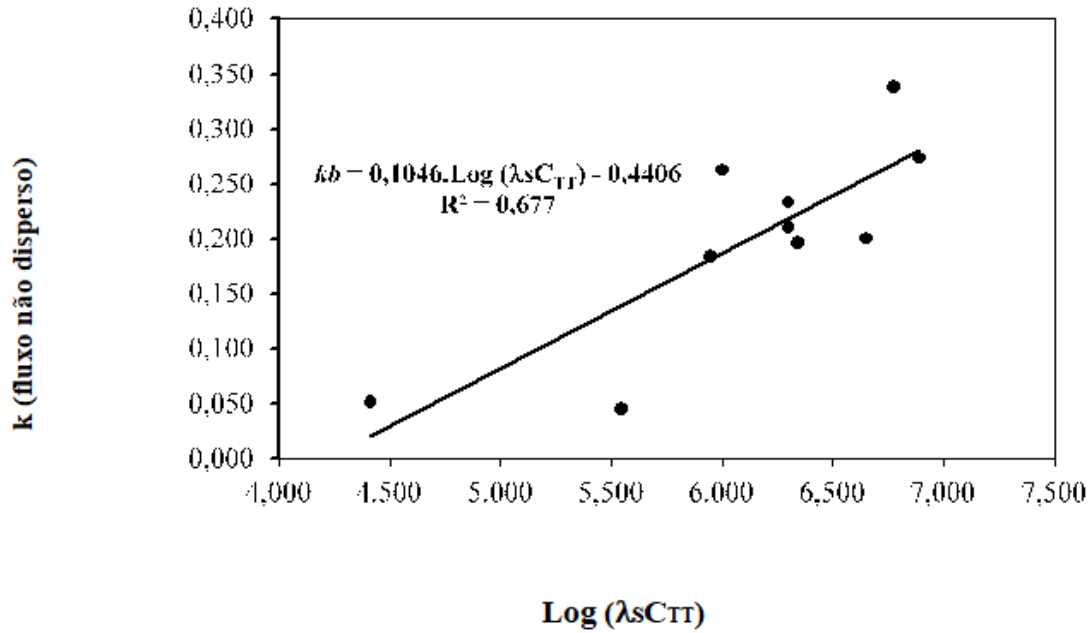
Os modelos de k_b representados nas equações 2.22, 2.24 e 2.25 alcançaram os melhores resultados em relação aos valores observados. A menor diferença média, ao considerar o conjunto de lagoas, foi destacada com a combinação do valor de d a partir de Agunwamba et al. (1992) e k_b baseado somente na profundidade da lagoa, conforme von Sperling (2005). O cálculo mais preciso foi observado na LFP_7 .

Quanto ao efeito de d , os piores resultados foram observados em relação ao modelo de Liu (1977), seguido de Fischer (1967). Apesar da diferença na precisão de estimativas de C_{TT} entre os modelos baseados em geometria da lagoa (i.e. YANEZ, 1993; VON SPERLING, 1999) em relação aos baseados em teoria dos reatores (POLPRASERT; BHATTARAI, 1985; AGUNWAMBA et al., 1992), não houve distinção significativa, quando aplicado o teste de Tukey ou Kruskal-Wallis ($p > 0,05$). Quanto aos primeiros, o modelo de Yanez (1993) apresentou resultado um pouco mais preciso que o de von Sperling (1999). Entende-se assim, que por ter cálculo menos laborioso, a estimativa de d com base em geometria da lagoa seria mais atraente.

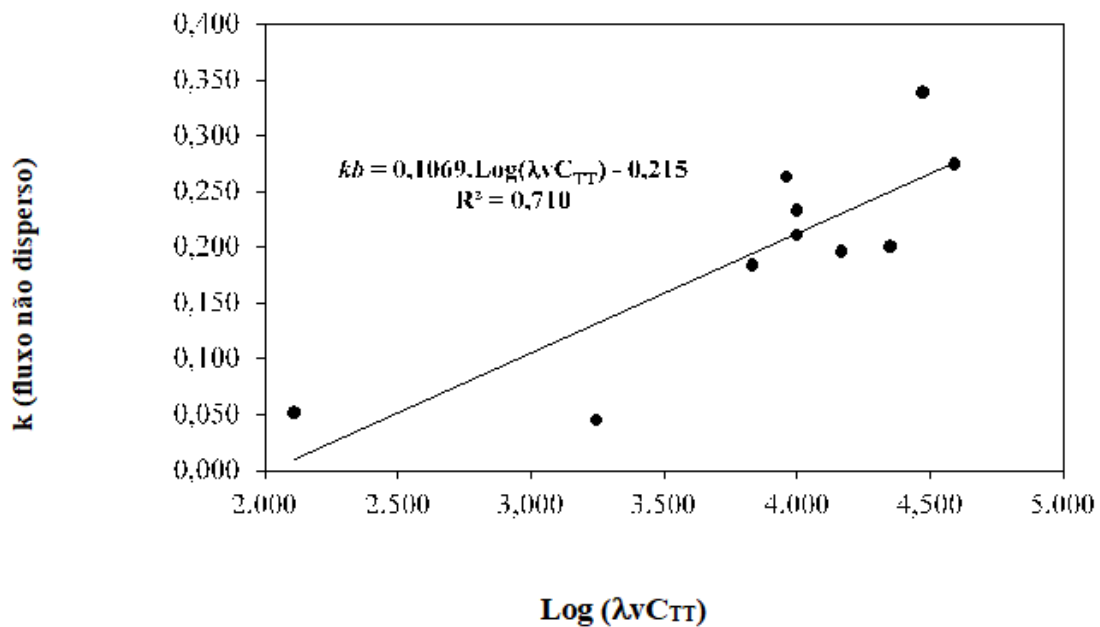
Quanto à remoção de DBO, o modelo de k_{DBO} obtido com a equação 2.29 alcançou melhor resultado em relação aos valores observados. Porém, seria referente à amostra filtrada. De maneira análoga à remoção de indicador microbiano, as estimativas de d por Agunwamba et al. (1992), Yanez e von Sperling (1999) produziram melhores resultados. As menores diferenças (calculado x observado) foram verificadas nas lagoas LFP_2 e LFP_6 .

As Figuras 5 a 7 mostram correlações entre as cargas aplicadas (superficiais e volumétricas) e os coeficientes de decaimento sob hipótese de fluxo ideal não disperso. Tal entendimento vem do fato de que todos os valores estimados para d foram inferiores à unidade, e, portanto, mais pertinentes à ideia de fluxo não disperso. No caso do C_{TT} adotou-se a expressão de carga como Log_{10} das concentrações em NMP de células / cm^2 * dia (superficial) e NMP células / cm^3 * dia (volumétrica). Com a DBO e a DQO, as cargas são referidas de forma mais usual (kg / ha.dia).

Figura 5 – Estimativa de k_b ideal sob condição de fluxo não disperso a partir da carga bacteriana superficial (a) e volumétrica (b) aplicadas às lagoas

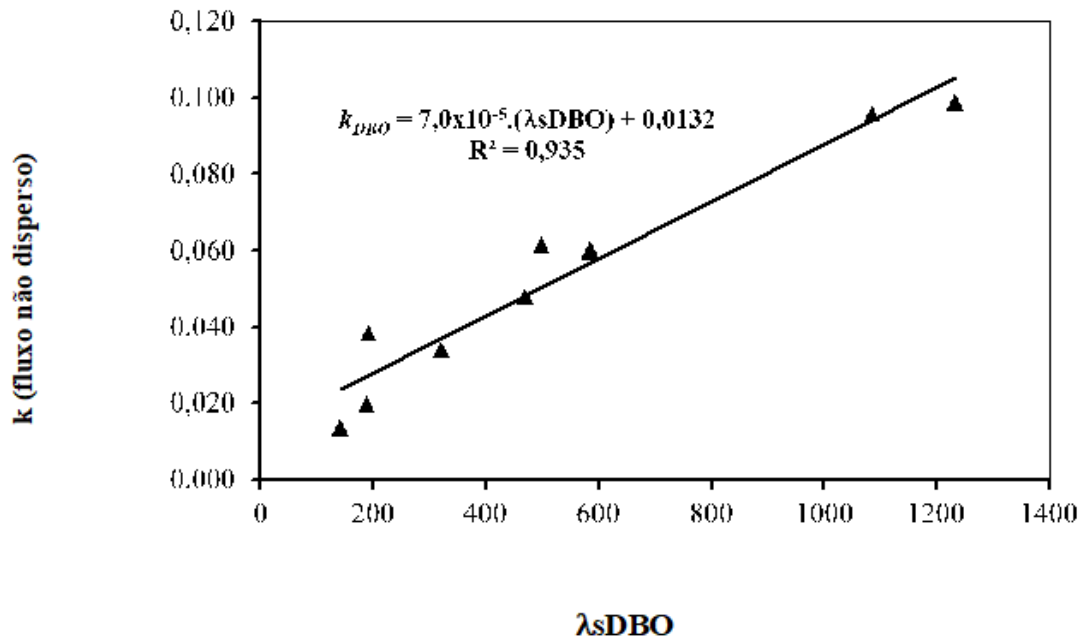


(a)

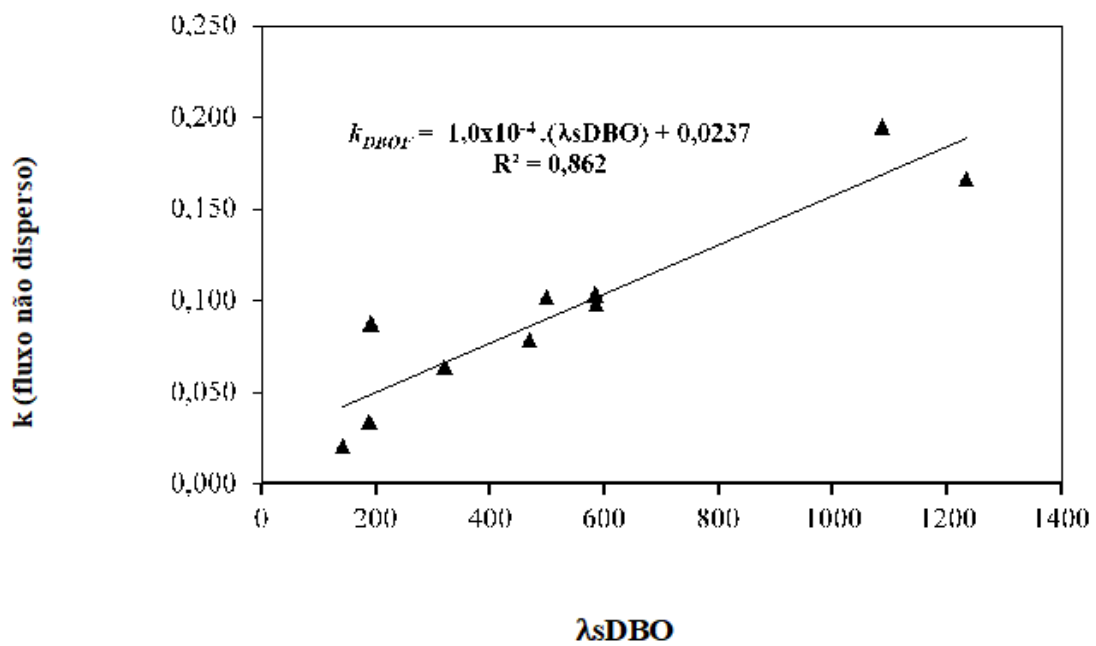


(b)

Figura 6 – Estimativa de k_{DBO} ideal sob condição de fluxo não disperso a partir da carga de DBO, superficial (a) e volumétrica (b) aplicadas às lagoas

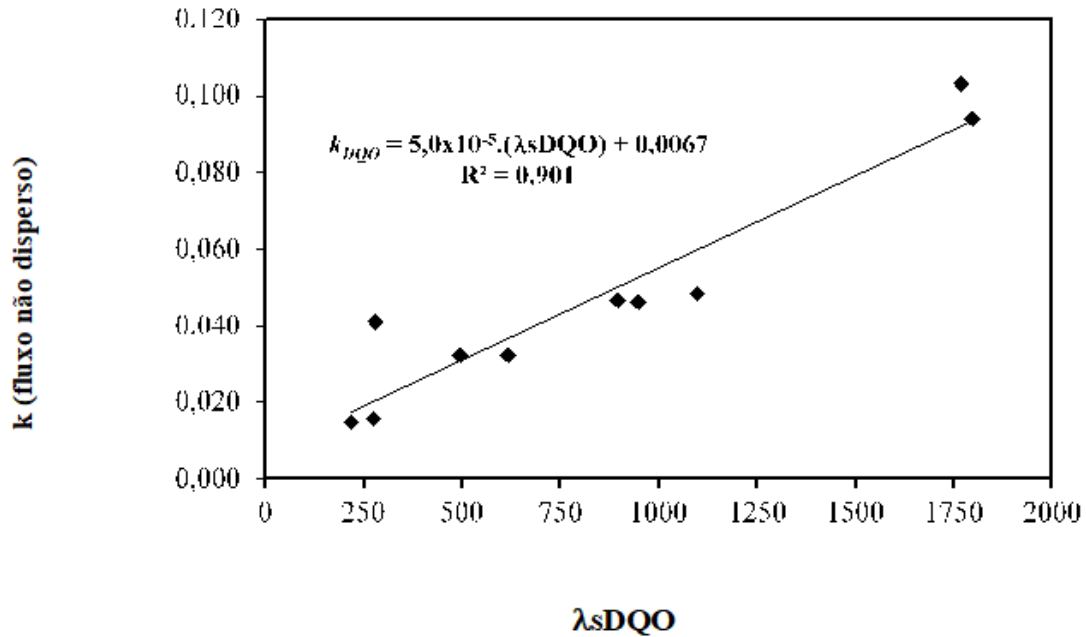


(a)

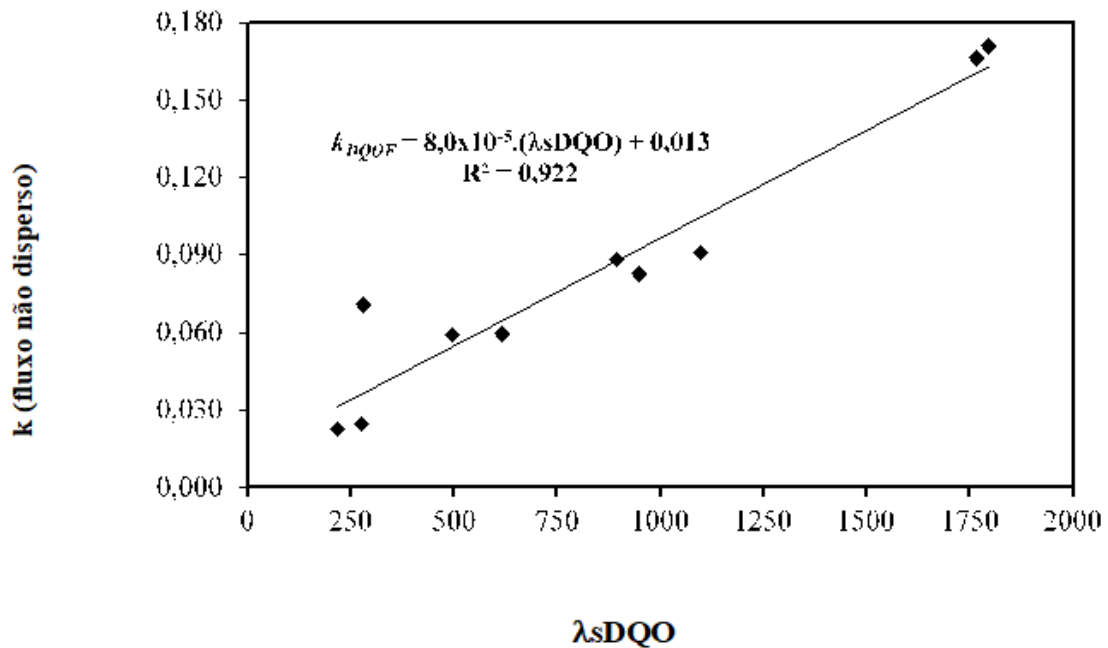


(b)

Figura 7 – Estimativa de k_{DQO} ideal sob condição de fluxo não disperso a partir da carga de DQO, superficial (a) e volumétrica (b) aplicadas às lagoas



(a)



(b)

Fonte: Autor (2019)

As estimativas de d (coeficiente de dispersão) por modelos tradicionais, com base em fluxo em reatores, são equivalentes às obtidas com modelos estruturados a partir da geometria de lagoas. Entretanto, estes últimos são mais simples de serem empregados. Os valores de d

apresentam maior precisão quando as estimativas de k (k_b e k_{DBO}) são estimadas a partir de modelos empíricos com cargas aplicadas ou com elementos geométricos e operacionais das lagoas, no caso do C_{TT} . Ressalta-se, que os modelos baseados em carga aplicada tratam do efeito da temperatura da água, porém de forma implícita. Por tanto, o emprego de d é laborioso, mas não é tão preciso.

5 CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Lagoas de estabilização facultativas são sistemas abertos considerados como se fossem apenas uma sessão de um de um rio hipereutrófico, uma sessão pequenina, então a variável física seja relação geométrica Largura comprimento e profundidade tornam-se mais úteis do que considerar como um rio ou um reator fechado pelo ponto de vista prático e facilidade de cálculo.

Em vista dos dados obtidos podemos concluir que o uso de estimativa de k a partir da carga aplicada e em uso do modelo de fluxo não disperso é uma abordagem simples, clara e confiável.

A acuracidade dos modelos de fluxo ideal varia bastante. Assim, a refutação, que admite que o regime real se aproxima do fluxo empistonado, requer para um cômputo mais preciso. Entretanto, tal esforço pode não ser justificável. Quanto a isso, destaca-se que o valor de d está sujeito a incertezas associadas às seguintes variáveis: vazão, tamanho, posição e orientação das estruturas de entrada e saída, velocidade e direção do vento, geometria da lagoa, e temperatura da água na lagoa. Em paralelo, deve-se considerar ainda que d também varia ao longo do tempo, em função de flutuações nas condições ambientais, que afetam a hidrodinâmica na lagoa.

5.1 Trabalhos Futuros

Uma proposta interessante para um próximo trabalho seria tentar incluir novas variáveis ambientais no modelo de carga aplicada superficial e comparar com as taxas de remoção dos modelos atuais.

REFERÊNCIAS

- ABBAS, H.; NASR, R.; SEIF, H. Study of waste stabilization pond geometry for the wastewater treatment efficiency. **Ecological Engineering**, v. 28, n. 1, p. 25–34, 11 2006.
- AGUNWAMBA, J. C. Dispersion number determination in waste stabilization ponds. **Water, Air and Soil Pollution**, v. 59, p. 3–4, 1991.
- BRACHO, N.; BARRY, L.; GERARDO, A. Optimisation of hydraulic performance to maximize faecal coliform removal in maturation ponds. **Water Research**, v. 40, n. 8, p. 1677–1685, 5 2006.
- CARVALHO, M. E.; MOTA, S.; SILVA, F. J. A.; MARA, D. D.; SILVA, S. A.; PEARSON, H. W. From pilot to full-scale: comparing the performance of a pilot system with the full-scale version treating domestic and industrial wastewater in the state of ceará, brazil. In: **4th SPECIALIST INTERNATIONAL CONFERENCE ON WASTE STABILIZATIONS PONDS: TECHNOLOGY AND THE ENVIRONMENT**. Marrakech, Morroco: Annals... Preprint, 1999.
- CHAPRA, S. C. **Surface water quality modelling**. 1. ed. Long Grove, Illinois: Waveland Press, 2011.
- CURTIS, T. P.; MARA, D. D. **The effect of sunlight on mechanisms for the die-off of faecal coliform bacteria in waste stabilization ponds**. 1. ed. Leeds, UK: University of Leeds, Department of Civil Engineering, 1994.
- CURTIS, T. P.; MARA, D. D.; SILVA, S. A. Influence of ph, oxygen, and humic substances on ability of sunlight to damage faecal coliforms in waste stabilization pond water. **Applied and Environmental Microbiology**, v. 58, n. 4, p. 1335–1343, 04 1992.
- ELLIS, K. V.; RODRIGUES, P. C. Verification of two design approaches for stabilisation ponds. **Water Research**, v. 27, n. 9, p. 1447–1453, 09 1993.
- ELLIS, K. V.; RODRIGUES, P. C. C. Multiple regression design equations for stabilization ponds. **Water Research**, v. 29, n. 11, p. 1343–1351, 11 1995.
- FERRARA, R.; HARLEMAN, D. Hydraulic modelling for waste stabilization ponds. **Journal of the Environmental Engineering Division**, ASCE, v. 107, n. EE4, p. 817–830, 1981.
- FERRARA, R. A.; AVCI, C. Nitrogen dynamics in waste stabilization ponds. **Journal of water pollution control federation**, Water Environment Federation, v. 54, n. 4, p. 361–369, 1982.
- FONTELLE, M.; SIMÕES, M.; FARIAS, S.; FONTELLES, R. Metodologia da pesquisa científica: diretrizes para elaboração de um protocolo de pesquisa. **Revista Paraense de Medicina**, v. 23, n. 3, p. 69–76, 09 2009.
- FRITZ, J. J.; MIDDLETON, A. C.; MEREDITH, D. D. Dynamic process modeling of wastewater stabilization ponds. **Journal of the Water Pollution Control Federation**, Addison-Wesley, v. 51, n. 11, p. 2724–2743, 1979.
- HO, L.; ECHELPOEL, W. V.; GOETHALS, P. L. Design of waste stabilization pond systems: A review. **Water Research**, v. 123, p. 236–248, 06 2017.

JOHNSON, M.; VALERO, M. A. C.; MARA, D. D. Maturation ponds, rock filters and reedbeds in the uk.: Statistical analysis of winter performance. **Water Science and Technology**, v. 55, n. 11, p. 135–142, 2007.

JORDÃO, E. P.; PESSOA, C. A. **Tratamento de esgotos domésticos**. 6. ed. Rio de Janeiro: ABES, 2011.

KAYOMBO, S.; MBWETTE, T. S. A.; KATIMA, J. H. Y.; JORGENSEN, S. E. Effects of substrate concentrations on the growth of heterotrophic bacteria and algae in secondary facultative ponds. **Water Research**, v. 37, n. 12, p. 2937–2943, 07 2003.

KELLNER, E.; PIRES, E. C. **Lagoas de estabilização: projeto e operação**. Rio de Janeiro: ABES, 1998.

LIU, H. Predicting dispersion coefficient of streams. **Journal of the Environmental Engineering Division**, v. 103, n. 1, p. 59–69, 1977.

MARA, D. **Domestic wastewater treatment in developing countries**. [S.l.]: Earthscan, Sterling, 2003.

MARA, D. D. Design of waste stabilization pond systems: A review. **Water Research**, v. 8, n. 7, p. 493–495, 07 1974.

MARA, D. D.; MILLS, S. W.; PEARSON, H. W.; ALABASTER, G. P. Waste stabilization ponds: a viable alternative small community treatment systems. **Journal of the Institution of Water and Environmental Management**, v. 6, n. 1, p. 72–78, 1992.

MARA, D. D.; PEARSON, H. W. Artificial freshwater environment: waste stabilization ponds. In: **Biotechnology : a comprehensive treatise in 8 volumes**. [S.l.]: Verlag Chemie, 1986. cap. 4, p. 177–205.

MARA, D. D.; PEARSON, H. W.; ALABASTER, G. P.; MILLS, S. W. **An evaluation of waste stabilization ponds in Kenya**. 1997. 139f p. Research Monograph No 11, University of Leeds. Leeds, UK.

MARA, D. D.; PEARSON, H. W.; ORAGUI, J.; ARRIDGE, H.; SILVA, S. A. **Development of a new approach to waste stabilization pond design**. 2001. Research Monograph No 5, University of Leeds. Leeds, UK.

MARAIS, G. V. R. New factors in the design, operation and performance of waste stabilization ponds. **Bulletin of the World Health Organization**, v. 34, n. 5, p. 737–763, 1966.

MCGARRY, M. G.; PESCOD, M. G. Waste stabilization pond criterion for tropical asia. In: **PROCEEDINGS OF THE 2nd INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON WASTE TREATMENT LAGOONS**. Lawrence, EUA: University of Kansas, 1970. (5, v. 4), p. 114–132.

OLUKANNI, D.; DUCOSTE, J. Optimization of waste stabilization pond design for developing nations using computational fluid dynamics. **Ecological Engineering**, v. 37, p. 1878–1888, 06 2011.

PERSSON, J. The hydraulic performance of ponds of various layouts. **Urban Water**, v. 2, n. 3, p. 243–250, 09 2000.

PERSSON, J.; WITTGREN, H. B. How hydrological and hydraulic conditions affect performance of ponds. **Ecological Engineering**, v. 21, n. 4, p. 259–269, 12 2003.

POLPRASERT, C.; BHATTARAI, K. K. Dispersion model for waste stabilization ponds. **Water Research**, v. 111, n. 1, p. 45–59, 05 1985.

SHILTON, A.; HARRISON, J. **Guidelines for the hydraulic design of waste stabilisation ponds**. Palmerston North, New Zealand, 2003. 64 p.

SHILTON, A. N.; MARA, D. D. Cfd (computational fluid dynamics) modelling of baffles for optimizing tropical waste stabilization pond systems. **Water Science and Technology**, v. 51, n. 12, p. 103–106, 2 2005.

SILVA, F. J. A.; ARAÚJO, L. F. P.; FREITAS, V. C. A. Verificação de alguns modelos em lagoas facultativas primárias. **Revista Tecnologia**, v. 19, n. 19, p. 12–18, 12 1998.

SILVA, F. J. A.; SOUZA, R. O. D.; ARAÚJO, A. L. C. Revisiting the influence of loading on organic material removal rates in primary facultative ponds. **Brazilian Journal of Chemical Engineering**, v. 27, n. 1, p. 63–69, 03 2010.

SILVA, S. A.; OLIVEIRA, R.; MARA, D. D. **Performance of waste stabilization ponds in Northeast Brazil**. 1996. 139f p. Research Monograph No 9, Department of Civil Engineering, University of Leeds. Leeds, UK.

SOUZA, M. A. A.; CORDEIRO NETTO, O. M.; LOPES JÚNIOR, R. P. Sistema de apoio à decisão (sad) para seleção de alternativas de pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios. In: **Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios**. [S.l.]: Abes, 2001. cap. 10, p. 515–544. Programa de Pesquisa em Saneamento Básico – PROSAB 2.

SPERLING, M. V. Influence of dispersion number on the estimation of coliform removal in ponds. **Water Science and Technology**, v. 48, n. 2, p. 181–188, 2 2003.

SPERLING, M. V. Modelling of coliform removal in 186 facultative and maturation ponds around the world. **Water Research**, v. 39, n. 20, p. 5261–5273, 12 2005.

SPERLING, M. V. **Lagoas de estabilização**. [S.l.]: UFMG, Belo Horizonte, 2017. v. 3.

STEWART, C.; HESSAMI, M. study of methods of carbon dioxide capture and sequestration: the sustainability of a photosynthetic bioreactor approach. **Energy Conversion and Management**, v. 46, n. 3, p. 403–420, 2005.

THIRUMURTHI, D. Design criteria for waste stabilization ponds. **Journal of the Water Pollution Control Federation**, v. 46, n. 9, p. 2094–2106, 09 1974.

WEHNER, J. F.; WILHELM, R. H. Boundary conditions of flow reactor. **Chemical Engineering Science**, v. 6, n. 23, p. 89–93, 3 1956.

YANEZ, F. **Lagunas de Estabilización, Teoría, Diseño, Evaluación y Mantenimiento**. Cuenca, Ecuador: la Empresa Pública Municipal de Teléfonos, Agua Potable y Alcantarillado, 1993.

APÊNDICE A – BALANÇO DE MASSA DOS POLUENTES PARA OS REGIMES HIDRÁULICOS DO ESTUDO

A.0.1 Fluxo Contínuo

O balanço de massa de um poluente C sob condição de fluxo contínuo. A variação na forma linear deve ser dada por:

$$\frac{dC}{dt} * V = Q * C_0 - Q * C + G - D \quad (\text{A.1})$$

Em que: V = volume; Co = massa inicial; C = massa final (após um tempo t); Q = fluxo de volume por tempo (vazão); G = massa gerada; D = massa degradada (ou consumida) e dC/dt = variação de massa ao longo do tempo. A massa, na situação em apreço, pode ser referida como concentração (massa/volume);

A geração ou degradação são fenômenos correspondentes; Enquanto na geração o sinal é +, na degradação o sinal é -;

Também, os valores das taxas de geração e degradação podem apresentar valores e ordens distintas, pois os mecanismos envolvidos podem ser distintos.

Se na Eq. não há variação de dC/dt e G e D são diferenciados somente pelo balanço e referido como taxa de remoção (k) em cinética de 1ª ordem Então: (dC/dt).V = 0 e (+G-D) = k.C.V como ajuste dimensional.

$$\frac{dC}{dt} * V = Q * C_0 - Q * C + G - D \quad (\text{A.2})$$

$$(\text{base dimensional}) 0 = [(L^3/T) * (M/L^3)] - [(L^3/T) * (M/L^3)] + [(T^{-1}) * (M/L^3) * L^3]$$

A solução da Equação acima para C, fica:

$$-Q * C_0 = -Q * C + k * C * V \quad (\text{A.3})$$

$$-C * (Q + k * V) = -Q * C_0 \quad (\text{A.4})$$

$$-C = \frac{-Q * C_0}{(Q + k * V)} \quad (\text{A.5})$$

$$C = \frac{Q * C_0}{(Q + k * V)} \quad (\text{A.6})$$

dividindo tudo por Q, temos:

$$C = \frac{C_0}{[1 + k * (\frac{V}{Q})]} \quad (\text{A.7})$$

como $V/Q = TDH$, obtém-se:

$$C = \frac{C_0}{[1 + k * TDH]} \quad (\text{A.8})$$

Portanto a equação A.8 representa o balanço de massa para o regime hidráulico do reator de mistura completa.

A.0.2 Fluxo Empistonado

Balanço de massa para reator de fluxo empistonado:

$$\frac{dC}{dt} = -k * C^n \quad (\text{A.9})$$

Como o fenômeno é representado por uma equação de 1ª ordem com $n=1$, então:

$$\frac{dC}{dt} = -k * C^1 \quad (\text{A.10})$$

$$\frac{dC}{dt} = -k * C \quad (\text{A.11})$$

Integrando ambos os termos, temos:

$$\int_{C_0}^C \frac{dC}{C} = -k * \int_0^t dt \quad (\text{A.12})$$

Resolvendo a integral, obtemos:

$$\ln(C) - \ln(C_0) = -k * t \quad (\text{A.13})$$

Utilizando as propriedades dos logaritmos, temos:

$$\ln\left(\frac{C}{C_0}\right) = -k * t \quad (\text{A.14})$$

Portanto, chegamos ao modelo do reator de fluxo empistonado:

$$C = C_0 * e^{-k*t} \quad (\text{A.15})$$