

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”  
FACULDADE DE CIÊNCIAS AGRONÔMICAS  
CÂMPUS DE BOTUCATU

**EFICIÊNCIA DE ALAGADOS CONSTRUÍDOS PARA O  
TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS COM BAIXAS CARGAS  
ORGÂNICAS**

**JOÃO GABRIEL THOMAZ QUELUZ**

Tese apresentada à Faculdade de Ciências  
Agronômicas da Unesp – Câmpus de Botucatu,  
para obtenção do título de Doutor em  
Agronomia (Irrigação e Drenagem)

BOTUCATU-SP  
Novembro - 2016

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”  
FACULDADE DE CIÊNCIAS AGRONÔMICAS  
CÂMPUS DE BOTUCATU

**EFICIÊNCIA DE ALAGADOS CONSTRUÍDOS PARA O  
TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS COM BAIXAS CARGAS  
ORGÂNICAS**

**JOÃO GABRIEL THOMAZ QUELUZ**

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Máximo Sánchez Román  
Co-Orientador: Prof. Dr. Marcelo Loureiro Garcia

Tese apresentada à Faculdade de Ciências  
Agronômicas da Unesp – Câmpus de Botucatu,  
para obtenção do título de Doutor em  
Agronomia (Irrigação e Drenagem)

BOTUCATU-SP  
Novembro – 2016

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA SEÇÃO TÉCNICA DE AQUISIÇÃO E TRATAMENTO DA INFORMAÇÃO - DIRETORIA TÉCNICA DE BIBLIOTECA E DOCUMENTAÇÃO - UNESP - FCA - LAGEADO - BOTUCATU (SP)

Q3e      Queluz, João Gabriel Thomaz, 1985-  
Eficiência de alagados construídos para o tratamento de águas residuárias com baixas cargas orgânicas / João Gabriel Thomaz Queluz. - Botucatu : [s.n.], 2016  
xii, 110 f. : fots. color., grafs. color., ils., tabs.

Tese (Doutorado) - Universidade Estadual Paulista, Faculdade de Ciências Agrônômicas, Botucatu, 2016  
Orientador: Rodrigo Máximo Sánchez Román  
Coorientador: Marcelo Loureiro Garcia  
Inclui bibliografia

1. Águas residuais - Análise. 2. Águas residuais - Purificação. 3. Água - reutilização. 4. Matéria orgânica. 5. Macrófitas aquáticas. I. Sánchez Román, Rodrigo Máximo. II. Garcia, Marcelo Loureiro. III. Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho" (Câmpus de Botucatu). Faculdade de Ciências Agrônômicas. IV. Título.

**CERTIFICADO DE APROVAÇÃO**

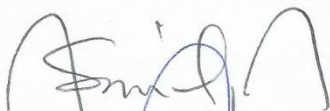
TÍTULO DA TESE: EFICIÊNCIA DE ALAGADOS CONSTRUÍDOS PARA O TRATAMENTO DE ÁGUAS RESIDUÁRIAS COM BAIXAS CARGAS ORGÂNICAS

**AUTOR: JOÃO GABRIEL THOMAZ QUELUZ**

**ORIENTADOR: RODRIGO MÁXIMO SÁNCHEZ ROMÁN**

**COORIENTADOR: MARCELO LOUREIRO GARCIA**

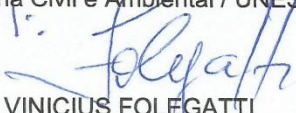
Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de Doutor em AGRONOMIA (IRRIGAÇÃO E DRENAGEM), pela Comissão Examinadora:



Prof. Dr. RODRIGO MÁXIMO SÁNCHEZ ROMÁN  
Depto de Engenharia Rural / UNESP - Faculdade de Ciências Agronômicas de Botucatu



Prof. Dr. EDUARDO LUIZ DE OLIVEIRA  
Depto de Engenharia Civil e Ambiental / UNESP - Faculdade de Engenharia de Bauru



Prof. Dr. MARCOS VINICIUS FOLEGATTI  
Depto de Engenharia de Biossistemas / Universidade de São paulo - Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz



Prof. Dr. HÉLIO GRASSI FILHO  
Depto de Solos e Recursos Ambientais / UNESP - Faculdade de Ciências Agronômicas de Botucatu



Prof. Dr. TARLEI ARRIEL BOTREL  
Depto de Engenharia de Biossistemas / ESALQ - Escola Superior de Agricultura

Botucatu, 08 de novembro de 2016

*"We must remember that intelligence is not enough. Intelligence plus character - that is the goal of true education"*

*(Dr. Martin Luther King Jr., The purpose of education, 1947)*

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Rodrigo Máximo Sánchez Román, pela orientação e convivência amigável durante a realização do curso de pós-graduação.

Ao Prof. Dr. Marcelo Loureiro Garcia, pela co-orientação deste trabalho.

Aos colegas, Piero Oliveira, Roberto Luvisutto e Edilson Ramos Gomes, pelo auxílio no desenvolvimento do projeto.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia Rural, pela ajuda com a construção e manutenção da área experimental.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, pela concessão da bolsa de doutorado.

Este trabalho foi financiado por auxílio à pesquisa da FAPESP (processo 2014/05997-6)

## SUMÁRIO

	<b>Página</b>
LISTA DE TABELAS .....	VII
LISTA DE FIGURAS .....	IX
RESUMO .....	1
SUMMARY .....	3
1. INTRODUÇÃO .....	5
2. REVISÃO DE LITERATURA .....	8
2.1 Aspectos gerais .....	8
2.2 Alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal .....	11
2.3 Função das macrófitas aquáticas.....	13
2.4 Modelos hidráulicos.....	16
2.5 Remoção de sólidos suspensos .....	23
2.6 Remoção de carbono e matéria orgânica .....	24
2.7 Remoção de patógenos .....	26
3. MATERIAL E MÉTODOS .....	29
3.1 Local do experimento .....	29
3.2 Características do sistema de tratamento .....	29
3.3 Espécie vegetal .....	31
3.4 Origem da água residuária .....	32
3.5 Carga orgânica aplicada.....	32
3.6 Operação do sistema e tempo de detenção .....	34
3.7 Dados climáticos.....	36
3.8 Coleta e análise de amostras .....	37
3.9 Condutividade hidráulica do material suporte .....	40
3.10 Análise estatística .....	40
3.11 Ajuste e modificação dos modelos hidráulicos.....	40
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO .....	41
4.1 Efeito das condições climáticas na hidráulica dos alagados construídos .....	41

4.2	Características da água residuária .....	48
4.3	Funcionamento do sistema de tratamento.....	51
4.4	Variações na condutividade elétrica, no pH e no potencial redox .....	53
4.5	Remoção de sólidos suspensos .....	59
4.6	Remoção de matéria orgânica.....	64
4.7	Remoção de patógenos .....	72
4.8	Remoção de nutrientes.....	75
4.9	Análise estatística .....	77
4.10	Ajuste dos modelos hidráulicos .....	85
4.10.1	<i>Determinação do coeficiente de remoção .....</i>	<i>85</i>
4.10.2	<i>Ajuste dos modelos hidráulicos .....</i>	<i>87</i>
4.10.3	<i>Modificação do modelo hidráulico de fluxo em pistão .....</i>	<i>93</i>
5.	CONCLUSÕES.....	97
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	99



**LISTA DE TABELAS**

<b>Tabela 1</b> - Principais vantagens e desvantagens de alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal .....	12
<b>Tabela 2</b> – Concentração residual de poluentes em alagados construídos .....	18
<b>Tabela 3</b> – Valores sugeridos para a constante de remoção de poluentes na temperatura de referência ( $K_{20}$ ) e para o coeficiente de temperatura ( $\Theta$ ) .....	22
<b>Tabela 4</b> - Datas da realização de coleta de amostras em cada etapa do experimento .....	37
<b>Tabela 5</b> - Parâmetros analisados na água residuária doméstica e seus respectivos pontos de amostragem nos alagados construídos .....	38
<b>Tabela 6</b> – Variáveis estudadas na água residuária e métodos adotados para análise .....	39
<b>Tabela 7</b> - Valores médios dos parâmetros climáticos registrados .....	41
<b>Tabela 8</b> – Evapotranspiração dos alagados construídos .....	45
<b>Tabela 9</b> - Vazão média dos alagados construídos nas etapas do experimento .....	47
<b>Tabela 10</b> – Tempo de detenção hidráulica dos alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	47
<b>Tabela 11</b> – Características físico-químicas e microbiológicas da água de abastecimento e dos efluentes diluídos nas etapas do experimento .....	48
<b>Tabela 12</b> - Características físico-químicas e microbiológicas do afluente e dos efluentes dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	49
<b>Tabela 13</b> - Eficiência média dos três alagados construídos na remoção de poluentes nas diferentes etapas do experimento .....	50
<b>Tabela 14</b> – Condutividade hidráulica saturada do material suporte pré e pós execução do experimento .....	52
<b>Tabela 15</b> – Média e desvio padrão do potencial hidrogeniônico (pH) do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	56
<b>Tabela 16</b> - Média e desvio padrão do potencial redox ( $E_H$ ) do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	58
<b>Tabela 17</b> – Turbidez média do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	63

<b>Tabela 18</b> – Taxas médias de aplicação superficial e volumétrica de matéria orgânica nas diferentes etapas do experimento .....	64
<b>Tabela 19</b> - Valores mínimos, máximos, médios de eficiência de remoção de DQO e seus respectivos desvios padrão .....	67
<b>Tabela 20</b> – Demanda bioquímica de oxigênio média do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	70
<b>Tabela 21</b> – Concentração média de coliformes totais e fecais no afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	72
<b>Tabela 22</b> - Estatística descritiva do modelo global de remoção de matéria orgânica .....	78
<b>Tabela 23</b> – Modelos lineares de remoção de matéria orgânica dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	79
<b>Tabela 24</b> – Análise de variância do modelo global de remoção de matéria orgânica .....	79
<b>Tabela 25</b> - Estatística descritiva do modelo global de remoção de coliformes fecais .....	82
<b>Tabela 26</b> – Modelos lineares de remoção de coliformes fecais dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	82
<b>Tabela 27</b> – Análise de variância do modelo global de remoção de coliformes fecais .....	83
<b>Tabela 28</b> – Valores médios dos coeficientes de remoção de matéria orgânica e de coliformes fecais dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série com e sem os efeitos da evapotranspiração .....	86
<b>Tabela 29</b> – Modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série para matéria orgânica e coliformes fecais com e sem os efeitos da evapotranspiração .....	86

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> – Primeiro documento sobre alagados construídos (Fonte: adaptado de Monjeau, 1901) .....	9
<b>Figura 2</b> - Diferentes características de alagados construídos (Fonte: adaptado de WALLACE; KNIGHT, 2006) .....	10
<b>Figura 3</b> – Principais componentes de alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal (Fonte: MOTTA MARQUES, 1999) .....	11
<b>Figura 4</b> - Transferência de oxigênio para substrato pela ação das macrófitas (Fonte: adaptado de MOTTA MARQUES, 1999) .....	14
<b>Figura 5</b> – Esquema de tanques em série .....	19
<b>Figura 6</b> – Eficiência na remoção de poluentes em função do número de tanques em série (Fonte: adaptado de VON SPERLING; CHERNICHARO, 2005) .....	21
<b>Figura 7</b> – Relação entre condutividade hidráulica e formação de lodo em alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal (Fonte: adaptado de WALLACE; KNIGHT, 2006) .....	24
<b>Figura 8</b> – Leitões de alagados construídos do sistema de tratamento desenvolvido .....	30
<b>Figura 9</b> – A) Registros para coleta de amostras; B) Dispositivo de descarga e controle de nível .....	30
<b>Figura 10</b> – A) Brejo natural de onde foram coletadas as macrófitas; B) Macrófita coletada e podada .....	31
<b>Figura 11</b> – Sistema de tratamento no dia do plantio das macrófitas .....	32
<b>Figura 12</b> – Tanque de preparo: A) Caixa d'água; B) Bomba d'água periférica .....	33
<b>Figura 13</b> – Mangueira transparente graduada instalada no tanque de preparo .....	33
<b>Figura 14</b> – Caixas de distribuição de efluente .....	34
<b>Figura 15</b> – A) Reservatórios de coleta do efluente tratado; B) Hidrômetro .....	35
<b>Figura 16</b> – Estrutura da área experimental .....	36
<b>Figura 17</b> – Precipitação diária registrada durante a execução do experimento .....	42
<b>Figura 18</b> – Vazão afluente adicional nos alagados construídos devido à precipitação ...	43
<b>Figura 19</b> – Vazão afluente total dos alagados construídos .....	43
<b>Figura 20</b> – Efeito das precipitações no tempo de detenção hidráulica .....	44
<b>Figura 21</b> – Vazão afluente e vazões efluentes dos três alagados construídos .....	44
<b>Figura 22</b> – Efeito da evapotranspiração nos tempos de detenção hidráulica. ....	46

<b>Figura 23</b> – Vazão média dos três alagados construídos durante o experimento .....	46
<b>Figura 24</b> - Aspecto dos afluentes (à esquerda) e efluentes (à direita) dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	51
<b>Figura 25</b> - Escoamento superficial do efluente na primeira caixa d'água do alagado construído sem cultivo de macrófitas (Alagado 1) .....	52
<b>Figura 26</b> - Condutividade elétrica em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	54
<b>Figura 27</b> - Potencial hidrogeniônico (pH) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	55
<b>Figura 28</b> - Potencial redox ( $E_H$ ) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento .....	57
<b>Figura 29</b> - Concentração média de sólidos suspensos totais em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento...	60
<b>Figura 30</b> - Concentração de sólidos suspensos totais do afluente e dos efluentes dos três alagados construídos durante a execução do experimento .....	61
<b>Figura 31</b> - Eficiência e taxa de remoção de sólidos suspensos totais dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação (equações válidas para taxas de aplicação na faixa de 1,5 a 12,6 g m <sup>-2</sup> dia <sup>-1</sup> ) .....	62
<b>Figura 32</b> - Valores médios de demanda química de oxigênio (DQO) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.....	65
<b>Figura 33</b> - Eficiência e taxa de remoção de demanda química de oxigênio (DQO) dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação (equações válidas para taxas de aplicação na faixa de 2,3 a 8,9 g m <sup>-2</sup> dia <sup>-1</sup> ) .....	69
<b>Figura 34</b> - Eficiência e taxa de remoção de demanda bioquímica de oxigênio (DBO) dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação (equações válidas para taxas de aplicação na faixa de 0,6 a 2,5 g m <sup>-2</sup> dia <sup>-1</sup> ) .....	71
<b>Figura 35</b> – Remoção média de coliformes fecais dos três alagados construídos nas diferentes etapas o experimento .....	73
<b>Figura 36</b> - Remoção média de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica .....	74
<b>Figura 37</b> - Taxa de remoção de nitrogênio total, fósforo total e potássio dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação .....	76

<b>Figura 38</b> - Remoção média de nitrogênio total, fósforo total e potássio nos três alagados construídos nas diferentes etapas o experimento .....	77
<b>Figura 39</b> - Concentração remanescente de demanda química de oxigênio (C/Co) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos .....	78
<b>Figura 40</b> – Modelos lineares de remoção de matéria orgânica para as três etapas do experimento .....	80
<b>Figura 41</b> – Distribuição dos resíduos e normalidade dos modelos lineares de remoção de matéria orgânica .....	81
<b>Figura 42</b> – Redução logarítmica de coliformes fecais [ $\log(N_0/N)$ ] em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos .....	81
<b>Figura 43</b> – Modelos lineares de remoção de coliformes fecais para as três etapas do experimento .....	84
<b>Figura 44</b> – Distribuição dos resíduos e normalidade dos modelos lineares de remoção de coliformes fecais .....	84
<b>Figura 45</b> - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de DQO em relação ao tempo de detenção hidráulica nominal com e sem os efeitos da evapotranspiração .....	87
<b>Figura 46</b> - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica nominal com e sem os efeitos da evapotranspiração .....	88
<b>Figura 47</b> - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de DQO em relação ao tempo de detenção hidráulica com e sem os efeitos da evapotranspiração .....	90
<b>Figura 48</b> - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica com e sem os efeitos da evapotranspiração...91	91
<b>Figura 49</b> - Variações do coeficiente de remoção de DQO e de coliformes fecais dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e tanques em série em relação à distância da zona de entrada do afluente nos alagados construídos .....	92
<b>Figura 50</b> – Modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado para a remoção de DQO com e sem os efeitos da evapotranspiração .....	92

**Figura 51** – Modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado para a remoção de coliformes fecais com e sem os efeitos da evapotranspiração ..... 93

## RESUMO

A maioria dos sistemas de tratamento de águas residuárias é complexa, têm construção e manutenção dispendiosas e necessitam de recursos humanos qualificados para operação, características que praticamente inviabilizam sua adoção na zona rural do país. Áreas rurais demandam sistemas de custo reduzido, simples e de fácil operacionalidade, características encontradas em sistemas de alagados construídos.

Os objetivos do presente trabalho foram: desenvolver um sistema alagado construído para o tratamento de águas residuárias; avaliar a eficiência do alagado construído utilizando diferentes densidades de macrófitas; verificar a resposta do sistema a diferentes taxas de aplicação de matéria orgânica; e ajustar e modificar modelos hidráulicos que representem a cinética de remoção de matéria orgânica e de coliformes fecais.

Foi desenvolvido um sistema de tratamento com três leitos de alagados construídos, compostos por quatro caixas d'água retangulares ligadas em série. As caixas d'água foram preenchidas com o material suporte (brita #0) até a altura de 30 cm e ficaram saturadas com efluente até a altura de 25 cm. Os alagados construídos foram cultivados com diferentes densidades (0, 11,5 e 23 plantas  $m^{-2}$ ) de taboa (*Typha latifolia*). Cada leito recebeu 50 litros diários de água residuária doméstica, resultando em 3,2 dias de tempo de detenção hidráulica nominal. A eficiência do sistema foi avaliada pela análise de coliformes fecais, coliformes totais, condutividade elétrica, demanda bioquímica de oxigênio, demanda química de oxigênio, fósforo total, nitrogênio total, pH, potássio, potencial redox, sólidos suspensos totais, temperatura e turbidez. Análise de regressão linear foi realizada para comparar a eficiência dos três alagados construídos na remoção de

matéria orgânica e de patógenos. Além disso, os dados de demanda química de oxigênio e de coliformes fecais foram comparados com modelos hidráulicos convencionais (fluxo em pistão e tanques em série) com uso do coeficiente de determinação.

Os alagados construídos foram eficientes na remoção de coliformes fecais (99%), demanda bioquímica de oxigênio (72%), demanda química de oxigênio (80%), nitrogênio total (73%), fósforo total (83%), potássio (54%) e sólidos suspensos totais (98%). A densidade de macrófitas não alterou a eficiência de remoção de coliformes fecais e de demanda química de oxigênio nos três alagados construídos. Porém, os alagados cultivados com macrófitas (11,5 e 23 plantas m<sup>-2</sup>) foram mais eficientes na remoção de nitrogênio, fósforo e potássio. O sistema alagado construído foi sensível às taxas de aplicação de matéria orgânica, havendo correlação linear positiva entre as taxas aplicada e removida de matéria orgânica.

Os dados de demanda química de oxigênio e coliformes fecais foram comparados com as estimativas fornecidas pelos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série. O modelo hidráulico de fluxo em pistão convencional foi, então, modificado incluindo-se um fator de resistência à degradação ( $q$ ). O modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado representa mais adequadamente a cinética de remoção de matéria orgânica do que os modelos hidráulicos convencionais de fluxo em pistão e de tanques em série. ( $q = 0,521631$ , quando a evapotranspiração é considerada e  $q = 0,479332$  quando a evapotranspiração não é considerada). Por outro lado, o modelo modificado não é superior ao modelo convencional em relação à remoção de coliformes fecais.

Concluindo, sugere-se que o modelo hidráulico modificado seja utilizado tanto para o dimensionamento quanto para a avaliação da eficiência de remoção de matéria orgânica em alagados construídos.

---

**Palavras-chave:** Wetlands construídos, tratamento de águas residuárias domésticas, modelos hidráulicos, *Typha latifolia*, matéria orgânica



EFFICIENCY OF CONSTRUCTED WETLANDS FOR LOW STRENGTH DOMESTIC WASTEWATER TREATMENT. Botucatu, 2016. 110p. Tese (Doutorado em Agronomia/Irrigação e Drenagem) – Faculdade de Ciências Agrônômicas, Universidade Estadual Paulista.

Author: JOÃO GABRIEL THOMAZ QUELUZ

Adviser: RODRIGO MÁXIMO SÁNCHEZ ROMÁN

Co-Adviser: MARCELO LOUREIRO GARCIA

## SUMMARY

Most wastewater treatment systems are complex, have expensive cost for both construction and maintenance, and require skilled manpower for operation, features that practically precludes its adoption in rural areas of the country. Rural areas require simple and low-cost systems, characteristics found in constructed wetlands.

This study aimed 1) to develop a constructed wetland system for wastewater treatment; 2) to assess the constructed wetlands efficiency using different densities of macrophytes; 3) to check the system response to different organic matter application rates; 4) to adjust and modify hydraulic models which represent the kinetics of organic matter and fecal coliforms removal.

It was developed a treatment system with three constructed wetlands beds, composed by four rectangular water storage tanks connected in series. The water tanks were filled with gravel ( $\emptyset = 2.4 - 9.5$  mm) to a height of 30 cm and were saturated with effluent to a height of 25 cm. The constructed wetlands were cultivated with different cattail (*Typha latifolia*) densities: 0, 11.5 and 23 plants  $m^{-2}$ . Each bed received 50 liters of domestic wastewater per day, resulting in 3.2 days of nominal hydraulic retention time. The system efficiency was evaluated by the analysis of fecal coliforms, total coliforms, electrical conductivity, biochemical oxygen demand, chemical oxygen demand, total phosphorus, total nitrogen, pH, potassium, redox potential, total suspended solids, temperature, and turbidity. Linear regression analysis was performed to compare the efficiency of the three constructed wetlands in the removal of organic matter and pathogens. Furthermore, chemical oxygen demand and fecal coliforms data were compared with conventional hydraulic models using the coefficient of determination.

The constructed wetlands were efficient for removing fecal coliforms (99%), biochemical oxygen demand (72%), chemical oxygen demand (80%), total nitrogen (73%), total phosphorus (83%), potassium (54%) and suspended solids (98%). The macrophytes density did not affect the efficiency of the three constructed wetlands for removing fecal coliforms and chemical oxygen demand. However, the beds cultivated with macrophytes presented higher efficiency in the removal of nitrogen, phosphorus and potassium. The constructed wetlands responded to the different organic matter application rates, with positive linear correlation between the applied and removed rates.

The chemical oxygen demand and fecal coliforms data were compared with the predicted values provided by the conventional hydraulic models (plug flow and tanks in series). The conventional plug flow model was then modified and a degradation resistance factor ( $q$ ) was included. The modified plug flow model showed better fit to the organic matter data than the conventional hydraulic models (whether or not evapotranspiration was considered:  $q = 0.521631$  and  $q = 0.479332$ ). On the other hand, the modified plug flow model did not show better fit to the fecal coliforms data than the conventional plug flow models.

In conclusion, it is suggested that the modified plug flow hydraulic model should be used for the design and the assessment of organic matter removal efficiency in constructed wetlands.

---

**Keywords:** Constructed wetlands, domestic wastewater treatment, hydraulic models, *Typha latifolia*, organic matter

## 1. INTRODUÇÃO

Saneamento básico é o conjunto de atividades que envolve, entre outras, o abastecimento de água potável e a coleta e tratamento de efluentes urbanos, com o objetivo principal de promover a saúde humana. Entretanto, é um setor que demanda elevados investimentos e tecnologia refinada, o que limita sua adequada implantação, principalmente, nos países em desenvolvimento.

Por exemplo, no Brasil são coletados apenas 47% do esgoto urbano e tratados 25,8% (Agência Nacional de Águas: ANA, 2009). Além disso, não há políticas públicas voltadas para o saneamento rural, porém os dados acima permitem supor que as condições de saneamento rural são ainda mais precárias.

Pesquisa do IBGE/PNAD (2009) mostra que 5,7% da população rural brasileira lançam seus efluentes em redes coletoras de esgoto. Dos 94,3% restantes, 48,9% utilizam fossas rudimentares, 20,3% fossas sépticas e 25,1% outras soluções de descarte. Se cada um dos 30 milhões de habitantes da zona rural brasileira gerar 80L dia<sup>-1</sup> de água residuária doméstica, pode-se estimar que esta população produz um volume diário de 2,4 bilhões de litros de esgoto, que resulta em acentuada contaminação ambiental e sérios riscos à saúde humana. A adoção do tratamento de águas residuárias por esta população permitiria o lançamento desse extraordinário volume de efluente sanitário com baixos riscos de contaminação ambiental.

Entretanto, a maioria dos sistemas de tratamento de águas residuárias é complexa, têm construção e manutenção dispendiosas e necessitam de recursos humanos qualificados para operação, características que praticamente inviabilizam sua adoção na zona rural do país.

Áreas rurais demandam sistemas de custo reduzido, simples e de fácil operacionalidade, características encontradas em ecotecnologias, por exemplo, alagados naturais e a desinfecção solar.

Os alagados naturais apresentam elevada atividade biológica e transformam diversos poluentes de águas residuárias em subprodutos inofensivos ou em nutrientes. (KADLEC; KNIGHT, 1996; KADLEC; WALLACE, 2008). Por esta razão, foram desenvolvidos os sistemas artificiais denominados de alagados construídos ou leitos cultivados (USEPA, 2000), que são estruturas artificiais dimensionadas e construídas para o tratamento de águas residuárias utilizando os processos que ocorrem nos alagados naturais.

Esse processo de tratamento apresenta elevada eficiência na remoção de sólidos suspensos totais (SST), demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), coliformes totais e coliformes fecais (BRASIL, 2005; ABOU-ELELA et al., 2013; GARCÍA; PAREDES; CUBILLOS, 2013; WEERAKOON et al., 2013).

Sendo assim, alagados construídos podem auxiliar a melhorar o cenário alarmante que se encontra a população rural brasileira na coleta e tratamento de águas residuárias domésticas e suas consequências.

A maioria dos trabalhos realizados no Brasil avalia a eficiência dos alagados construídos em relação à remoção de matéria orgânica, nutrientes e patógenos e ao uso de diferentes espécies vegetais (SANTOS, 2009; PIEDADE 2010; KLETECKE, 2011; VON DREIFUS, 2012). Enquanto, poucos trabalhos ajustam e utilizam modelos matemáticos para descrever a eficiência e a cinética de remoção de poluentes para as condições climáticas brasileiras (BRASIL, 2005; VON SPERLING; DE PAOLI, 2013).

Os principais parâmetros dos modelos hidráulicos de remoção de poluentes são a constante de remoção de poluentes ( $K$ ) e o tempo de detenção hidráulico ( $t$ ). Sendo que, a concentração final do efluente está em função do produto entre  $K$  e  $t$  (VON SPERLING; DE PAOLI, 2013).

O uso de modelos matemáticos ajustados para a condição climática local permitiria que o dimensionamento e a avaliação da eficiência de alagados construídos fossem mais apurados e, portanto, a tecnologia poderia ser difundida e utilizada com segurança em comunidades rurais e/ou de baixa renda.

Considerando que: (1) o saneamento rural no país encontra-se em situação alarmante; (2) as políticas de saneamento no Brasil privilegiam áreas urbanas; (3) a maioria dos processos de tratamento de águas residuárias é de difícil aplicabilidade em comunidades rurais; (4) os sistemas alagados construídos apresentam elevada eficiência e baixo custo de instalação e manutenção; (5) os modelos matemáticos são importantes ferramentas tanto para o dimensionamento quanto para a avaliação da eficiência de alagados construídos, os objetivos do presente trabalho foram: desenvolver um sistema alagado construído para o tratamento de águas residuárias domésticas; avaliar a eficiência do alagado construído utilizando diferentes densidades de macrófitas; verificar a resposta do sistema a diferentes taxas de aplicação de matéria orgânica; e ajustar e modificar modelos hidráulicos que representem a cinética de remoção de matéria orgânica e de coliformes fecais.

## 2. REVISÃO DE LITERATURA

### 2.1 Aspectos gerais

Terras alagadas, denominadas em inglês de *wetlands*, são sistemas naturais que ficam alagados durante o ano inteiro ou parte dele. São popularmente denominados de brejo, pântano, charco, etc. Geralmente, são áreas de transição entre sistemas terrestres e sistemas aquáticos. Porém, também podem ser encontrados em depressões ou em áreas com solos de baixa permeabilidade. Entretanto, existem diferentes definições para essas áreas, a definição geral de terras alagadas pode ser descrita como locais que permanecem com o meio poroso saturado de água por tempo suficiente só permitindo o desenvolvimento de plantas que conseguem crescer em solos saturados (KADLEC; WALLACE, 2008).

Segundo Hammer e Bastian (1989) e Salati (2000), os alagados naturais têm papéis fundamentais na dinâmica de ecossistemas, entre os quais se pode citar:

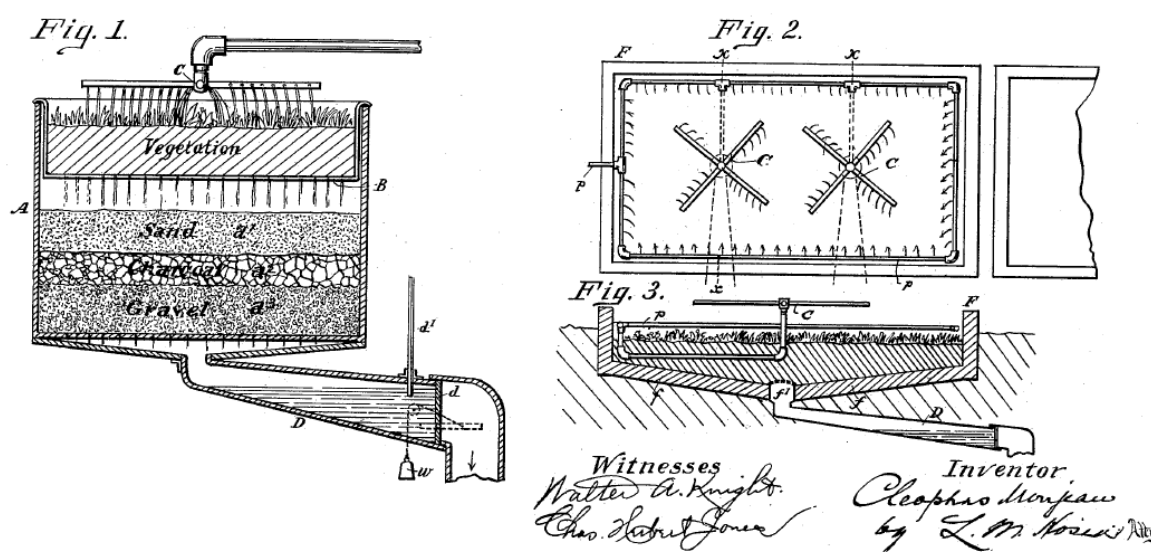
- Capacidade de amortecer fluxos de água,
- Melhorar e controlar a qualidade das águas,
- Controle de assoreamento,
- Área de refúgio para fauna terrestre e aquática,
- Fornece alimentos para toda a cadeia alimentar,
- Local para reprodução da fauna.

Quando comparados a outros ecossistemas, os alagados naturais apresentam elevada atividade biológica e, portanto, são capazes de transformar diversos poluentes comumente encontrados em águas residuárias, em subprodutos inofensivos ou em nutrientes que podem ser aproveitados para aumentar a atividade biológica (KADLEC; KNIGHT, 1996; KADLEC; WALLACE, 2008).

De acordo com USEPA (2000) as melhorias na qualidade da água que ocorrem em terras alagadas naturais foram observadas durante muitos anos por cientistas e engenheiros e, esse fato, levou ao desenvolvimento de sistemas artificiais denominados de alagados construídos ou leitos cultivados (constructed wetlands ou treatment wetlands).

Alagado construído (AC) é um sistema artificial dimensionado e construído para o tratamento de águas residuárias utilizando os processos que ocorrem nos alagados naturais. Esses sistemas são dimensionados para utilizar diversos processos existentes em sistemas naturais, porém, os processos em alagados construídos ocorrem em condições mais controladas (BRIX; SCHIERUP, 1989).

O primeiro documento oficial sobre o possível uso de ACs como sistemas artificiais para o tratamento de águas foi desenvolvido e patenteado no Estados Unidos da América por Cleophas Monjeau em 1901 (MONJEAU, 1901). Na Figura 1 é mostrado o sistema desenvolvido.

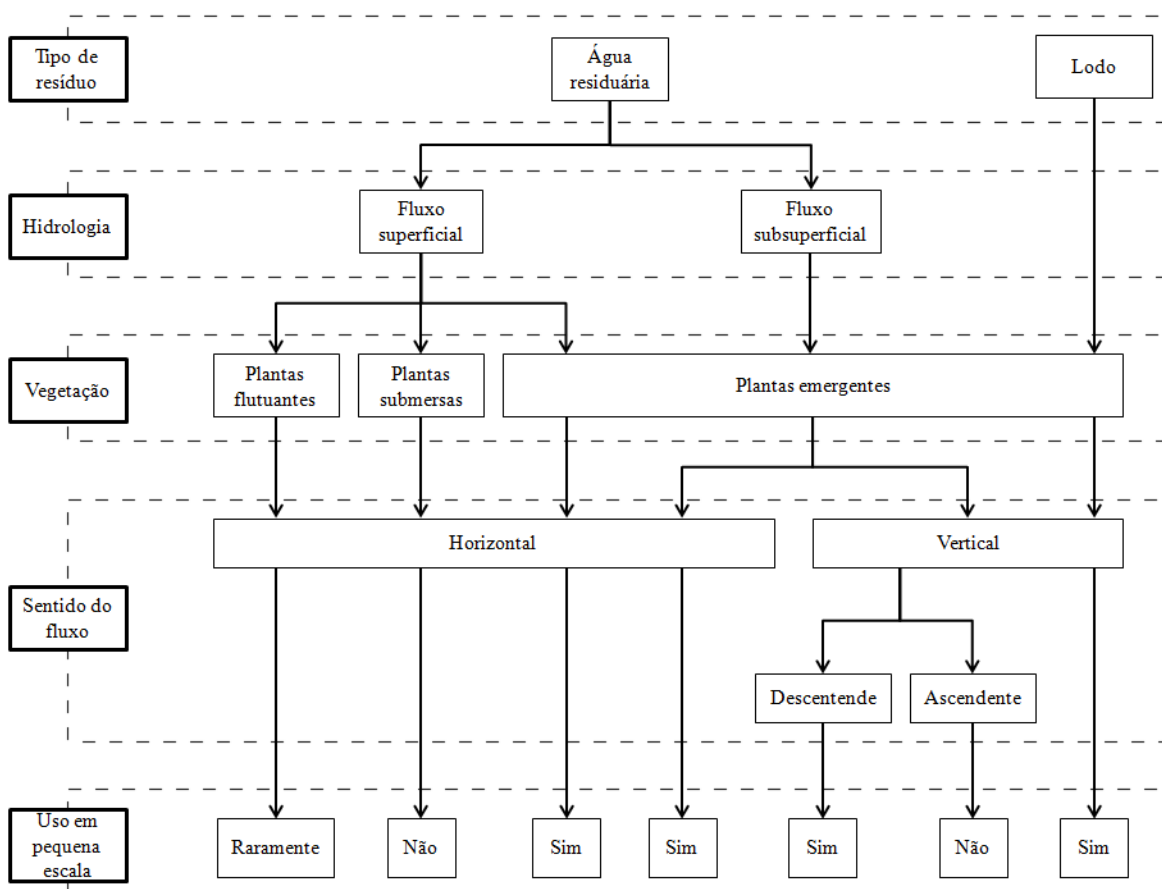


**Figura 1** – Primeiro documento sobre alagados construídos (Fonte: adaptado de Monjeau, 1901).

Segundo Bastian e Hammer (1993) o uso de AC para o tratamento de águas residuárias foi disseminado na década de 50, em pesquisa realizada pelo Max Planck Institute na Alemanha Ocidental. Entretanto, essa tecnologia só foi adotada em larga escala na década de 80, principalmente por ser mecanicamente simples e ter a capacidade de atingir elevados níveis de tratamento. Além disso, os ACs podem ser desenvolvidos utilizando-se materiais e mão de obra local, característica vantajosa para países em desenvolvimento (KADLEC; WALLACE, 2008).

No Brasil, o primeiro estudo do tratamento de águas poluídas com o uso de ACs foi realizado em 1982 na ESALQ (Escola Superior de Agronomia “Luiz de Queiroz”) no município de Piracicaba – SP, com a construção de um lago artificial próximo ao Rio Piracicamirim (SALATI; RODRIGUES, 1982).

Os ACs podem ser classificados de duas maneiras, a primeira está relacionada com a hidrologia e a segunda com a vegetação. Na Figura 2 estão descritas as principais características das diversas variações de alagados construídos.



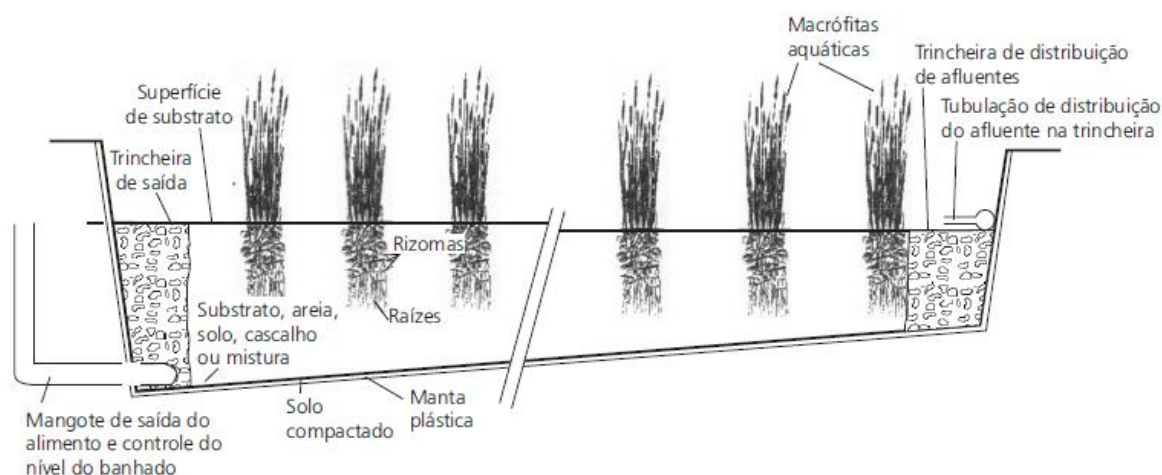
**Figura 2** - Diferentes características de alagados construídos (Fonte: adaptado de WALLACE; KNIGHT, 2006).



## 2.2 Alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal

Alagado construído de fluxo subsuperficial horizontal (AC-FSSH) consiste em um leito impermeável ou de baixa permeabilidade, preenchido com meio suporte poroso e cultivado com macrófitas emergentes. Como meio suporte pode ser utilizado brita, cascalho e areia, porém, o mais utilizado no EUA e na Europa é o cascalho (USEPA, 2000). Além disso, outros materiais podem ser utilizados como mostrado por Roston e Collaço (2003) e por Von Dreifus (2012), que utilizaram respectivamente, pneu picado e isopor em flocos.

Os principais componentes de AC-FSSH estão mostrados na Figura 3.



**Figura 3** – Principais componentes de alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal (Fonte: MOTTA MARQUES, 1999).

A remoção de poluentes com esses sistemas pode ser realizada a baixo custo, pois não utiliza bombeamento e necessita de poucas estruturas (KADLEC; WALLACE, 2008). Segundo Wallace e Knight (2006) o investimento básico de construção inclui gastos com dimensionamento do sistema, aquisição de terras, mantas impermeáveis, meio suporte, vegetação, sondagem da área, terraplanagem, escavação, estruturas hidráulicas e estradas de acesso. Entretanto, a proporção dos gastos de cada item pode variar em diferentes partes do planeta.

Na Costa Rica, Dallas, Scheffe e Ho (2004) construíram dois ACs em série, com área total de 30 m<sup>2</sup>, e o custo total (sem custo de projeto) foi de

aproximadamente 1.000 dólares, ou seja, foram gastos 33 USD por m<sup>2</sup>. Outras estimativas realizadas na Bélgica indicam que o preço médio para a construção de AC-FSSH é de 262 EUR por m<sup>2</sup> (ROUSSEAU; VANROLLEGHEM; PAUW, 2004a).

Segundo Kadlec e Wallace (2008) ACs são um dos sistemas de tratamento de águas residuárias menos dispendiosos para construir e manter. Mburu et al. (2013) compararam uma lagoa de estabilização, que é o sistema de tratamento de esgoto mais simples e mais barato, com um AC-FSSH em escala piloto. Observaram que, para atender o mesmo equivalente populacional (EP), a área do AC é 2,4 vezes inferior à da lagoa e o custo de construção do AC é 2,5 vezes inferior. Entretanto, o custo de manutenção anual da lagoa é 82 vezes menor. Portanto, os resultados deste trabalho mostram que, para um período de 20 anos, o custo da lagoa facultativa e do AC são respectivamente 13,2 e 13,7 EUR/EP ano, isto é, muito similares, corroborando a afirmação de que o AC é um dos sistemas menos dispendiosos.

Na Tabela 1 estão descritas as principais vantagens e desvantagens de AC-FSSH.

**Tabela 1** - Principais vantagens e desvantagens de alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal

<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Tratamento eficiente que não necessita de energia e constante atenção.</li> <li>• Pouco dispendioso quando comparado a outros processos de tratamento.</li> <li>• Eficiente na remoção de matéria orgânica, sólidos suspensos, metais e alguns compostos orgânicos persistentes.</li> <li>• Não produz lodo.</li> <li>• Se operado corretamente mosquitos e vetores não são atraídos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Condição predominantemente anóxica limitando o potencial de nitrificação.</li> <li>• Necessita de maior área do que alguns processos convencionais de tratamento</li> <li>• Fósforo, metais e compostos orgânicos persistentes removidos no sistema acumulam-se no meio suporte.</li> <li>• Em locais com clima frio podem ocorrer reduções nas taxas de remoção de poluentes</li> <li>• Limitada eficiente na remoção de coliformes (1-2 log)</li> </ul>

Fonte: adaptado de USEPA (2000).

### 2.3 Função das macrófitas aquáticas

Segundo Wallace e Knight (2006) milhares de espécies de plantas são adaptadas para crescer em alagados naturais. Entretanto, somente uma pequena quantidade dessas espécies é utilizada em ACs. Fundamentalmente, a espécie de macrófita utilizada em ACs deve ser adaptada às condições saturadas/inundadas do solo, suportar altas concentrações de nutrientes e ser capaz de se propagar pelo rizoma.

As macrófitas aquáticas podem ser divididas em quatro grupos (Wetzel, 2001):

1. Emergente: crescem em solos inundados, solos saturados ou em locais que o nível de água esteja no máximo a 0,5 metros de profundidade,
2. Flutuante: crescem em solos inundados e são enraizadas no sedimento e se desenvolvem até uma profundidade de 3 metros,
3. Flutuante livre: crescem em solos inundados e não são enraizadas no sedimento, flutuam livremente na superfície da água,
4. Submersa: crescem em solos inundados e podem se desenvolver em qualquer profundidade dentro da zona fótica.

Segundo USEPA (1999) estão relatados o uso de 593 espécies de macrófitas aquáticas em ACs, sendo que desse total, 501 são macrófitas emergentes. Tendo em vista que em AC-FSSH o nível do efluente permanece abaixo do nível da superfície, recomenda-se o uso de macrófitas emergentes nesses sistemas.

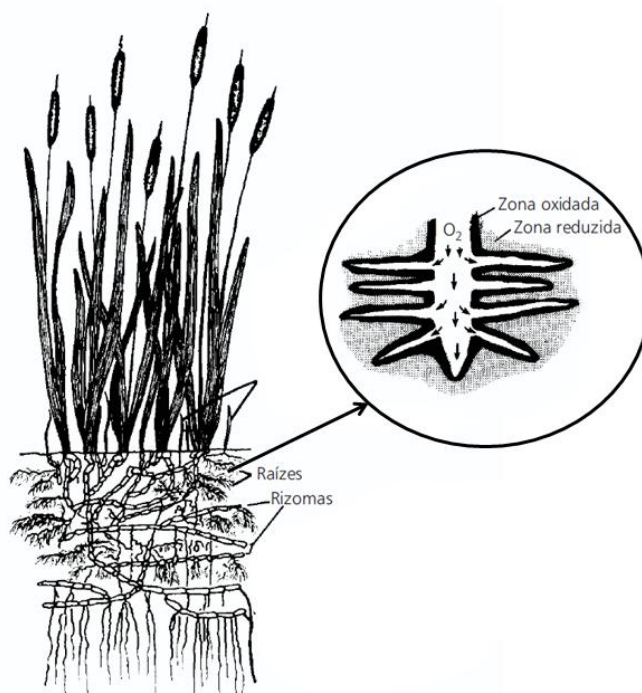
Algumas das macrófitas emergentes utilizadas em pesquisas realizadas no Brasil são a *Thypha sp.* (BRASIL, 2005; SANTOS, 2009; FERREIRA, 2010; PIEDADE, 2010), *Chrysopogon zizanoides* L. (MIRANDA-SANTOS, 2012; VON DREIFUS, 2012), *Hedychium coronarium* e *Heliconia psittacorum* (KLETECKE, 2011).

Em solos saturados, a baixa disponibilidade de oxigênio no solo é o principal fator limitante para o desenvolvimento de plantas, pois afeta a abertura dos estômatos, a fotossíntese e a capacidade de absorver água e nutrientes. Entretanto, diversas adaptações morfológicas, fisiológicas e mudanças nas respostas comportamentais e estratégias reprodutivas permitem que macrófitas se desenvolvam nesses ambientes (KADLEC; WALLACE, 2008).

As principais adaptações são o desenvolvimento de lenticelas e de tecidos constituídos por aerênquimas. Lenticelas são pequenas aberturas que permitem a

entrada de ar nas plantas e os aerênquimas permitem o transporte de gases entre a parte aérea e a parte submersa das macrófitas (USEPA, 1999).

Uma fração do oxigênio fornecido às raízes pode ser liberada para o meio suporte, criando condições aeróbias na zona radicular (Figura 4), permitindo a oxidação da matéria orgânica e a nitrificação (CAMPOS et al., 2002). Além disso, os aerênquimas também permitem a saída de gases como o metano e dióxido de carbono do meio suporte (KADLEC; WALLACE, 2008).



**Figura 4** - Transferência de oxigênio para substrato pela ação das macrófitas (Fonte: adaptado de MOTTA MARQUES, 1999).

Diferentes taxas de transferência de oxigênio realizadas por macrófitas aquáticas emergentes estão relatadas na literatura, segundo USEPA (1999) a transferência está na faixa de 0 a  $3,0 \text{ g O}_2/\text{m}^2 \text{ dia}$  e segundo Motta Marques (1999) a transferência de oxigênio está na faixa de  $5,0 \text{ g O}_2/\text{m}^2 \text{ dia}$  a  $45,0 \text{ g O}_2/\text{m}^2 \text{ dia}$ .

De acordo com Kadlec e Wallace (2008) a maior parte do oxigênio transferido é utilizada para o metabolismo das raízes e apenas uma pequena fração é liberada para o substrato. Algumas estimativas indicam que somente  $0,02 \text{ g O}_2/\text{m}^2 \text{ dia}$  são liberados para o substrato (BRIX; SCHIERUP, 1989; WU; FRANZ; CHEN, 2001).

Segundo Kadlec e Wallace (2008) existe uma dúvida em relação à eficiência volumétrica de AC-FSSH, pois, as raízes das macrófitas emergentes juntamente com os compostos orgânicos e minerais removidos (associado à retenção pelo biofilme e ao processo de tratamento), ocupam os poros do meio suporte, causando a diminuição do volume útil e, conseqüentemente, a diminuição do tempo de detenção hidráulica (t). A eficiência volumétrica pode ser calculada pela Equação 1.

$$e_v = \frac{V_{ativo}}{V_{nominal}} = \frac{\eta(\varepsilon V_{MS})}{V_{nominal}} \quad (1)$$

Onde:

$e_v$  = eficiência volumétrica (adimensional)

$V_{ativo}$  = volume ativo ( $m^3$ )

$V_{nominal}$  = volume nominal ( $m^3$ )

$\eta$  = fração volumétrica ativa (adimensional)

$\varepsilon$  = porosidade do material suporte (adimensional)

$V_{MS}$  = volume ocupado pelo material suporte ( $m^3$ )

Salienta-se que nem todo o volume de efluente nos ACs está em fluxo ativo, existem zonas mortas com efluente estagnado, ou seja,  $V_{ativo} \leq V_{total \text{ de líquido}}$ . Portanto, a fração volumétrica ativa ( $\eta$ ) pode ser definida como,  $\eta = V_{ativo} / V_{total \text{ de líquido}}$ . A eficiência volumétrica ( $e_v$ ) em AC-FSSH pode variar amplamente, porém, o valor médio é igual a 0,83 (KADLEC; WALLACE, 2008).

Em ACs as macrófitas aquáticas também têm a função de remover macro e micro nutrientes e estabilizar o meio suporte (BRIX, 1997). Além de fornecerem oxigênio para a zona radicular, as macrófitas servem como superfície para o crescimento de microrganismos e também suprem o meio com carbono biodegradável, aumentando, assim, o potencial de nitrificação, remoção de materiais orgânicos e de desnitrificação (OSORIO et al., 2011; WANG et al., 2012).

Em conclusão, as macrófitas não têm somente a função de remover nutrientes, metais e substâncias orgânicas, mas também controlam as trocas gasosas e as condições microbiológicas do meio suporte. Além disso, as raízes das macrófitas podem melhorar a filtragem e remoção de sólidos suspensos, conforme os resultados obtidos por

Karathanasis, Potter e Coyne (2003). Portanto, as macrófitas têm grande influência na eficiência do tratamento de águas residuárias em ACs.

## 2.4 Modelos hidráulicos

Modelos hidráulicos ideais – fluxo em pistão e mistura completa – são utilizados para descrever o comportamento de rios (fluxo em pistão), lagos e reservatórios (mistura completa) (VON SPERLING; CHERNICHARO, 2005).

O modelo frequentemente utilizado e citado na literatura para dimensionar e estimar a concentração do efluente em AC-FSSH é o modelo hidráulico de primeira ordem com fluxo em pistão (REED; CRITES; MIDDLEBROOKS, 1995; KADLEC; KNIGHT, 1996; ROUSSEAU; VANROLLEGHEM; PAUW, 2004b; BRASIL, 2005).

Segundo Von Sperling e De Paoli (2013) esse modelo prevê o decaimento exponencial da concentração de poluentes até atingir assintoticamente o valor zero. O modelo cinético de fluxo em pistão utilizado para estimar a concentração de poluentes em AC é mostrado na Equação (2).

$$C_e = C_a e^{(-Kt)} \quad (2)$$

Onde:

$C_e$  = concentração de poluentes no efluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$C_a$  = concentração de poluentes no afluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$K$  = constante de remoção de poluentes ( $\text{d}^{-1}$ )

$t$  = tempo de detenção hidráulica (d)

A constante de remoção de poluentes ( $K$ ) considera em um único parâmetro o efeito dos mecanismos físicos e biológicos de remoção e reciclagem de matéria orgânica (STEIN et al., 2006) e a concentração final do efluente está em função de  $K$  vezes o  $t - K.t$  – (VON SPERLING; DE PAOLI, 2013).

Como o modelo de fluxo em pistão é propenso a estimar valores muito baixos para a concentração do efluente sua utilização tem elevada probabilidade de causar erros no dimensionamento (KADLEC; WALLACE, 2008).

Apesar de existirem diversos trabalhos indicando que o modelo de fluxo em pistão não representa de maneira satisfatória os resultados obtidos em ACs (BRASIL, 2005; KADLEC; WALLACE, 2008; LANGERGRABER, 2011), ele continua sendo amplamente empregado para descrever a remoção de poluentes, devido a sua simplicidade.

Na biota de ACs existe uma maior quantidade de espécies autotróficas do que de espécies heterotróficas. Portanto, a produção de biomassa é superior ao consumo e esse excesso pode ser incorporado ao substrato ou eliminado no efluente. Esse fenômeno proporciona a liberação de material particulado e dissolvido na coluna de água, que pode ser medido como concentrações não nulas de demanda bioquímica de oxigênio (DBO), demanda química de oxigênio (DQO), nitrogênio (N), fósforo (P) e sólidos suspensos totais (SST). O material liberado em excesso é denominado de concentração residual ( $C^*$ ) (KADLEC; WALLACE, 2008).

Reconhecendo a limitação do modelo de fluxo em pistão, Kadlec e Knight (1996) propuseram um modelo modificado, comumente denominado de modelo K- $C^*$ . Esse modelo inclui uma concentração residual de poluente ( $C^*$ ), que é o limite inferior não nulo que o modelo irá atingir assintoticamente. O modelo K- $C^*$  está descrito na Equação (3).

$$(C_e - C^*) = (C_a - C^*)e^{(-Kt)} \quad (3)$$

Onde:

$C_e$  = concentração de poluentes no efluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$C_a$  = concentração de poluentes no afluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$C^*$  = concentração residual de poluentes ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$K$  = constante de remoção de poluentes ( $\text{d}^{-1}$ )

$t$  = tempo de detenção hidráulica (d)

De acordo com Stein et al. (2006) existem poucas informações sobre os valores adequados para  $C^*$  e não existem dados em relação ao efeito da temperatura sobre esse parâmetro. Algumas estimativas dos possíveis valores de  $C^*$  são mostradas na Tabela 2.

**Tabela 2** – Concentração residual de poluentes em alagados construídos

<b>Parâmetro</b>	<b>Concentração residual</b>
DBO (mg L <sup>-1</sup> )	$1,0 \leq C^* \leq 10,0$
DQO (mg L <sup>-1</sup> )	$10,0 \leq C^* \leq 100,0$
SST (mg L <sup>-1</sup> )	$2,0 \leq C^* \leq 5,0$
N- Total (mg L <sup>-1</sup> )	$0,5 \leq C^* \leq 2,5$
N- NH <sub>3</sub> / NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> (mg L <sup>-1</sup> )	$C^* < 0,05$
N- NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> (mg L <sup>-1</sup> )	$C^* = 0,0$
P- Total (mg L <sup>-1</sup> )	$0,1 \leq C^* \leq 0,5$
Coliformes fecais (NMP 100 mL <sup>-1</sup> )	$C^* < 10$

Fonte: Reed, Crites e Middlebrooks (1995); Kadlec e Knight (1996); Kadlec e Wallace (2008).

Brasil (2005) avaliou a remoção de DQO em quatro AC-FSSH e verificou que o modelo hidráulico de primeira ordem de fluxo em pistão não se ajustou adequadamente aos dados coletados. Portanto, propôs um modelo modificado que representou de maneira adequada os dados, conforme descrito na Equação (4).

$$C_e = C_a e^{(-Kt^N)} \quad (4)$$

Onde:

$C_e$  = concentração de DQO no efluente (mg L<sup>-1</sup>)

$C_a$  = concentração de DQO no afluente (mg L<sup>-1</sup>)

$K$  = constante de remoção: 1,6221 (d<sup>-1</sup>)

$t$  = tempo de detenção hidráulica (d)

$N$  = coeficiente de aumento da resistência à degradação e redução do tempo: 0,2491 (adimensional)

Como esse modelo foi desenvolvido em condições específicas, antes de ser aplicado em outro AC deve ser calibrado para a obtenção de valores adequados para os parâmetros  $K$  e  $N$  (BRASIL, 2005).



Investigando o ajuste de diferentes modelos (fluxo em pistão, fluxo disperso e tanques em série) em dois ACs, Von Sperling e De Paoli (2013) observaram que todos os modelos apresentaram bons ajustes, porém, os modelos de fluxo disperso e tanques em série apresentaram os ajustes mais adequados. Além disso, a inclusão da  $C^*$  aprimorou o desempenho dos três modelos.

O modelo de tanques em série é derivado do modelo hidráulico de mistura completa descrito na Equação (5).

$$C_e = \frac{C_a}{(1 + Kt)} \quad (5)$$

Onde:

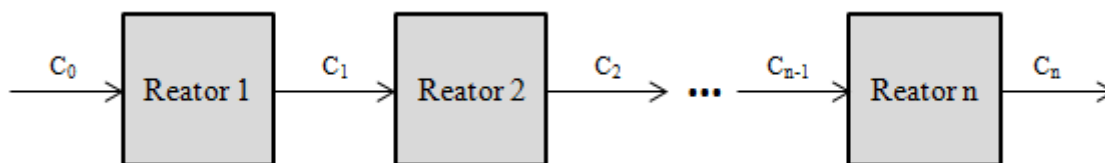
$C_e$  = concentração de poluentes no efluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$C_a$  = concentração de poluentes no afluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$K$  = constante de remoção de poluentes ( $\text{d}^{-1}$ )

$t$  = tempo de detenção hidráulica (d)

Considerando que em um conjunto de reatores com modelo hidráulico de mistura completa o efluente de um reator é afluente do próximo (Figura 5) a Equação (5) pode ser utilizada para calcular a concentração de poluentes entre as células em série.



**Figura 5** – Esquema de tanques em série.

A Equação (6) representa a concentração de poluentes entre as células em série.

$$C_2 = \frac{C_1}{(1 + Kt_2)} \quad \text{ou} \quad C_2 = \frac{C_0}{(1 + Kt_1)(1 + Kt_2)} \quad (6)$$

Generalizando a Equação (6) para todos os reatores.

$$C_n = \frac{C_0}{(1 + Kt_1)(1 + Kt_2) \dots (1 + Kt_n)} \quad (7)$$

Desta maneira, se todos os reatores apresentarem o mesmo tamanho, mesmo meio suporte e, conseqüentemente, o mesmo tempo de detenção, a Equação (7) pode ser reescrita conforme a Equação (8) que representa o modelo hidráulico de tanques em série (TES).

$$C_e = \frac{C_a}{\left(1 + K \frac{t_{\text{total}}}{n}\right)^n} \quad (8)$$

Onde:

$C_e$  = concentração de poluentes no efluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

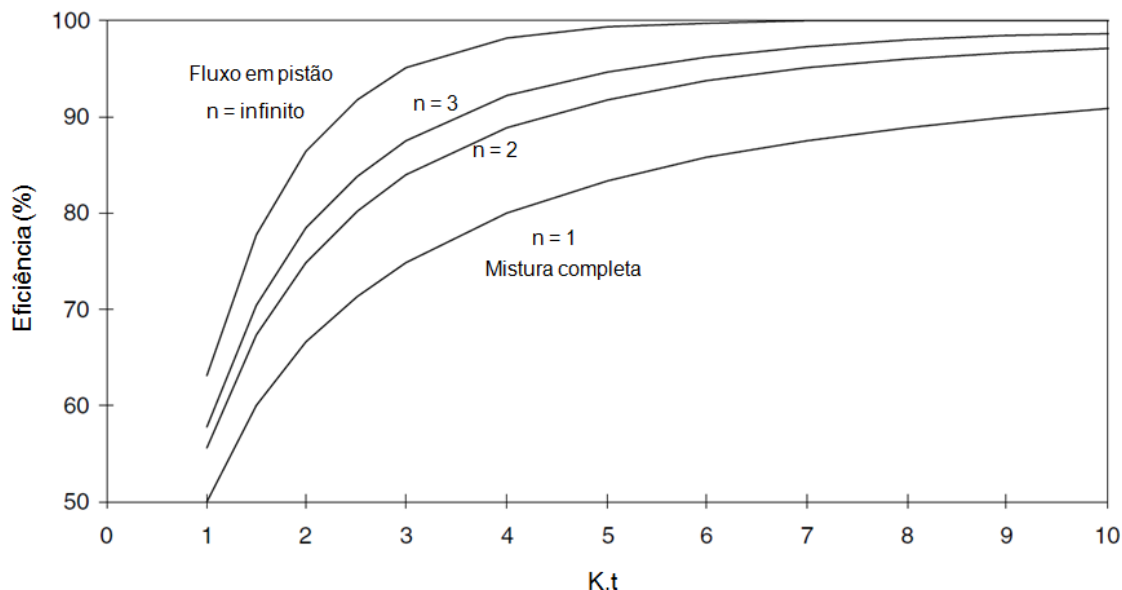
$C_a$  = concentração de poluentes no afluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$K$  = constante de remoção de poluentes ( $\text{d}^{-1}$ )

$t_{\text{total}}$  = tempo de detenção hidráulica total (d)

$n$  = número de reatores em série

De acordo com Von Sperling e De Paoli (2013), dependendo do número de tanques em série adotado, o modelo pode se comportar como fluxo em pistão (quando valor de  $n$  é grande) ou como mistura completa (quando valor de  $n$  é próximo a um), conforme mostrado na Figura 6.



**Figura 6** – Eficiência na remoção de poluentes em função do número de tanques em série (Fonte: adaptado de VON SPERLING; CHERNICHARO, 2005).

Incluindo-se a  $C^*$  na equação de TES tem-se que:

$$(C_e - C^*) = \frac{(C_a - C^*)}{\left(1 + K \frac{t_{total}}{n}\right)^n} \quad (9)$$

Onde:

$C_e$  = concentração de poluentes no efluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$C_a$  = concentração de poluentes no afluente ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$C^*$  = concentração residual de poluentes ( $\text{mg L}^{-1}$ )

$K$  = constante de remoção de poluentes ( $\text{d}^{-1}$ )

$t_{total}$  = tempo de detenção hidráulica total (d)

$n$  = número de reatores em série

A constante de remoção de poluentes ( $K$ ) é dependente da temperatura e pode ser estimada pela equação de Arrhenius (Equação 10).

$$K = K_{20} \theta^{(T - 20)} \quad (10)$$

Onde:

$K$  = constante de remoção de poluentes em temperatura específica ( $d^{-1}$ )

$K_{20}$  = constante de remoção de poluentes na temperatura de referência ( $d^{-1}$ )

$\Theta$  = coeficiente de temperatura (adimensional)

$T$  = temperatura ( $^{\circ}C$ )

Na literatura diversos valores são sugeridos tanto para  $K_{20}$  quanto para  $\Theta$ . Na Tabela 3 estão apresentados alguns valores.

**Tabela 3** – Valores sugeridos para a constante de remoção de poluentes na temperatura de referência ( $K_{20}$ ) e para o coeficiente de temperatura ( $\Theta$ )

Parâmetro	Valor	Referência
$K_{20}$ ( $d^{-1}$ )	0,86 a 1,84	USEPA (1988)
	1,104	Reed, Crites e Middlebrooks (1995)
	0,3 a 6,11	Kadlec e Knight (1996)
$\Theta$	1,1	USEPA (1988)
	1,06	Reed, Crites e Middlebrooks (1995)

De acordo com Motta Marques (1999) o meio suporte utilizado pode afetar a constante de remoção de poluentes na temperatura de referência ( $K_{20}$ ), pois, a característica granulométrica do meio altera a área para o crescimento do biofilme e a condutividade hidráulica. A relação entre o material suporte e a  $K_{20}$  está descrita na Equação (11).

$$K_{20} = K_o(37,31\varepsilon^{4,172}) \quad (11)$$

Onde:

$K_{20}$  = constante de remoção de poluentes na temperatura de referência ( $d^{-1}$ )

$K_o$  = constante “ótima” para o meio com biomassa completamente desenvolvida ( $d^{-1}$ ):

1,839 para águas residuárias municipais e domésticas

$\varepsilon$  = porosidade do material suporte (fração decimal)

## 2.5 Remoção de sólidos suspensos

Uma função importante dos ACs é a remoção de sólidos suspensos presentes na água em movimento pelo alagado. A baixa velocidade da água e o meio suporte promovem a sedimentação e a retenção das partículas. Essa transferência (sólidos suspensos removidos da água para o meio suporte) afeta tanto a qualidade da água quanto as propriedades e o funcionamento dos ACs. Além disso, diversos poluentes estão associados com os sólidos suspensos afluentes no sistema como, por exemplo, metais (KADLEC; WALLACE, 2008).

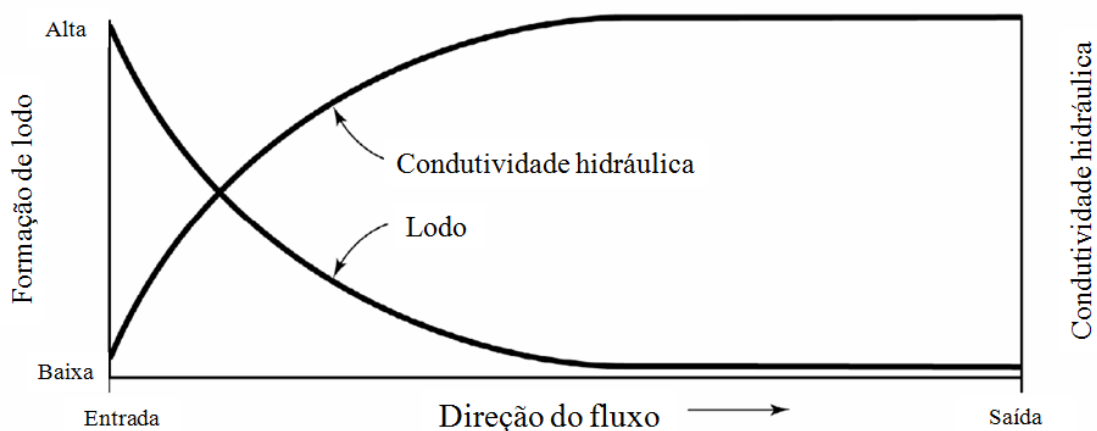
De acordo com Tchobanoglous, Burton e Stensel (2003), Wallace e Knight (2006) e Kadlec e Wallace (2008) os principais mecanismos de remoção de SST em ACs são:

- Sedimentação: partículas com tamanhos correspondentes a uma determinada velocidade de sedimentação serão removidas se o tempo de sedimentação for menor que o tempo de viagem (tempo de deslocamento horizontal).
- Deposição inercial: partículas que se movimentam rapidamente e, ao invés de acompanharem o fluxo de água, colidem com o material suporte.
- Deposição por difusão: processo randômico que direciona a partícula para uma superfície submersa.
- Interceptação: partículas que se movimentam com o fluxo de água sem colidir com superfícies, porém, passam próximas do biofilme ficando aderidas.

A presença de raízes no material suporte é de extrema importância, pois bloqueiam parte do fluxo de efluente (KADLEC; WALLACE, 2008), formando locais adequados para a filtração e absorção de SST (GUNTENSPERGEN; STEARNS; KADLEC, 1989). Experimento realizado por Weerakoon et al. (2013) na Universidade de Paradeniya no Sri Lanka avaliou a eficiência de três AC-FSSH, dois cultivados com *Typha angustifolia* e um sem vegetação, no tratamento de efluente sintético. A remoção de SST nos leitos cultivados foi em média 10% superior à remoção nos leitos não cultivados. Segundo os autores a eficiência dos leitos cultivados na remoção de sólidos é superior devido à filtração aprimorada pela presença das raízes.

No meio suporte de AC-FSSH ocorre o desenvolvimento de um biofilme em resposta à aplicação de matéria orgânica solúvel e particulada (WALLACE;

KNIGHT, 2006). Essa biomassa filtra e absorve os sólidos suspensos formando um material composto denominado de biomat, lodo ou biossólido (BEAL et al., 2004; COOPER; GRIFFIN; COOPER, 2006; RAGUSA et al., 2004). A formação de lodo é maior na zona de entrada do AC, fato que ocasiona a diminuição da porosidade e, conseqüentemente, a diminuição na condutividade hidráulica nos primeiros metros do sistema. Na Figura 7 é mostrada a relação entre a condutividade hidráulica e a formação de lodo ao longo do alagado construído.



**Figura 7** – Relação entre condutividade hidráulica e formação de lodo em alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal (Fonte: adaptado de WALLACE; KNIGHT, 2006).

Resultados práticos obtidos no Egito mostram que a eficiência na remoção de SST em AC-FSSH pode variar de 92,3 a 100% (ABOU-ELELA et al., 2013). Na Itália, Leto et al. (2013) avaliaram três ACs cultivados com *Typha angustifolia*, *Cyperus alternifolius* e não vegetado, obtendo 64,3, 47 e 32,9% de remoção de SST, respectivamente.

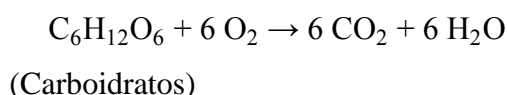
## 2.6 Remoção de carbono e matéria orgânica

Geralmente, os ACs recebem elevadas quantias de carbono, e os compostos carbônicos degradáveis são rapidamente utilizados no sistema. Entretanto, diversos outros processos liberam carbono para o substrato, como, por exemplo, o CO<sub>2</sub> liberado como subproduto da respiração de uma variedade de microrganismos.

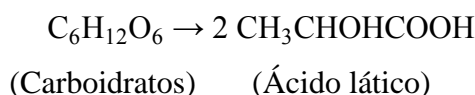
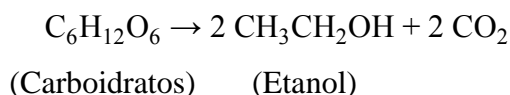
Além disso, existe uma variedade de outros processos que liberam tanto CO<sub>2</sub> quanto CH<sub>4</sub>. Em termos de tratamento, não é incomum encontrar elevadas reduções de carbono no efluente aplicado, acompanhado de C\* de vários compostos carbônicos e de matéria orgânica (KADLEC; WALLACE, 2008).

Os ACs agem como filtros removendo os SST e a matéria orgânica (DBO e DQO), porém, são mais eficientes na remoção de SST, pois esse processo ocorre devido a mecanismos físicos, já a remoção de matéria orgânica é mais complexa. Os sólidos biodegradáveis removidos fisicamente são degradados posteriormente na forma de DBO solúvel (USEPA, 1999). As principais reações de decomposição de matéria orgânica carbonácea em ACs são:

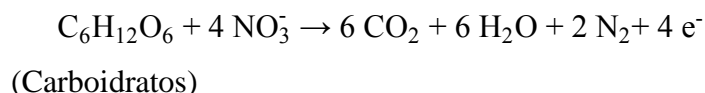
- Respiração (Condição aeróbia):



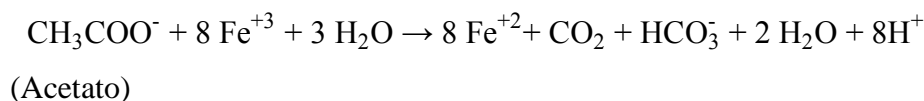
- Fermentação (Condição anóxica e anaeróbia):



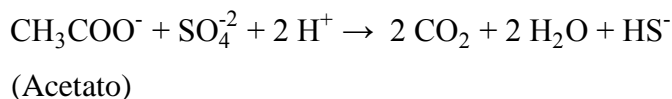
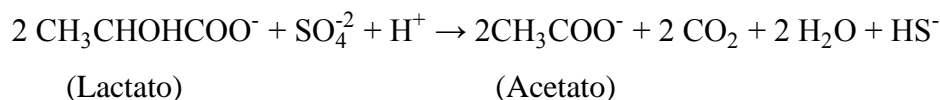
- Desnitrificação (Condição anóxica e anaeróbia):



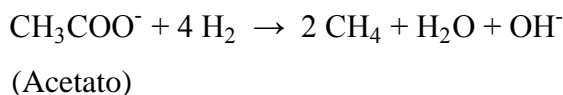
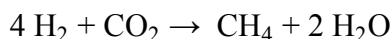
- Redução de ferro (Condição anóxica e anaeróbia):



- Redução de sulfato (Condição anaeróbia):



- Metanogênese (Condição anaeróbia):



Segundo Kadlec e Wallace (2008) os ACs têm um amplo espectro de vias potenciais para a degradação de compostos orgânicos carbônicos. Entretanto, existem poucas maneiras para avaliar tanto a química complexa quanto a distribuição espacial dos compostos. Conseqüentemente, as interações devem ser descritas utilizando-se correlações e equações suportados pelos dados de desempenho de ACs.

Por exemplo, no Egito, Abou-Elala et al. (2013) obtiveram em AC-FSSH remoção média de 92,8% na DBO e 91,5% na DQO, enquanto que, na Itália, Leto et al. (2013) em três ACs cultivados com *Typha angustifolia*, *Cyperus alternifolius* e não vegetado, obtiveram, respectivamente, 72,4, 64,8 e 49,6% de remoção de DBO e 75,7, 66,6 e 49,2% de DQO. No Brasil, Brasil (2005) avaliou ACs cultivados com Taboa (*Typha sp.*) e com tempos de detenção hidráulica de 1,9 e 3,8 dias e obteve, respectivamente, 87 e 90% de remoção de DQO.

## 2.7 Remoção de patógenos

Os ACs apresentam uma combinação de processos físicos, químicos e biológicos que resultam na remoção de patógenos (WALLACE; KNIGHT, 2006). De acordo com Kadlec e Wallace (2008) a remoção de patógenos em ACs ocorre devido a uma variedade de processos, sendo que, alguns desses processos removem e



outros introduzem patógenos. Geralmente, os mecanismos de remoção prevalecem sobre os mecanismos de reintrodução e a maioria dos alagados removem organismos patogênicos até concentrações residuais não nulas ( $C^*$ ). Os principais mecanismos de remoção e introdução de patógenos em ACs são:

- Desinfecção solar: a inativação de patógenos por radiação solar é provocada por danos causados ao material genético (HIJNEN; BEERENDONK; MEDEMA, 2006), que resultam na perda da função biológica e inclusive na capacidade de se reproduzir (VON SONNTAG et al., 2004).
- Predação: a maioria dos patógenos é alimento para nematoides, rotíferos e protozoários (DECAMP; WARREN, 1998).
- Sedimentação e filtração: uma fração considerável de microrganismos presentes em águas residuárias é encontrada em associação com partículas ou em agregados de muitos organismos (KADLEC; WALLACE, 2008) e, portanto, estão sujeitos aos mecanismos de remoção de SST.
- Mortalidade e recrescimento: bactérias, vírus e protozoários podem sobreviver em águas residuárias por até 60, 120 e 180 dias, respectivamente, porém, os valores mais comuns são de até 30, 50 e 70 dias. Entretanto, os helmintos podem sobreviver durante anos (Organização Mundial de Saúde: OMS, 2006). Além disso, bactérias dos grupos coliformes totais e fecais podem se multiplicar em água em condições adequadas (BITTON, 2011).
- Reintrodução: além dos microrganismos presentes na água residuária, organismos indicadores podem ser introduzidos em ACs por diferentes fontes. O grupo dos coliformes pode ser introduzido por animais de sangue quente que frequentam os alagados como, por exemplo, pássaros (KADLEC; WALLACE, 2008).

Segundo Garcia et al. (2003) as maiores eficiências de remoção de patógenos estão associadas ao uso de material suporte mais fino e com o aumento no tempo de detenção. Porém, o aumento no  $t$  eleva a taxa de inativação microbiana até um valor de saturação, que geralmente ocorre com  $t$  de três dias.

García, Paredes e Cubillos (2013) obtiveram em dois AC-FSSH instalados em série e cultivados com *Cyperus sp.* remoção média de 1,545, 1,39, 0,72 unidades logarítmicas de coliformes totais, coliformes fecais e ovos de helmintos, respectivamente. No mesmo estudo a remoção média de coliformes totais, coliformes

fecais e ovos de helmintos obtida em AC-FSSH instalados em série e sem vegetação foi de 1,566, 1,33, 0,69 unidades logarítmicas, respectivamente.

Weerakoon et al. (2013) avaliaram a eficiência de AC-FSSH cultivados com *Typha angustifolia* e sem vegetação e obtiveram, respectivamente, 96,5 e 95,1% na remoção de coliformes fecais e 96,1 e 94,5% na remoção de coliformes totais.

Com base nos resultados obtidos em 26 trabalhos Kadlec e Wallace (2008) concluíram que a remoção média de coliformes fecais em AC-FSSH é de 2,32 unidades logarítmicas. De acordo com García et al. (2003) para obter entre duas a três unidades logarítmicas de remoção de coliformes fecais a área superficial necessária em AC-FSSH é de 3 m<sup>2</sup>/EP.

### **3. MATERIAL E MÉTODOS**

#### **3.1 Local do experimento**

O sistema de tratamento foi desenvolvido na Faculdade de Ciências Agronômicas - UNESP, Botucatu, SP, nas coordenadas geográficas 22° 51' 9,55" Sul e 48° 25' 49,55" Oeste. O clima da região é definido como Cwa (Koppën): clima temperado quente (mesotérmico) com verão chuvoso e inverno seco, a temperatura média do mês mais quente é superior a 22°C. A precipitação média anual e temperatura média anual são respectivamente, 1.508,8 mm e 21°C (CUNHA; MARTINS; RICARTE, 2006).

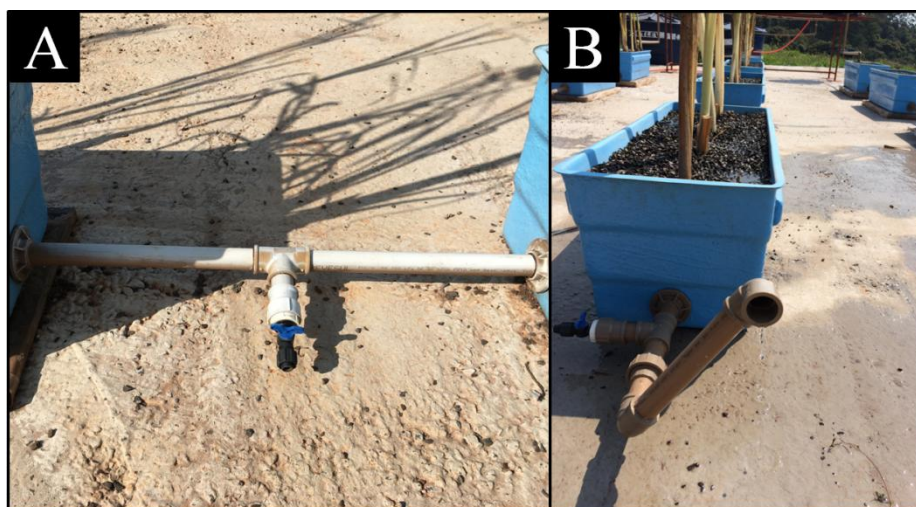
#### **3.2 Características do sistema de tratamento**

O sistema de tratamento é composto por três leitos de alagados construídos instalados em paralelo (Figura 8). Para cada leito foram utilizadas quatro caixas d'água ligadas em série por tubulação de PVC de 50 mm. As caixas d'água são retangulares, em fibra de vidro, com capacidade aproximada de 100 litros (100 x 35 x 31 cm). Para possibilitar a coleta de amostras de água residuária em tratamento, foram instalados registros entre as caixas (Figura 9A). Nos leitos há um desnível de 2 cm entre cada caixa d'água, o qual foi obtido utilizando-se bases de madeirites plastificados com dois cm de espessura. A primeira caixa está colocada a seis cm do solo, a segunda a quatro cm, a terceira a dois cm e a último no nível do solo. Portanto, cada leito tem 1,5 % de declividade. Como material suporte foi utilizado brita #0, sendo que o volume de vazios do material foi determinado em laboratório utilizando uma proveta graduada e água destilada. Os resultados obtidos indicam que o meio suporte (brita #0) apresenta valor médio de 51% de porosidade.



**Figura 8** – Leitões de alagados construídos do sistema de tratamento desenvolvido.

Cada caixa d'água foi preenchida com o material suporte até a altura de 30 cm e o nível do efluente foi mantido a 25 cm na última caixa d'água de cada leito. O nível do efluente na última caixa d'água (25 cm) foi obtido e controlado utilizando um dispositivo de descarga e controle de nível, composto por tubulação de PVC e união roscável, instalado na última caixa d'água de cada leito alagado (Figura 9B).



**Figura 9** – A) Registros para coleta de amostras: B) Dispositivo de descarga e controle de nível.

Conhecendo-se as dimensões das caixas d'água, a quantidade de caixas por leito, a porosidade do material suporte, a altura do nível do efluente na última caixa d'água e a declividade dos leitos, calculou-se que cada alagado construído apresenta volume útil aproximado de 160 litros.

### 3.3 Espécie vegetal

A macrófita emergente utilizada nos sistemas alagados foi a espécie taboa (*Typha latifolia*). Para avaliar a relação entre a eficiência na remoção de matéria orgânica e patógenos e a presença de raízes cada leito foi cultivado com diferentes densidades de plantas:

- Alagado construído 1: Sem cultivo de plantas.
- Alagado construído 2: Cultivado com densidade de 11,5 plantas m<sup>-2</sup>.
- Alagado construído 3: Cultivado com densidade de 23 plantas m<sup>-2</sup>.

Portanto, sabendo-se que a área superficial de cada um dos alagados é 1,4 m<sup>2</sup> [(1,0 x 0,35 m) x 4 caixas], os Leitos 2 e 3 foram cultivados respectivamente com 16 e 32 plantas, ou seja, quatro e oito plantas por caixa d'água. As macrófitas utilizadas foram coletadas em alagado natural e podadas à meia altura (≈50 cm) para manter a capacidade fotossintética (Figura 10).



**Figura 10** – A) Brejo natural de onde foram coletadas as macrófitas; B) Macrófita coletada e podada.

O replantio das macrófitas no sistema de tratamento foi realizado no dia 15/08/2015 (Figura 11). Das 48 macrófitas plantadas, 14 morreram (29%) e a mesma quantidade foi coletada no alagado natural e replantada no sistema no dia 23/08/2015. Durante o período de fixação da macrófita os alagados construídos ficaram saturados com água de abastecimento público e após o estabelecimento da espécie vegetal foi iniciada a aplicação de água residuária doméstica no dia 01/11/2015.



**Figura 11** – Sistema de tratamento no dia do plantio das macrófitas.

### **3.4 Origem da água residuária**

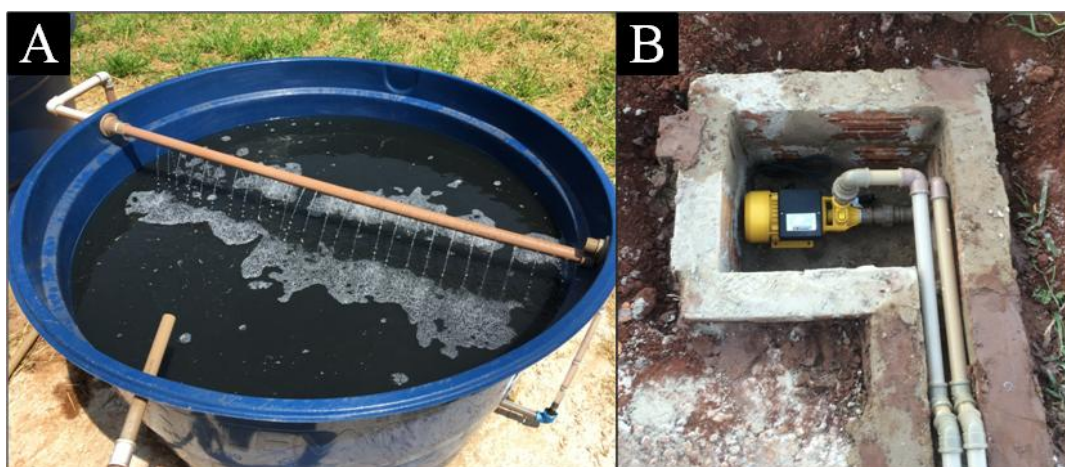
O efluente secundário utilizado foi proveniente da Estação de Tratamento de Esgoto (ETE) de Botucatu e transportado quinzenalmente por carro pipa até área experimental, esse efluente era armazenado em caixas d'água de 1000 litros.

### **3.5 Carga orgânica aplicada**

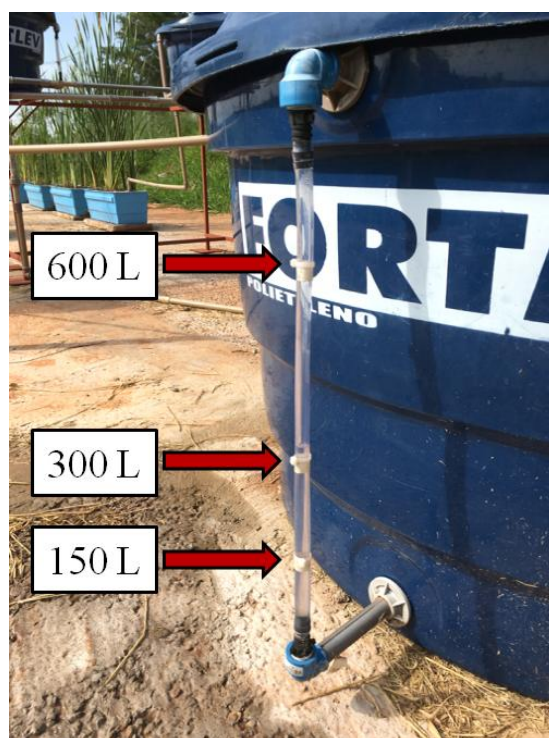
Os alagados construídos receberam três diferentes taxas de aplicação de carga orgânica, em três etapas distintas com duração aproximada de 60 dias:

- 1ª etapa: 50% de efluente + 50% de água (01/11/2015 a 28/12/2015);
- 2ª etapa: 75% de efluente + 25% de água (29/12/2015 a 01/03/2016);
- 3ª etapa: 100% de efluente (02/03/2016 a 29/04/2016).

Para obter as taxas de aplicação de carga orgânica utilizou-se um sistema de diluição e homogeneização (tanque de preparo) composto por uma caixa d'água de 1000 litros e uma bomba d'água periférica (Ferrari: IBD - 35 - 1/4cv) para recirculação da mistura (Figura 12). Do lado externo da caixa foi instalada uma mangueira transparente graduada manualmente que permitia a determinação do volume atual e a obtenção da diluição adequada do efluente (Figura 13). A mistura diluída do efluente era preparada a cada quatro dias.



**Figura 12** – Tanque de preparo: A) Caixa d'água; B) Bomba d'água periférica.



**Figura 13** – Mangueira transparente graduada instalada no tanque de preparo.

Os valores das cargas aplicadas foram obtidos multiplicando-se os valores de vazão média pela concentração do poluente analisado. A taxa de aplicação superficial e a taxa de aplicação volumétrica foram obtidas dividindo-se os valores das cargas aplicadas, respectivamente, pela área superficial ( $1,4 \text{ m}^2$ ) e pelo volume útil ( $0,160 \text{ m}^3$ ) dos alagados construídos.

### 3.6 Operação do sistema e tempo de detenção

Cada etapa do experimento (diferentes taxas de aplicação) durou 60 dias. Diariamente eram bombeados 50 litros do efluente diluído para cada uma das três caixas d'água de distribuição que estavam instaladas a um metro de altura (Figura 14). O volume bombeado foi controlado com o uso de mangueiras transparentes graduadas instaladas externamente em cada caixa. Após a liberação, o volume de efluente nas caixas escoava por gravidade para os três alagados construídos.



**Figura 14** – Caixas de distribuição de efluente.

Considerando que o volume útil estimado de cada alagado construído é de 160 litros e que a vazão afluente diária era de 50 litros, foi possível determinar-se que o tempo de detenção hidráulica nominal, desconsiderando os efeitos da evapotranspiração e precipitação, era de 3,2 dias.



O tempo de detenção nominal em cada alagado construído era de 3,2 dias, porém, como entre cada caixa d'água foi instalado um registro (ponto de coleta) foi possível avaliar a concentração de poluentes em relação à distância do ponto de entrada do afluente e, conseqüentemente, a diferentes tempos de detenção do mesmo.

Portanto, as distâncias dos pontos de coleta foram: 0, 1, 2, 3 e 4 metros da zona de entrada do afluente, que estão relacionadas aos respectivos tempos de detenção: 0, 0,8, 1,6, 2,4 e 3,2 dias.

Salienta-se que devido à evapotranspiração e precipitação o tempo de detenção nominal calculado sofre alterações diárias. Assim, o tempo de detenção “real” foi estimado durante a realização do experimento utilizando-se a vazão média da água afluente e efluente, conforme a Equação 12.

$$t = \left[ \frac{VAC}{\left( \frac{Q_e + Q_a}{2} \right)} \right] \quad (12)$$

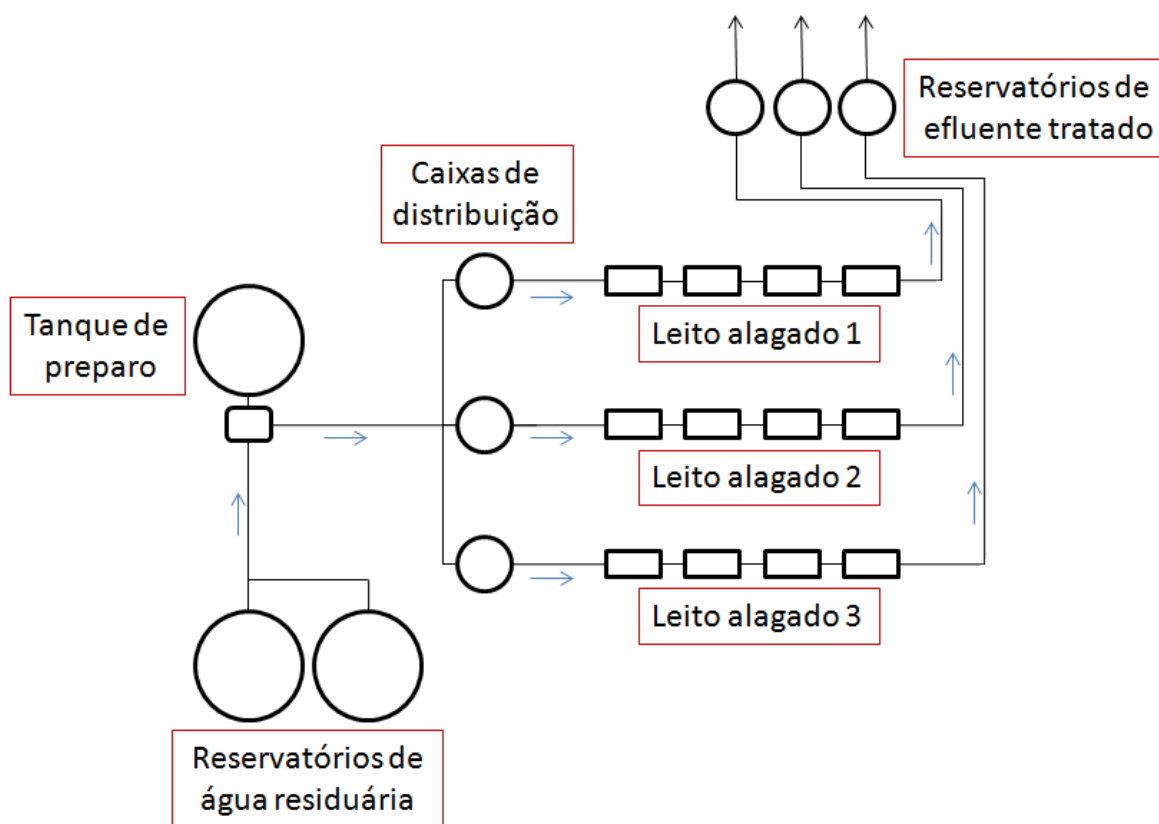
Em que  $t$  é tempo de detenção hidráulica real (d);  $VAC$  é o volume útil do alagado (L);  $Q_a$  é a vazão afluente: água residuária + precipitação ( $L d^{-1}$ ); e  $Q_e$  é a vazão efluente de água residuária ( $L d^{-1}$ ).

A vazão efluente de cada alagado construído era mensurada diariamente pelos hidrômetros instalados nos reservatórios que coletavam o efluente tratado de cada leito alagado (Figura 15).



**Figura 15** – A) Reservatórios de coleta do efluente tratado; B) Hidrômetro.

A Figura 16 mostra o esquema da área experimental em estudo.



**Figura 16** – Estrutura da área experimental.

### 3.7 Dados climáticos

Os dados climáticos diários de temperatura (média, máxima e mínima), umidade relativa do ar (média, máxima e mínima), evapotranspiração de referência ( $ET_o$ ) e radiação solar foram obtidos na Estação Meteorológica do Departamento de Engenharia Rural da FCA/UNESP, localizada a aproximadamente 640 metros da área experimental.

A evapotranspiração da cultura ( $ET_c$ ) foi calculada diariamente utilizando os dados de vazão afluente, vazão efluente e área superficial dos alagados construídos, conforme Equação 13.

$$ET_c = \left[ \frac{(Q_a - Q_e)}{A} \right] \quad (13)$$

Em que  $ET_c$  é a evapotranspiração da cultura ( $\text{mm d}^{-1}$ );  $Q_a$  é a vazão afluyente: água residuária + precipitação ( $\text{L d}^{-1}$ );  $Q_e$  é a vazão efluente de água residuária ( $\text{L d}^{-1}$ ); e  $A$  é a área superficial do alagado construído ( $\text{m}^2$ ).

Os dados diários de precipitação foram obtidos, na área experimental, utilizando-se um pluviômetro digital sem fio da marca Incoterm (Modelo: 4760) com precisão de  $\pm 5 \text{ mm}/24\text{h}$ .

### 3.8 Coleta e análise de amostras

Como descrito anteriormente, cada etapa do experimento (diferentes taxas de aplicação) teve duração de 60 dias. Em cada uma, foram realizadas quatro baterias de coleta de amostras, sempre nos últimos 30 dias de cada etapa e com intervalo de dez dias entre elas (tempos de coleta aproximados: 30, 40, 50 e 60 dias). Na Tabela 4 são mostradas as datas que foram realizadas as coletas de amostras em cada etapa do experimento.

**Tabela 4** - Datas da realização de coleta de amostras em cada etapa do experimento

<b>Etapa</b>	<b>Coleta</b>	<b>Data</b>
1ª Etapa (01/11/2015 a 28/12/2015)	Primeira	01/12/2015
	Segunda	07/12/2015
	Terceira	18/12/2015
	Quarta	28/12/2015
2ª Etapa (29/12/2015 a 01/03/2016)	Primeira	31/01/2016
	Segunda	11/02/2016
	Terceira	23/02/2016
	Quarta	01/03/2016
3ª Etapa (02/03/2016 a 29/04/2016)	Primeira	05/04/2016
	Segunda	13/04/2016
	Terceira	20/04/2016
	Quarta	29/04/2016

As amostras foram coletadas conforme os métodos recomendados pelo Standard Methods 1060B (APHA, 2005) e preservadas de acordo com os métodos

definidos pelo Standard Methods 1060C (APHA, 2005). Os parâmetros analisados na água residuária dos alagados construídos foram: Coliformes totais e fecais, DQO, DBO, pH, condutividade elétrica, potencial redox, SST, turbidez, temperatura, nitrogênio, fósforo e potássio.

Todas as análises foram realizadas no Laboratório de Qualidade da Água do Departamento de Engenharia Rural da FCA/UNESP, com exceção das análises de nitrogênio, fósforo e potássio que foram realizadas pelo Laboratório do Departamento de Solos e Recursos Ambientais.

Na Tabela 5 estão descritos os parâmetros analisados na água residuária doméstica e seus respectivos pontos de amostragem nos ACs.

**Tabela 5** - Parâmetros analisados na água residuária doméstica e seus respectivos pontos de amostragem nos alagados construídos

Parâmetros	Pontos de coleta nos alagados construídos				
	Distância do ponto de entrada (m)				
	0	1	2	3	4
Coliformes fecais	X	X	X	X	X
Coliformes totais	X	X	X	X	X
Condutividade elétrica	X	X	X	X	X
DBO	X				X
DQO	X	X	X	X	X
Nitrogênio total	X				X
Fósforo total	X				X
Potássio	X				X
pH	X	X	X	X	X
Potencial redox	X	X	X	X	X
Temperatura	X				X
Turbidez	X				X
Sólidos suspensos totais	X	X	X	X	X

DBO - Demanda bioquímica de oxigênio; DQO - Demanda química de oxigênio.

A amostragem foi realizada da seguinte maneira: no primeiro (0 m da zona de entrada do afluente) e no último (4 m da zona de entrada do afluente) ponto de

coleta dos alagados construídos eram retiradas três alíquotas de 250 mL e no restante dos pontos (1, 2, e 3 m da zona de entrada) era retirada uma alíquota de 250 mL. Todo o procedimento de coleta era realizado utilizando-se luvas de látex.

A Tabela 6 apresenta as variáveis avaliadas no Laboratório de Qualidade da Água do Departamento de Engenharia Rural da FCA/UNESP, a denominação dos métodos adotados e suas respectivas referências.

**Tabela 6** – Variáveis estudadas na água residuária e métodos adotados para análise

<b>Variável</b>	<b>Método</b>	<b>Referência</b>
<b>Coliformes Fecais</b>	<i>Enzyme Substrate Test</i>	SM 9223B
<b>Coliformes Totais</b>	<i>Enzyme Substrate Test</i>	SM 9223B
<b>Condutividade elétrica</b>	<i>Laboratory Method</i>	SM 2510B
<b>DBO</b>	<i>Respirometric Method</i>	SM 5210D
<b>DQO</b>	<i>Closed Reflux, Colorimetric Method</i>	SM 5220D
<b>pH</b>	<i>Eletrometric Method</i>	SM 4500B
<b>Potencial redox</b>	<i>Oxidation-Redection Potencial Measurement</i>	SM 2580B
<b>Temperatura</b>	<i>Laboratory and Field Methods</i>	SM 2550B
<b>Turbidez</b>	<i>Nephelometric Method</i>	SM 2130B
<b>Sólidos suspensos</b>	<i>Total Suspended Solids Dried at 103-105°C</i>	SM 2540D

DBO - Demanda bioquímica de oxigênio; DQO - Demanda química de oxigênio; SM - Standard Methods (APHA, 2005).

O indicador microbiológico utilizado para a variável coliformes fecais foi a concentração de *Escherichia coli* (*E. coli*) e sua determinação foi realizada utilizando-se substrato enzimático Colilert (Marca: IDEXX). As análises de SST foram realizadas utilizando-se membranas com porosidade de 0,45 µm (Marca: Millipore).

Com já explicado no tópico 3.6 do presente trabalho, entre cada caixa d'água foi instalado um registro (ponto de coleta) que possibilitou avaliar a concentração de poluentes em relação à distância do ponto de entrada do afluente e, conseqüentemente, a diferentes tempos de detenção do mesmo.

### **3.9 Condutividade hidráulica do material suporte**

A condutividade hidráulica satura do material suporte pré e pós experimento foi mensurada utilizando-se um permeâmetro de carga constante. Ressalta-se que estas mensurações foram realizadas em amostras deformadas do material suporte.

### **3.10 Análise estatística**

Para comparar a eficiência dos três alagados construídos na remoção de matéria orgânica e de patógenos foi realizada análise de regressão linear no software estatístico R (versão 3.2.4).

As variáveis independentes foram a densidade de plantas de cada alagado e a carga orgânica aplicada em cada etapa. As variáveis dependentes foram as concentrações de DQO e de Coliformes fecais.

Para a avaliação da eficiência de remoção de matéria orgânica a variável resposta (dependente) foi normalizada utilizando-se a razão entre as concentrações final e inicial de DQO ( $y = C/Co$ ). Desta forma, os valores da variável dependente ( $y$ ) foram sempre menores ou iguais a um e sempre maiores que zero. Para a avaliação da eficiência de remoção de patógenos a variável resposta utilizada foi a redução logarítmica da população de coliformes fecais ( $y = \log(\text{População inicial/População final})$ ).

### **3.11 Ajuste e modificação dos modelos hidráulicos**

Os dados de DQO e coliformes fecais coletados foram comparados com os modelos hidráulicos convencionais de fluxo em pistão e de tanques em série utilizando-se o coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Após esta verificação inicial do ajuste dos dados, foi realizada modificação no modelo hidráulico de fluxo em pistão convencional, incluindo-se um fator de resistência à degradação, conforme a equação diferencial sugerida por Brasil (2005).

Este fator foi estimado pela função de regressão não linear pelo método de Marquardt no programa estatístico Statgraphics (versão 16. 2. 04) utilizando os dados do presente trabalho.

A verificação do ajuste e a modificação dos modelos hidráulicos foram realizadas de duas formas: com e sem considerar os efeitos da evapotranspiração.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

O objetivo principal do presente trabalho foi avaliar e comparar a eficiência de três alagados construídos e ajustar modelos hidráulicos que representem a cinética de remoção de matéria orgânica e de coliformes fecais. Os dados coletados durante a execução do experimento foram analisados e, a seguir, serão apresentados e discutidos.

### 4.1 Efeito das condições climáticas na hidráulica dos alagados construídos

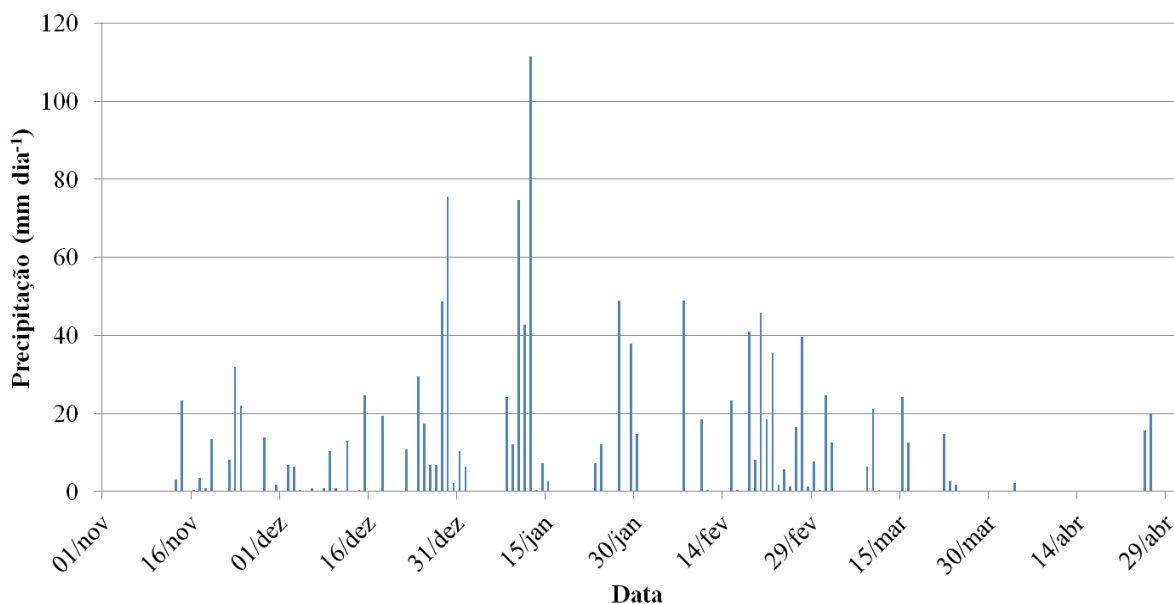
Na Tabela 7 são mostrados os valores médios dos parâmetros climáticos obtidos durante a execução do experimento.

**Tabela 7** - Valores médios dos parâmetros climáticos registrados

Parâmetro	Mês					
	Nov	Dez	Jan	Fev	Mar	Abr
Temperatura (°C)	22,26	23,15	22,72	24,09	22,87	24,33
Precipitação (mm dia <sup>-1</sup> )	7,17	11,88	16,31	12,54	4,75	1,12
Umidade relativa do ar (%)	83,84	81,13	80,70	78,42	79,73	64,90
Radiação Solar (MJ m <sup>-2</sup> dia <sup>-1</sup> )	15,66	16,65	18,65	19,54	18,41	19,03
ET <sub>o</sub> (mm dia <sup>-1</sup> )	2,90	3,12	3,36	3,77	3,43	3,69

ET<sub>o</sub> - Evapotranspiração de referência

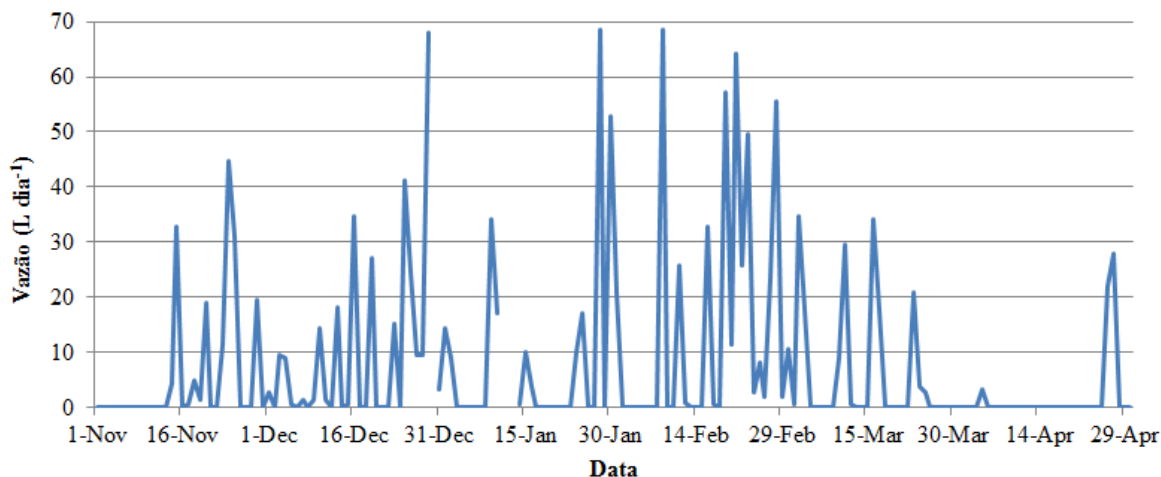
Dos parâmetros descritos acima, precipitação e evapotranspiração exercem influência direta nos aspectos hidráulicos dos três alagados construídos. Na Figura 17 são mostrados os dados de precipitação coletados durante a execução do experimento.



**Figura 17** – Precipitação diária registrada durante a execução do experimento.

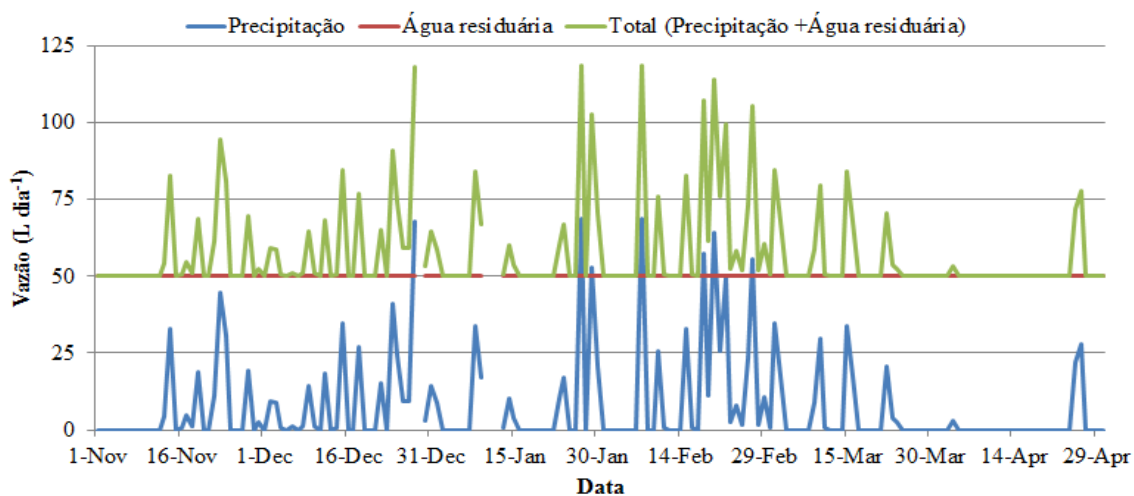
Os dados exibidos na Figura 17 mostram a ocorrência frequente de eventos pluviométricos durante grande parte do experimento. Estes eventos alteraram a vazão afluente e, conseqüentemente, o tempo de detenção hidráulica dos três alagados construídos. Utilizando-se os dados coletados de precipitação diária e a área superficial dos alagados construídos ( $1,4 \text{ m}^2$ ) foi calculada a vazão adicional resultante de cada evento pluviométrico (Figura 18). Consideramos que, para eventos extremos de precipitação, os alagados construídos são sistemas fechados - solos saturados sem escoamento subsuperficial - e que só podem conter volume precipitado inferior ao volume livre disponível, isto é, a somatória do volume de vazios do material suporte não saturado e do volume da borda livre. Como o volume livre da primeira, segunda, terceira e quarta caixa d'água é de, respectivamente, 23,135, 19,565, 15,995 e 12,425 litros, o volume livre de cada alagado construído é de aproximadamente 71 litros. Assim, conhecendo-se a área superficial dos alagados construídos ( $1,4 \text{ m}^2$ ) e o volume livre disponível (71 L) assume-se que eventos pluviométricos superiores a  $50,7 \text{ mm dia}^{-1}$  ( $1,4 \text{ m}^2 \times 50,7 \text{ mm dia}^{-1} = 71 \text{ L}$ ) provocam inevitavelmente transbordamento nas caixas d'água, não permitindo a análise dos dados nessas datas específicas. Por esta razão, para a análise dos resultados foram excluídos os dados obtidos nos três dias do experimento nos quais a precipitação diária foi superior a 50,7 mm, os dados excluídos explicam a descontinuidade das linhas nas Figuras 18 a 23.





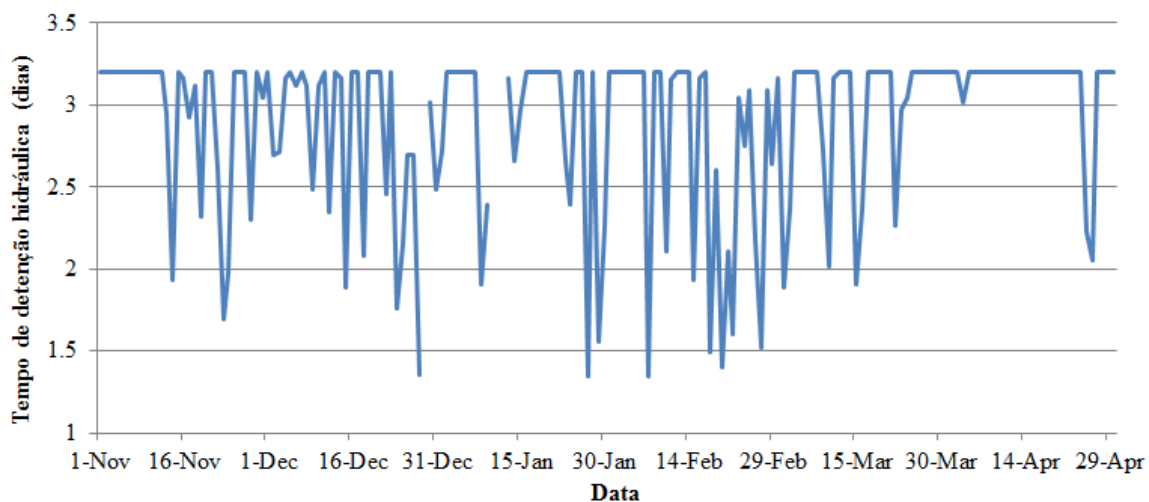
**Figura 18** – Vazão afluente adicional nos alagados construídos devido à precipitação.

A Figura 19 mostra a vazão afluente total dos alagados construídos, verifica-se que, devido à acentuada precipitação no período de execução do experimento, a vazão diária de 50 litros sofreu frequentes alterações.



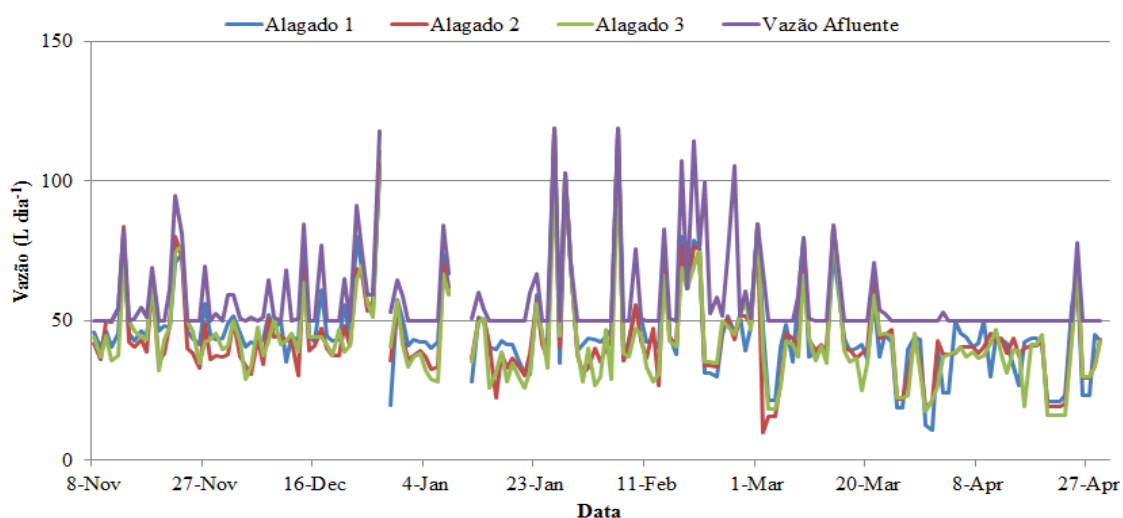
**Figura 19** – Vazão afluente total dos alagados construídos.

Consequentemente, o tempo de detenção hidráulica nominal (3,2 dias) dos alagados construídos sofreu reduções consideráveis, mas o sistema teve a capacidade de suportar e admitir estes volumes adicionais como parte do fluxo do alagado construído. Como foi salientado anteriormente, devido às dimensões das caixas d'água a precipitação máxima admissível é de  $50,7 \text{ mm dia}^{-1}$ . A Figura 20 mostra o efeito das precipitações no tempo de detenção hidráulica durante a execução do experimento.



**Figura 20** – Efeito das precipitações no tempo de detenção hidráulica.

Os dados da Figura 20 mostram as variações intensas que ocorreram no tempo de detenção hidráulica devido às precipitações. Porém, além da precipitação, o tempo de detenção é também influenciado pela ETc. A precipitação adiciona água ao sistema e reduz o tempo de detenção, enquanto que, a ETc retira água do sistema e aumenta o tempo de detenção, diminuindo a vazão efluente. Evapotranspiração é a combinação de dois processos que ocorrem simultaneamente: a perda de água pela superfície do solo por evaporação e a perda de água pelas plantas por transpiração (ALLEN et al., 1998). Portanto, a vazão efluente sempre é menor ou igual à vazão afluente, conforme os dados da Figura 21 que mostra o efeito da ETc nas vazões dos três alagados construídos.



**Figura 21** – Vazão afluente e vazões efluentes dos três alagados construídos.

Em suma, o volume evapotranspirado em cada um dos três alagados construídos é a diferença entre a vazão afluyente e as respectivas vazões efluentes. Conhecendo-se o volume de água perdido (vazão afluyente – vazão efluente) e a área de cada alagado construído ( $1,4 \text{ m}^2$ ) foi calculada a lâmina de água evapotranspirada, como mostrado na Tabela 8.

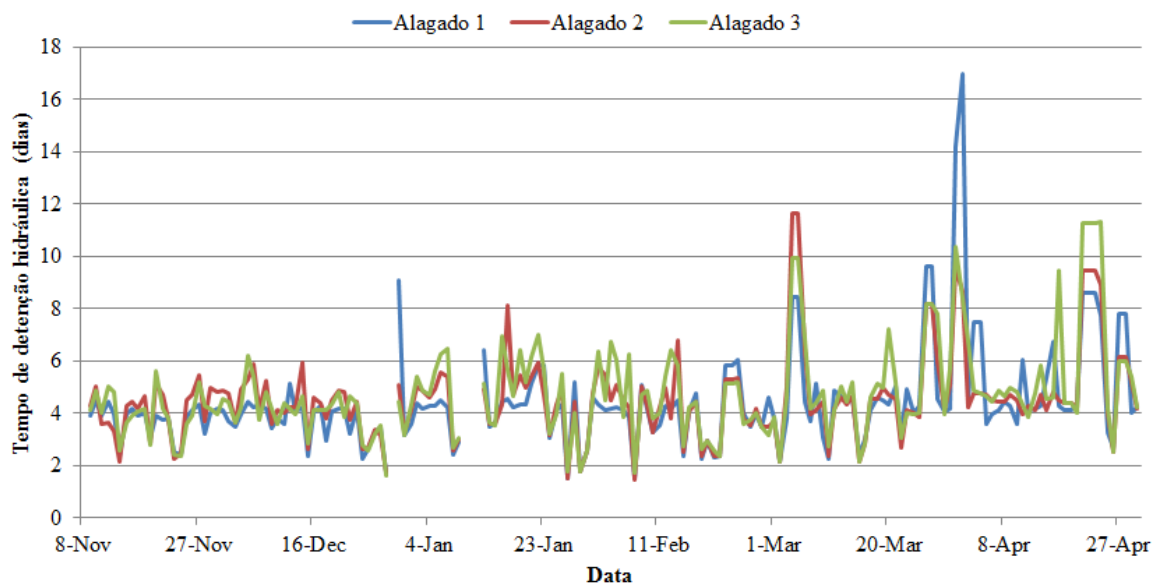
**Tabela 8** – Evapotranspiração dos alagados construídos

Alagado Construído	Evapotranspiração ( $\text{mm dia}^{-1}$ )			
	Média	Máxima	Mínima	Desvio Padrão
1	8,82	35,71	0,92	6,81
2	9,51	24,64	0,28	5,09
3	10,50	35,00	0,14	6,35
<b>Média</b>	9,61	31,78	0,45	6,08

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com  $11,5 \text{ plantas m}^{-2}$ ; 3 - Cultivado com  $23 \text{ plantas m}^{-2}$ .

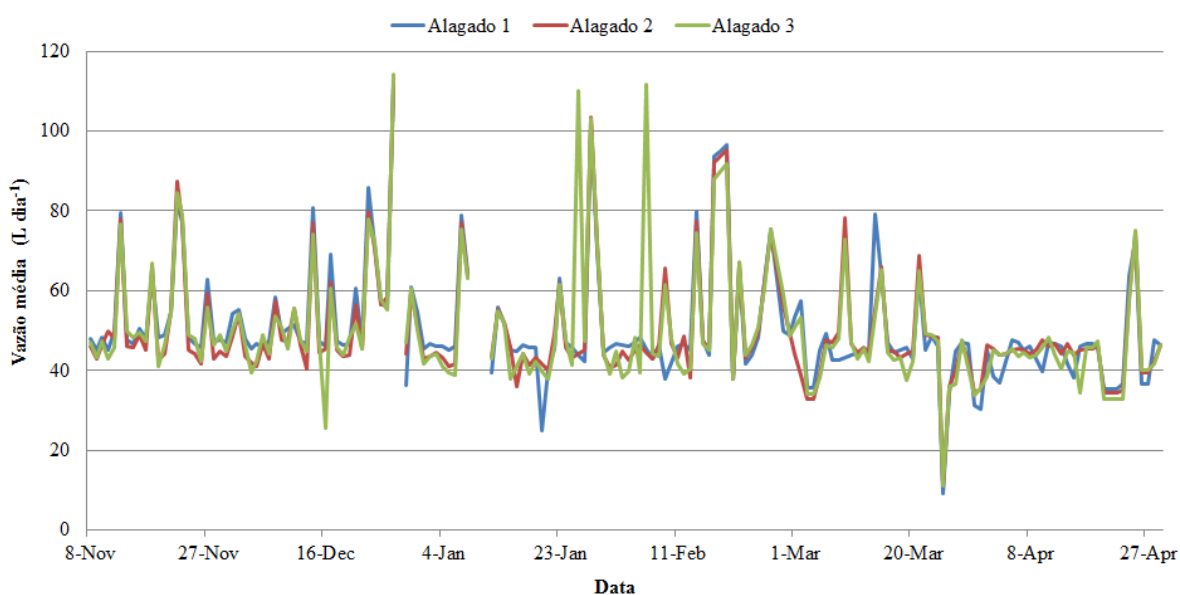
Os resultados de evapotranspiração, mostrados na Tabela 8, apresentam acentuada variabilidade. Entretanto, os valores obtidos neste trabalho são concordantes com os dados de literatura. A literatura mundial relata valores discrepantes de evapotranspiração em alagados construídos, uma vez que, além da espécie de macrófita utilizada, esta variável é também fortemente influenciada pelas condições ambientais, tais como, radiação solar, umidade do ar, temperatura, etc. Por exemplo, na Itália (Piana degli Albanesi, Sicília, PA), Tuttolomondo et al. (2016) obtiverem valores entre  $1,3$  e  $37 \text{ mm dia}^{-1}$  de evapotranspiração em alagados construídos cultivados com *Typha latifolia*; em Israel (Sde Boker, Negev), Freedman et al. (2014) obtiverem valores entre  $19,5$  e  $41,8 \text{ mm dia}^{-1}$  de evapotranspiração em alagados construídos cultivados com *Bassia indica*; no Brasil (Viçosa, MG), Brasil (2005) obteve valores médios de evapotranspiração entre  $4,92$  e  $14,03 \text{ mm dia}^{-1}$  em alagados construídos cultivados com *Typha sp.*.

Na Figura 22 é mostrado o efeito da evapotranspiração nos tempos de detenção hidráulica dos três alagados construídos.



**Figura 22** – Efeito da evapotranspiração nos tempos de detenção hidráulica.

As Figuras 20 e 22 mostram que tanto a precipitação quanto a evapotranspiração alteram o tempo de detenção hidráulica de formas distintas. Portanto, para avaliação da eficiência dos alagados construídos se faz necessária utilização de um tempo de detenção único. Para isto, foi utilizada a vazão média dos alagados construídos  $[(\text{vazão afluente} + \text{vazão efluente})/2]$ , conforme mostrado na Figura 23 e na Tabela 9.



**Figura 23** – Vazão média dos três alagados construídos durante o experimento.

**Tabela 9** – Vazão média dos alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Alagado Construído	Vazão média (L dia <sup>-1</sup> )		
	1ª Etapa	2ª Etapa	3ª Etapa
1	53,94	54,37	44,27
2	52,86	54,33	44,28
3	53,00	53,47	43,37
<b>Média</b>	53,60	54,05	43,97

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

Observa-se que os valores obtidos tanto na 1ª Etapa quanto na 2ª Etapa são superiores a 50 L dia<sup>-1</sup>, que é a vazão diária de água residuária. Este achado é explicado pela ocorrência frequente de precipitações nas duas primeiras etapas do experimento (01/11/2015 a 01/03/2016). Por outro lado, os valores de vazão da 3ª Etapa foram inferiores a 50 L dia<sup>-1</sup>, devido à baixa ocorrência de precipitações na etapa e aos efeitos da evapotranspiração.

Utilizando-se os dados de vazão média apresentados na Tabela 9, os tempos de detenção hidráulica dos alagados construídos foram recalculados, conforme Equação 12, e os valores obtidos (Tabela 10) foram fixados e serão utilizados, a seguir, para a análise e discussão dos resultados do presente trabalho.

**Tabela 10** – Tempo de detenção hidráulica dos alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Alagado Construído	Tempo de detenção hidráulica (dias)		
	1ª Etapa	2ª Etapa	3ª Etapa
1	2,91	2,94	3,61
2	3,02	2,94	3,61
3	3,01	2,99	3,68
<b>Média</b>	2,98	2,95	3,63

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

## 4.2 Características da água residuária

A Tabela 11 mostra as características físico-químicas e microbiológicas da água de abastecimento utilizada na diluição da água residuária e as características dos respectivos efluentes diluídos em cada etapa do experimento.

**Tabela 11** – Características físico-químicas e microbiológicas da água de abastecimento e dos efluentes diluídos nas etapas do experimento

Parâmetro	Água	Efluente diluído		
		1ª Etapa	2ª Etapa	3ª Etapa
CF (NMP 100 ml <sup>-1</sup> )	< 1,00	2,94 x 10 <sup>4</sup>	1,09 x 10 <sup>4</sup>	2,98 x 10 <sup>5</sup>
CT (NMP 100 ml <sup>-1</sup> )	4,10	7,97 x 10 <sup>5</sup>	1,31 x 10 <sup>6</sup>	1,05 x 10 <sup>7</sup>
DBO (mg L <sup>-1</sup> )	6,10	34,50	45,66	67,25
DQO (mg L <sup>-1</sup> )	16,00	81,58	106,41	240,66
N-Total (mg L <sup>-1</sup> )	4,20	26,01	20,3	23,33
K (mg L <sup>-1</sup> )	12,00	10,43	33,16	16,66
P-Total (mg L <sup>-1</sup> )	0,27	1,59	0,81	0,10
CE (µS cm <sup>-1</sup> )	42,90	386,75	388,91	602,83
pH	6,48	7,64	7,51	7,77
E <sub>H</sub> (mV)	216,00	129,07	113,4	5,37
Temperatura (°C)	17,70	23,78	25,06	22,87
Turbidez (UNT)	1,00	23,43	85,60	240,08
SST (mg L <sup>-1</sup> )	2,00	64,00	106,58	320,75

CF - Coliformes fecais; CT - Coliformes totais; DBO - Demanda bioquímica de oxigênio; DQO - Demanda química de oxigênio; N-Total - Nitrogênio total; K - Potássio; P-Total - Fósforo total; CE - Condutividade elétrica; E<sub>H</sub> - potencial redox; SST - Sólidos suspensos totais.

Observa-se que a concentração de poluentes na água sugere que esta tem pouca influência na concentração das variáveis estudadas nos efluentes diluídos. Observa-se também, que à medida que a diluição do efluente diminui as concentrações de poluentes aumentam, com exceção do nitrogênio, fósforo e potássio (devido à variação temporal das características do efluente coletado da estação de tratamento). A Tabela 12 mostra as características do afluente e dos efluentes dos três alagados construídos e a Tabela 13 mostra a eficiência dos três alagados construídos na remoção de poluentes.

**Tabela 12** - Características físico-químicas e microbiológicas do afluente e dos efluentes dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Etapa	Parâmetro	Afluente	Efluente tratado		
			Alagado 1	Alagado 2	Alagado 3
1ª Etapa	CF (NMP 100 ml <sup>-1</sup> )	29400	1950	707	1480
	DBO (mg L <sup>-1</sup> )	34,50	24,33	31,66	33,33
	DQO (mg L <sup>-1</sup> )	81,58	44,25	45,25	44,25
	N-Total (mg L <sup>-1</sup> )	26,01	17,85	17,50	15,40
	K (mg L <sup>-1</sup> )	10,43	5,15	4,66	4,59
	P-Total (mg L <sup>-1</sup> )	1,59	0,64	0,47	0,47
	Turbidez (UNT)	23,43	0,66	8,14	8,67
	SST (mg L <sup>-1</sup> )	64,00	4,33	19,66	29,33
2ª Etapa	CF (NMP 100 ml <sup>-1</sup> )	1090	705	808	1980
	DBO (mg L <sup>-1</sup> )	45,66	18,33	23,00	25,66
	DQO (mg L <sup>-1</sup> )	106,41	34,25	33,00	33,50
	N-Total (mg L <sup>-1</sup> )	20,30	10,15	9,45	4,55
	K (mg L <sup>-1</sup> )	19,70	14,75	12,25	13,00
	P-Total (mg L <sup>-1</sup> )	0,81	0,64	0,27	0,10
	Turbidez (UNT)	85,60	0,88	4,05	7,02
	SST (mg L <sup>-1</sup> )	164,08	19,00	12,25	16,00
3ª Etapa	CF (NMP 100 ml <sup>-1</sup> )	298000	100	100	100
	DBO (mg L <sup>-1</sup> )	67,25	18,75	25,75	31,75
	DQO (mg L <sup>-1</sup> )	240,66	49,00	48,00	46,00
	N-Total (mg L <sup>-1</sup> )	35,46	15,40	9,45	12,60
	K (mg L <sup>-1</sup> )	18,75	12,50	8,50	11,50
	P-Total (mg L <sup>-1</sup> )	0,63	0,23	0,10	0,27
	Turbidez (UNT)	240,08	0,61	3,22	4,95
	SST (mg L <sup>-1</sup> )	320,75	6,25	13,00	12,00

CF - Coliformes fecais; DBO - Demanda bioquímica de oxigênio; DQO - Demanda química de oxigênio; N-Total - Nitrogênio total; K - Potássio; P-Total - Fósforo total; SST - Sólidos suspensos totais.

**Tabela 13** - Eficiência média dos três alagados construídos na remoção de poluentes nas diferentes etapas do experimento

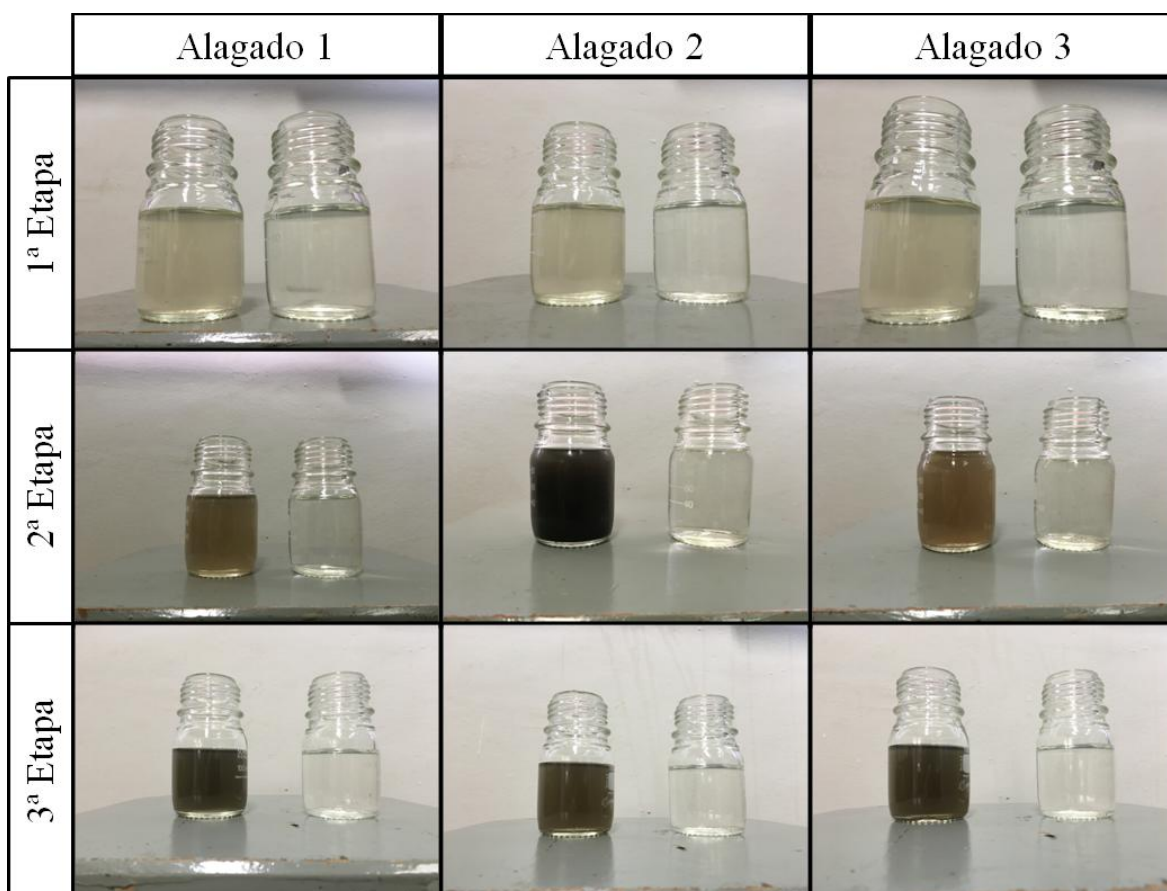
Etapa	Parâmetro	Eficiência na remoção de poluentes (%)		
		Alagado 1	Alagado 2	Alagado 3
1ª Etapa	CF	93,35	97,59	94,96
	DBO	29,46	8,21	3,38
	DQO	45,76	44,53	45,76
	N-Total	31,39	32,73	40,80
	K	50,63	55,32	55,99
	P-Total	59,85	70,42	70,42
	SST	93,22	65,23	54,16
2ª Etapa	CF	93,56	92,69	81,91
	DBO	59,85	49,63	43,79
	DQO	67,81	68,98	68,51
	N-Total	50,00	53,44	77,58
	K	25,12	37,81	34,01
	P-Total	20,83	66,66	87,5
	SST	82,17	88,50	84,98
3ª Etapa	CF	99,96	99,96	99,96
	DBO	72,11	61,71	52,78
	DQO	79,63	80,05	80,88
	N-Total	56,57	73,35	64,47
	K	33,33	54,56	38,66
	P-Total	62,64	83,99	57,31
	SST	98,05	95,94	96,25

CF - Coliformes fecais; DBO - Demanda bioquímica de oxigênio; DQO - Demanda química de oxigênio; N-Total - Nitrogênio total; K - Potássio; P-Total - Fósforo total; SST - Sólidos suspensos totais.

Os resultados apresentados nas Tabelas 12 e 13 indicam que os sistemas são eficientes na remoção de poluentes, com remoção de até 80% de DQO e redução de três logs (99,9%) na concentração de coliformes fecais mesmo na etapa com



uso de efluente não diluído (3ª Etapa). Além disso, nota-se também, acentuada redução nas concentrações de nutrientes, principalmente nos dois alagados construídos cultivados com macrófitas. Os melhores resultados na remoção de DBO foram obtidos no alagado construído 1 (sem cultivo de macrófita), sugerindo que devido à presença das macrófitas nos outros dois alagados construídos, possivelmente houve a liberação de exsudatos radiculares que elevaram a concentração de DBO no efluente tratado. A eficiência dos alagados construídos é ilustrada na Figura 24.



**Figura 24** - Aspecto dos afluentes (à esquerda) e efluentes (à direita) dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

### 4.3 Funcionamento do sistema de tratamento

O sistema de tratamento recebeu água residuária de 01/11/2015 a 29/04/2016. Neste período, os alagados construídos tiveram um adequado funcionamento, exceto no final do experimento (09 a 29/04/2016) quando passou a haver escoamento superficial nos três alagados construídos, em especial na primeira caixa d'água de cada alagado (Figura 25).



**Figura 25** - Escoamento superficial do efluente na primeira caixa d'água do alagado construído sem cultivo de macrófitas (Alagado 1).

Esse fato deve-se, provavelmente, à diminuição da condutividade hidráulica causada pelo acúmulo de sólidos, pela formação do biofilme e pela presença de raízes. A Tabela 14 mostra a variação da condutividade hidráulica saturada do material suporte antes e depois da execução do experimento.

**Tabela 14** – Condutividade hidráulica saturada do material suporte pré e pós execução do experimento

Caixa d'água	Condutividade hidráulica saturada (m dia <sup>-1</sup> )			
	01/11/2015	05/05/2016		
	Inicial	Alagado 1	Alagado 2	Alagado 3
1 <sup>a</sup>		848,04	181,23	179,90
2 <sup>a</sup>	1826,66	933,75	487,26	353,52
3 <sup>a</sup>		933,42	820,22	511,06
4 <sup>a</sup>		1492,66	874,60	700,04
<b>Média</b>	1826,66	1051,97	590,83	436,13

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

Observa-se que houve uma redução na condutividade hidráulica dos três alagados construídos, principalmente nos dois alagados cultivados com macrófitas. Esse achado indica que a presença de raízes tem grande influência na condutividade hidráulica. Observa-se também, um gradiente positivo da condutividade hidráulica no sentido da zona de entrada do afluente para a zona de saída do efluente, ou seja, da primeira para a quarta caixa d'água de cada alagado construído. Isso é um achado esperado, uma vez que, a primeira caixa recebe uma maior quantidade de poluentes que são removidos ao longo do sistema.

De acordo com USEPA (1988) a condutividade hidráulica (após a estabilização do sistema) de alagados construídos que utilizam cascalho como meio suporte, é de  $500 \text{ m dia}^{-1}$ , valor próximo aos valores médios obtidos para os alagados cultivados com macrófitas do presente experimento. Um estudo brasileiro (BRASIL, 2005) relatou redução de 41% da condutividade em alagado construídos após seis meses de operação. Portanto, ao longo tempo, a formação de biofilme, o acúmulo de sólidos, a formação de precipitados e o desenvolvimento de raízes ocupam o espaço poroso do meio suporte, diminuindo a condutividade hidráulica.

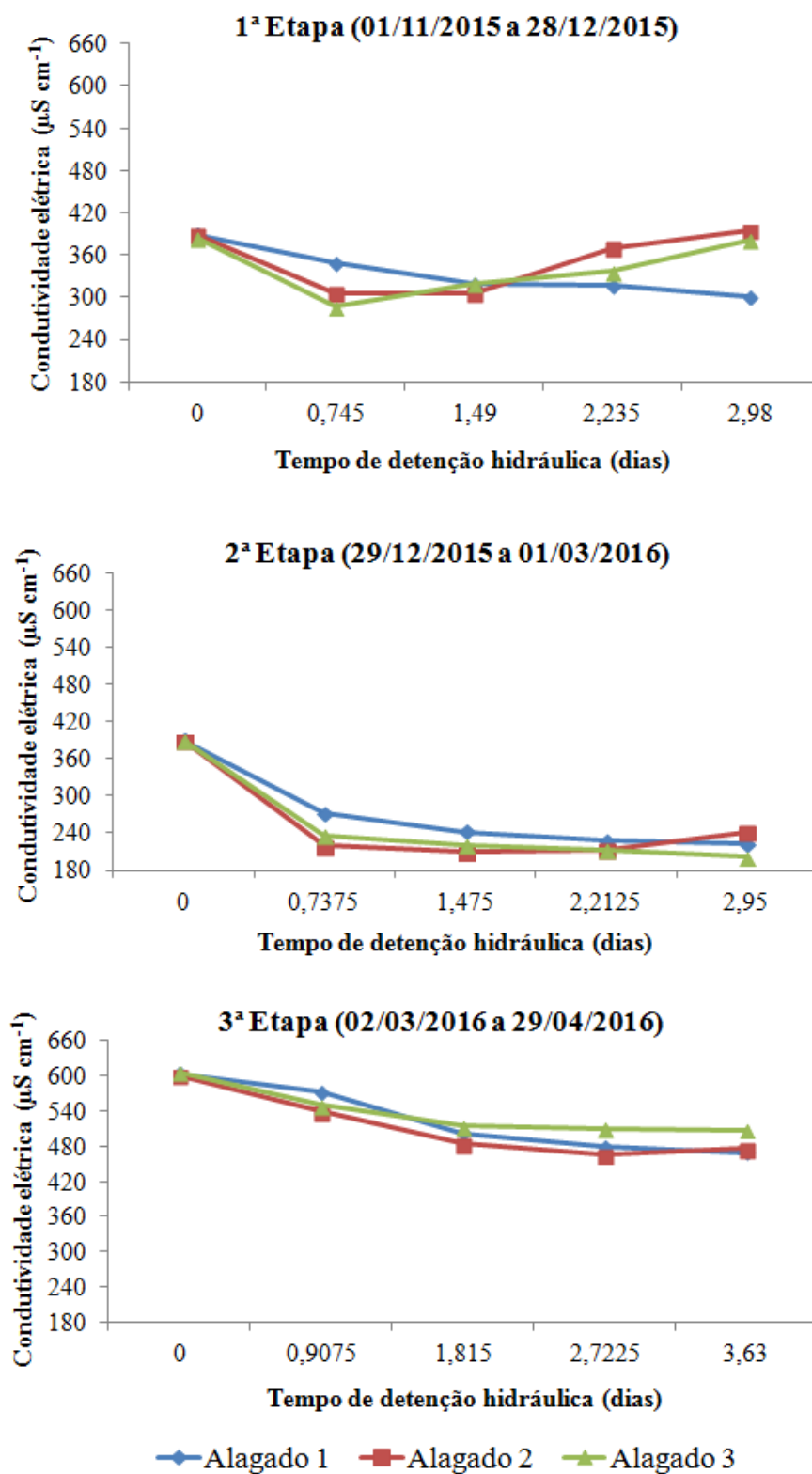
#### **4.4 Variações na condutividade elétrica, no pH e no potencial redox**

Na Figura 26 são mostradas as variações da condutividade elétrica (CE) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

Devido à diminuição da diluição, a CE do afluente aumenta de uma etapa para outra. Nota-se que nas 2<sup>a</sup> e 3<sup>a</sup> Etapas a CE nos três alagados construídos reduz com o aumento do tempo de detenção hidráulica. A Figura 26 mostra também, que nestas etapas, o comportamento da condutividade é similar em todos os tratamentos.

Entretanto, na 1<sup>a</sup> Etapa, nos alagados cultivados com *Typha latifolia* a CE teve um comportamento diferente, uma vez que, houve rápida diminuição e posterior aumento da CE. Também, o valor da CE do efluente é similar ao do afluente. Achados semelhantes são relatados na literatura em estudos sobre a CE em alagados construídos. Os resultados de Papaevangelou et al. (2016) mostram um aumento na CE de 1294 para 1638  $\mu\text{S cm}^{-1}$  em AC-FSSH cultivados com *Phragmites australis* e os resultados de Weerakoon et al. (2013) também mostram aumento na CE de 251,8 para 332,9  $\mu\text{S cm}^{-1}$  em AC-FSSH cultivados com *Typha angustifolia*. A explicação para esse fenômeno é

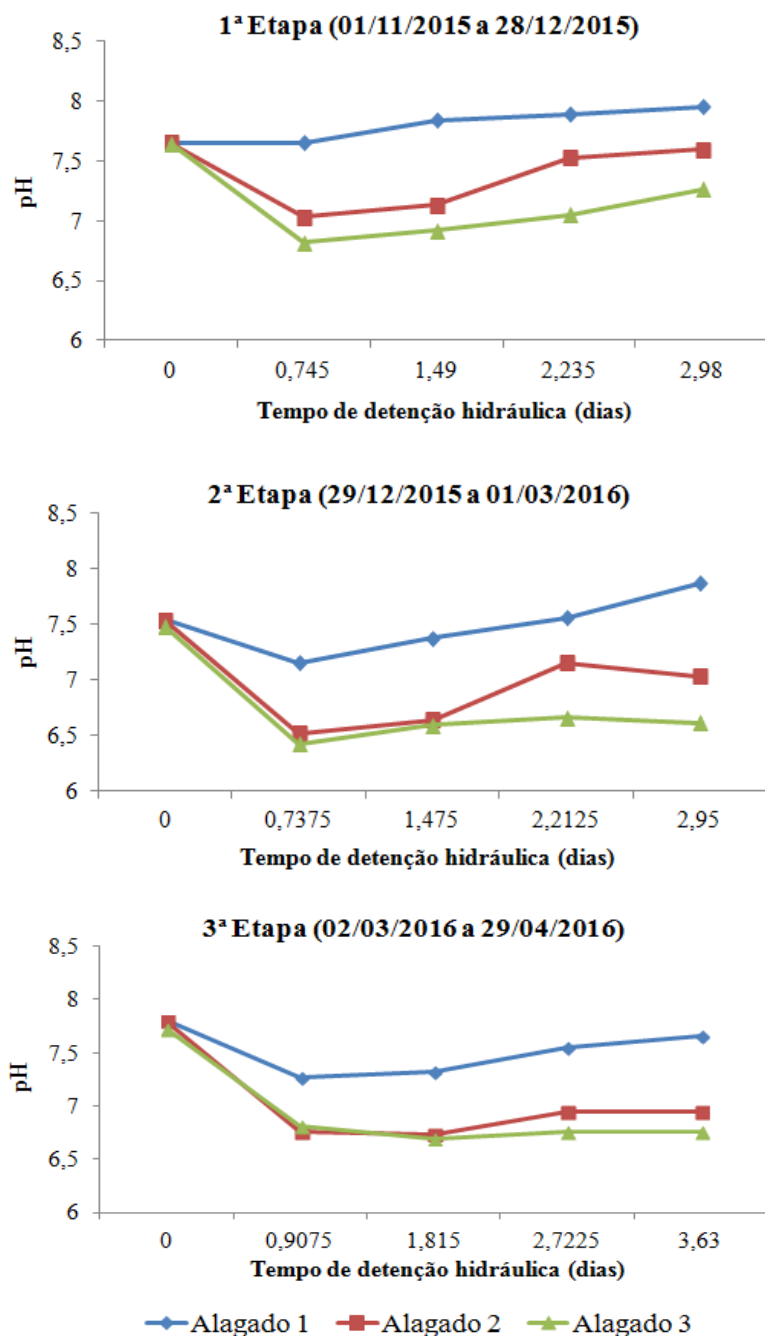
liberação de íons devido à deterioração das plantas e devido às interações entre o substrato e biofilme (AKRATOS; TSIHRINTZIS, 2007).



**Figura 26** - Condutividade elétrica em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

Resultados semelhantes aos obtidos nas 2ª e 3ª Etapas do presente estudo foram relatados nos trabalhos de Papaevangelou et al. (2016) e Brasil (2005), ambos relatam a diminuição da CE em AC-FSSH cultivados com *Typha latifolia*.

Na Figura 27 são mostradas as variações do potencial hidrogeniônico (pH) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.



**Figura 27** - Potencial hidrogeniônico (pH) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

Comparando-se as três etapas do experimento, observa-se que o pH tem comportamento similar, com uma redução inicial e posterior aumento. Quando se compara o pH dos três alagados em cada etapa, nota-se que nos alagados cultivados com macrófitas as variações são muito próximas, enquanto que o alagado sem cultivo apresenta valores mais elevados de pH. A diminuição inicial do pH pode ser atribuída à nitrificação do amônio e à redução de ferro, que liberam como subproduto íons  $H^+$ . A nitrificação é um processo aeróbio, o que explica a queda mais acentuada do pH nos alagados com macrófitas, pois as plantas transferem oxigênio para o meio suporte, elevando a taxa de nitrificação. A elevação posterior do pH pode estar associada à processos de oxidação de matéria orgânica como, por exemplo, a redução de sulfato e a metanogênese. Estes processos, respectivamente, consomem íons  $H^+$  e liberam íons  $OH^-$ .

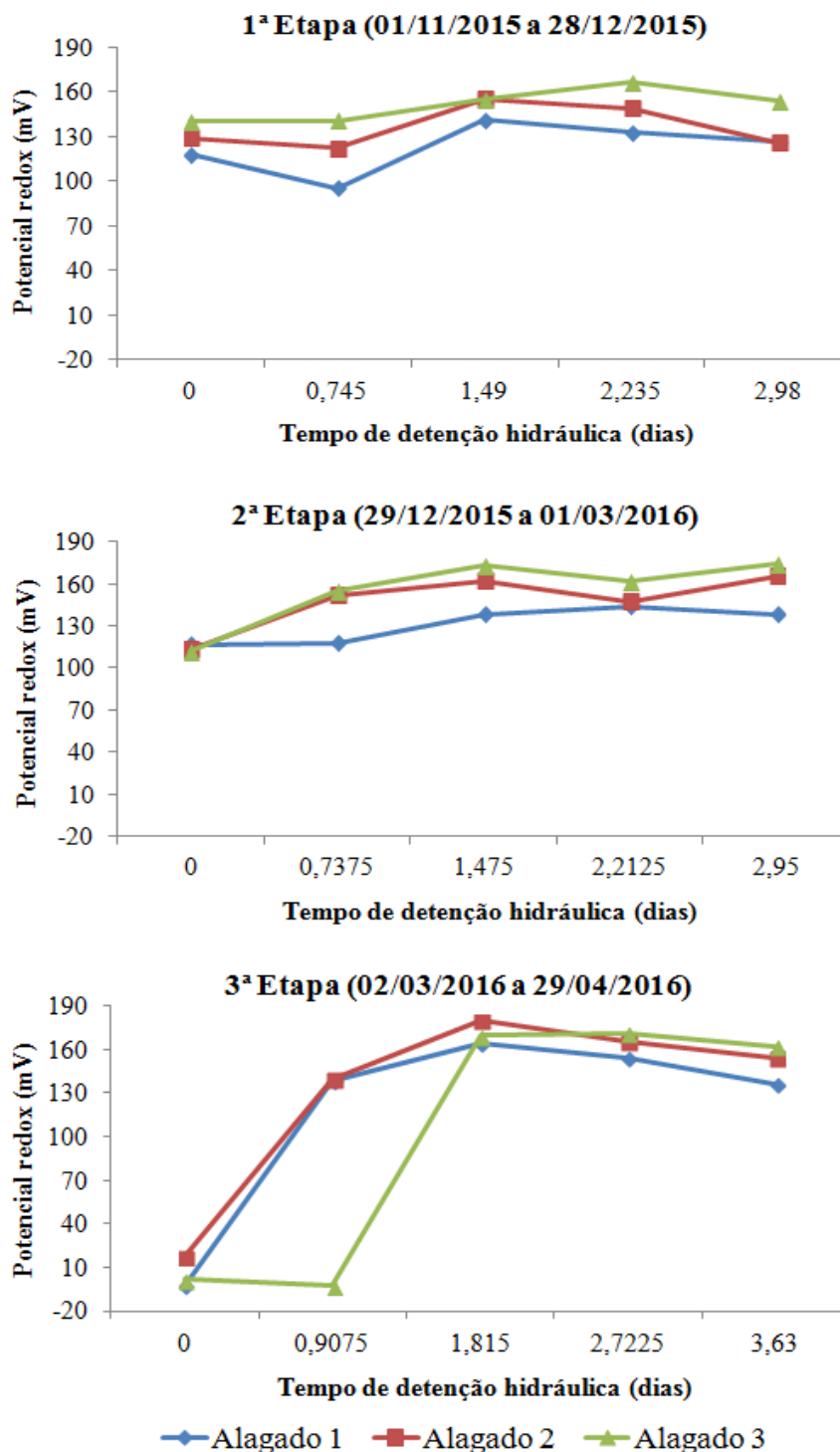
Kadlec e Wallace (2008) avaliaram dados de pH em alagados construídos e não verificaram correlação espacial. Portanto, segundo estes autores, o pH pode ser avaliado somente com os valores de entrada e saída. Observa-se que os valores de pH do afluente e efluente (Tabela 15), em geral, são muito próximos, corroborando os achados de Papaevangelou et al. (2016), Weerakoon et al. (2013) e Leto et al. (2013).

**Tabela 15** – Média e desvio padrão do potencial hidrogeniônico (pH) do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Etapa	Alagado	pH	
		Afluente	Efluente
1ª Etapa	1	7,64 ± 0,11	7,95 ± 0,10
	2	7,65 ± 0,10	7,59 ± 0,07
	3	7,64 ± 0,08	7,26 ± 0,27
2ª Etapa	1	7,53 ± 0,10	7,87 ± 0,14
	2	7,53 ± 0,14	7,02 ± 0,19
	3	7,48 ± 0,07	6,61 ± 0,07
3ª Etapa	1	7,79 ± 0,16	7,66 ± 0,03
	2	7,79 ± 0,17	6,94 ± 0,03
	3	7,71 ± 0,14	6,76 ± 0,03

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas  $m^{-2}$ ; 3 - Cultivado com 23 plantas  $m^{-2}$ .

Na Figura 28 são mostradas as variações do potencial redox ( $E_H$ ) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.



**Figura 28** - Potencial redox ( $E_H$ ) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

Segundo Ávila et al. (2013) o  $E_H$  é um parâmetro de grande importância, pois fornece informações sobre os mecanismos de remoção de poluentes em sistemas alagados construídos. Nota-se que a mudança das etapas causa uma diminuição no  $E_H$  do afluente, indicando que a água de diluição e a preparação da mistura forneciam oxigênio dissolvido para o afluente, tornando a condição oxidativa inicial mais aeróbia. Além disso, os dados da Figura 28 mostram que não há grandes diferenças no comportamento do  $E_H$  nos três alagados construídos.

Durante a realização do experimento o  $E_H$  variou de -37,8 a 217 mV, isto é, se manteve dentro da condição anóxica ( $-100 < E_H < 300$  mV), corroborando a afirmação da USEPA (2000). Pedescoll et al. (2013) avaliaram o  $E_H$  em AC-FSSH cultivados com *Phragmites australis* e obtiveram valores médios entre -214 a 215 mV, faixa que compreende os valores médios obtidos no presente trabalho (Tabela 16).

**Tabela 16** - Média e desvio padrão do potencial redox ( $E_H$ ) do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Etapa	Alagado	$E_H$ (mV)	
		Afluente	Efluente
1ª Etapa	1	117,97 ± 13,06	126,65 ± 32,22
	2	128,70 ± 30,68	125,65 ± 28,68
	3	140,55 ± 21,31	154,52 ± 45,67
	<b>Média</b>	129,07 ± 11,29	135,60 ± 16,38
2ª Etapa	1	115,97 ± 29,62	138,20 ± 25,75
	2	112,75 ± 27,34	165,47 ± 25,16
	3	111,47 ± 30,72	174,15 ± 27,40
	<b>Média</b>	113,40 ± 2,31	159,27 ± 18,75
3ª Etapa	1	-2,82 ± 24,01	136,20 ± 10,71
	2	17,35 ± 24,55	153,90 ± 3,95
	3	1,6 ± 29,32	162,22 ± 5,77
	<b>Média</b>	5,37 ± 10,60	150,77 ± 13,29

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.



Por outro lado, Brasil (2005), estudando AC-FSSH cultivados com *Typha sp.*, afirma que o sistema apresenta condição de operação predominantemente anaeróbia. Já, o estudo de Dušek, Pícek e Čížková (2008), mostra que as condições de operação de AC-FSSH são variáveis, podendo variar centenas de mV em questão de horas, ou seja, o sistema alterna entre condições anaeróbias e anóxicas/aeróbias rapidamente. No presente trabalho, não foi estudado o  $E_H$  com a mesma frequência de amostragem do que os autores acima (15 min) e, portanto, não é possível afirmar que não ocorreram acentuadas variações no  $E_H$ . Nossos resultados permitem apenas afirmar que o meio dos alagados construídos avaliados apresenta condições predominantemente anóxicas.

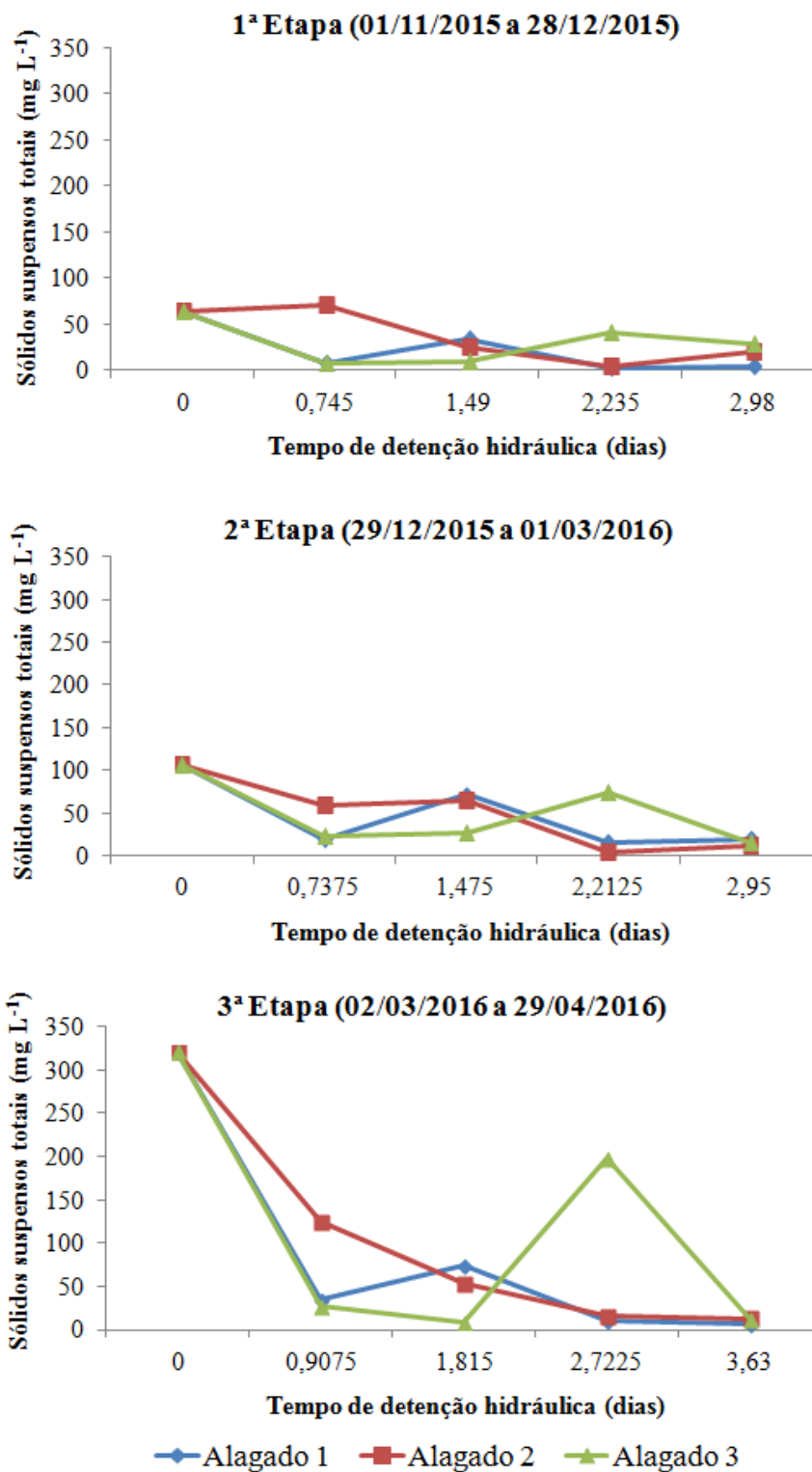
#### **4.5 Remoção de sólidos suspensos**

A Figura 29 mostra a concentração média de sólidos suspensos totais (SST) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

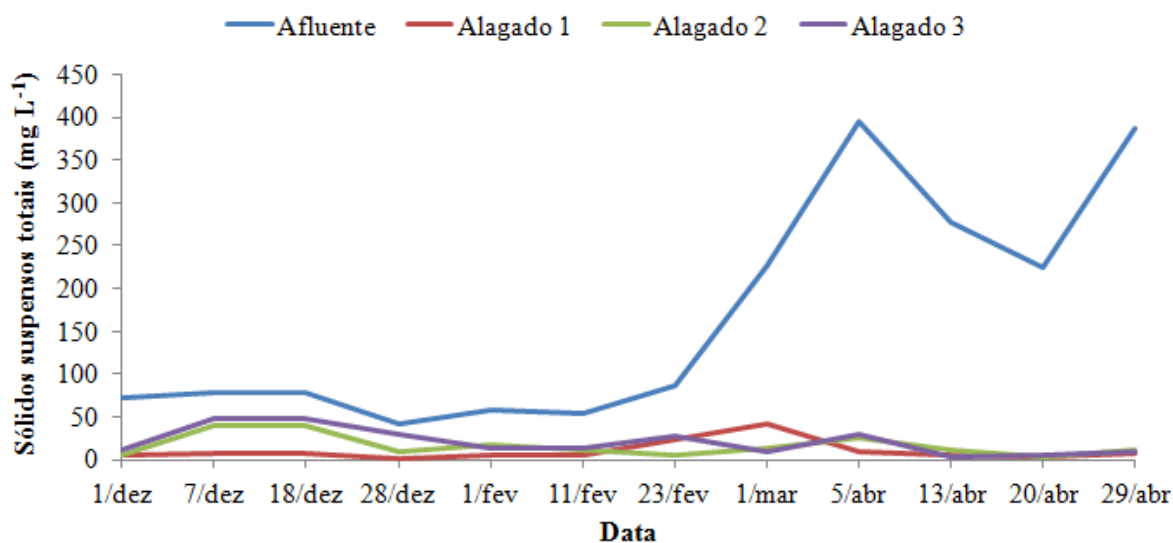
Devido à diminuição da diluição nas diferentes etapas do experimento, a concentração de SST do afluente aumenta de uma etapa para outra. Nota-se que este aumento na concentração não é linear, ou seja, não aumenta proporcionalmente em relação à diminuição da diluição do afluente. Por exemplo, a concentração na 3ª Etapa supera em cinco vezes a concentração obtida na 1ª Etapa, enquanto deveria ser somente duas vezes maior. Provavelmente, esse aumento discrepante da concentração de SST no afluente ocorreu devido à variação temporal da qualidade do efluente coletado.

Observa-se que, em todas as etapas, ocorre redução entre as concentrações de SST no afluente e no efluente. Entretanto, não há um padrão na redução da concentração de SST nos pontos intermediários de coleta. Segundo Kadlec e Wallace (2008) a coleta de amostras pode induzir a erros nos valores de SST, uma vez que, em alagados construídos de fluxo subsuperficial a velocidade de fluxo do líquido é muito baixa e, portanto, a retirada de amostras pode elevar a velocidade do fluxo, perturbando a estrutura do meio suporte e, conseqüentemente, carregando materiais indesejados que provocam erros na amostragem. Aceitamos essa explicação como a melhor justificativa para a ausência de padrão na redução da concentração de SST nos pontos intermediários de coleta observados no presente trabalho. Os mesmos autores relatam que por estes erros de amostragem a maioria dos dados apresentados na literatura contêm apenas os dados iniciais e finais das concentrações de SST (KADLEC; WALLACE, 2008). Por esta razão, a Figura

30 mostra apenas os valores das concentrações no afluente e nos efluentes dos três alagados construídos durante a realização do experimento.



**Figura 29** - Concentração média de sólidos suspensos totais em relação ao tempo de retenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

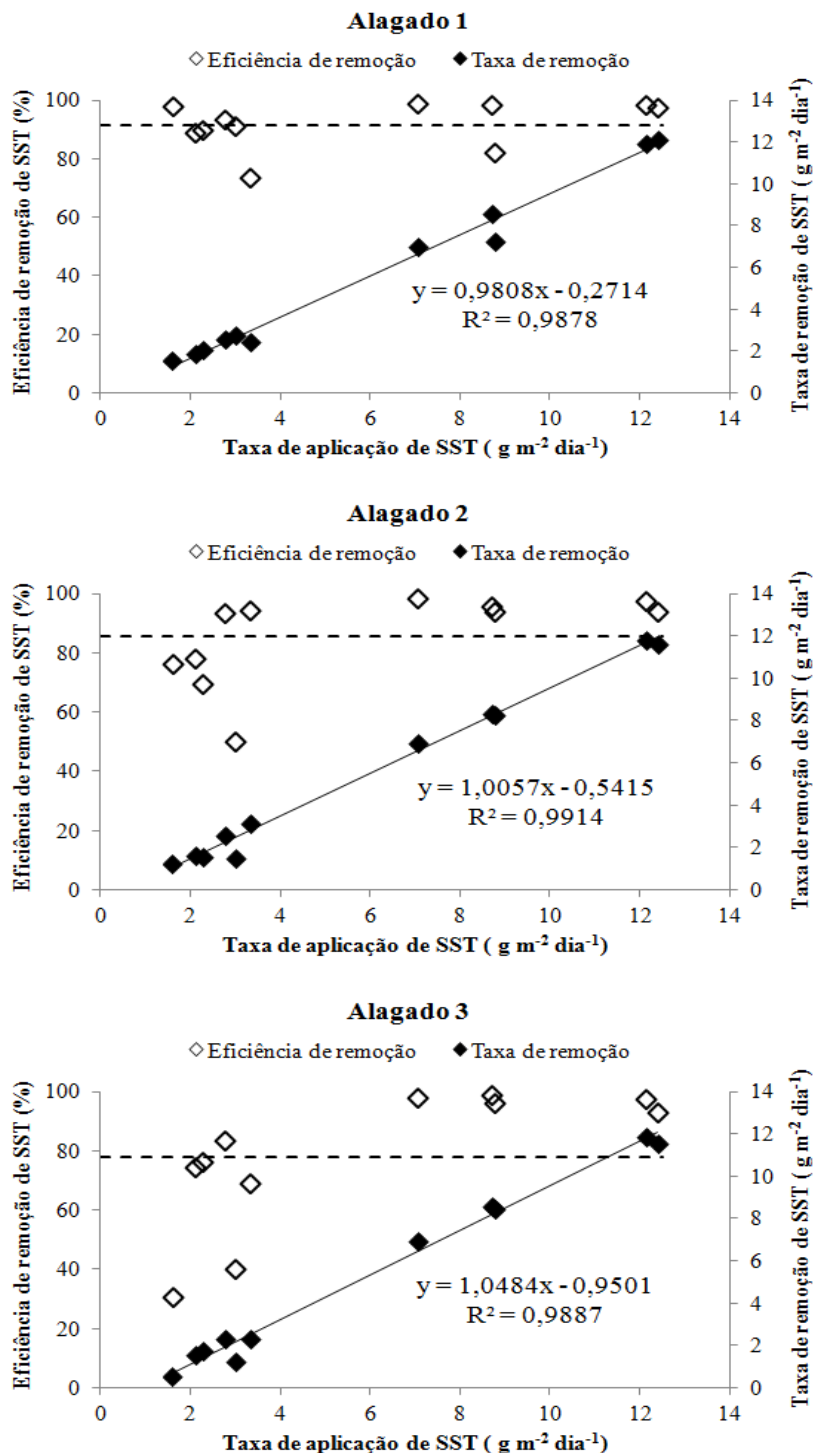


**Figura 30** - Concentração de sólidos suspensos totais do afluente e dos efluentes dos três alagados construídos durante a execução do experimento.

Observa-se que durante a execução do experimento as concentrações de SST nos efluentes permaneceram na faixa de 0 a 50 mg L<sup>-1</sup>. Além disso, nota-se que estas concentrações não responderam às variações que ocorreram na concentração de SST afluente, resultados semelhantes aos relatados por Brasil (2005) e por Boxman et al. (2015).

Durante as etapas do experimento os três alagados construídos apresentaram eficiência média de remoção de SST na faixa de 54 a 98%. As maiores eficiências médias de remoção de SST para os três alagados construídos foram obtidas na 3ª Etapa, sendo que os alagados 1, 2 e 3 apresentaram, respectivamente, 98,05, 95,94 e 96,25% de eficiência. Abou-Elela et al. (2013) obtiveram 92,3% de eficiência média na remoção de SST em AC-FSSH cultivados simultaneamente com *Canna L.*, *Phragmites australis* e *Cyperus papyrus*. Além disso, os mesmo autores relatam que houve 100% de remoção de SST na maioria das amostras coletadas durante a execução do experimento. Çakir, Gidirislioglu e Çebi (2015) relataram eficiência média na remoção de SST de 71,3, 81,7 e 86,6% em AC-FSSH cultivados com *Phragmites australis* operando, respectivamente, com 2,2, 3,7 e 5,6 dias de tempo de detenção hidráulica. Estes achados são concordantes com os dados da Figura 29, que mostram que com o aumento do tempo de detenção hidráulica ocorre redução na concentração de sólidos, ou seja, quanto maior o tempo de detenção maior é a eficiência de remoção de SST.

A Figura 31 mostra a eficiência e a taxa de remoção de SST dos três alagados construídos em relação às taxas de aplicação obtidas durante o experimento.



**Figura 31** - Eficiência e taxa de remoção de sólidos suspensos totais dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação (equações válidas para taxas de aplicação na faixa de 1,5 a  $12,6 \text{ g m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ ).

Os dados da Figura 31 mostram que durante a execução do experimento os alagados 1, 2 e 3 apresentaram, respectivamente, 91,65, 85,36 e 77,72% de eficiência média de remoção de SST. Além disso, observa-se também, que existe correlação positiva significativa entre a taxa de aplicação e a taxa de remoção de SST para os três alagados construídos. Resultados semelhantes foram relatados por Dunne et al. (2012).

Sabe-se que a turbidez tem correlação positiva com a concentração de SST e, portanto, a redução na concentração de sólidos reduz a turbidez das amostras. Na Tabela 17 são mostrados os dados médios de turbidez do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

**Tabela 17** – Turbidez média do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Etapa	Alagado	Turbidez (UNT)	
		Afluente	Efluente
1ª Etapa	1	20,77	0,66
	2	24,44	8,14
	3	25,07	8,67
2ª Etapa	1	88,95	0,88
	2	81,17	4,05
	3	86,70	7,02
3ª Etapa	1	257,25	0,61
	2	217,00	3,22
	3	246,00	4,95

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

A turbidez reduz consideravelmente nos três alagados construídos em todas as etapas do experimento. Durante as etapas do experimento os três alagados construídos apresentaram eficiência média de remoção de turbidez na faixa de 62 a 99%. Os valores relatados por Brasil (2005) estão em uma faixa mais estreita, o autor obteve em seu trabalho eficiência média de remoção de turbidez na faixa de 77 a 86%.

#### 4.6 Remoção de matéria orgânica

Na Tabela 18 são mostradas as taxas médias de aplicação superficial e volumétrica de matéria orgânica nas diferentes etapas do experimento. A taxa de aplicação superficial e a taxa de aplicação volumétrica foram obtidas dividindo-se os valores das cargas aplicadas, respectivamente, pela área superficial ( $1,4 \text{ m}^2$ ) e pelo volume útil ( $0,160 \text{ m}^3$ ) dos alagados construídos. Os valores das cargas aplicadas foram obtidos multiplicando-se os valores de vazão média de cada etapa pela concentração de DQO e DBO.

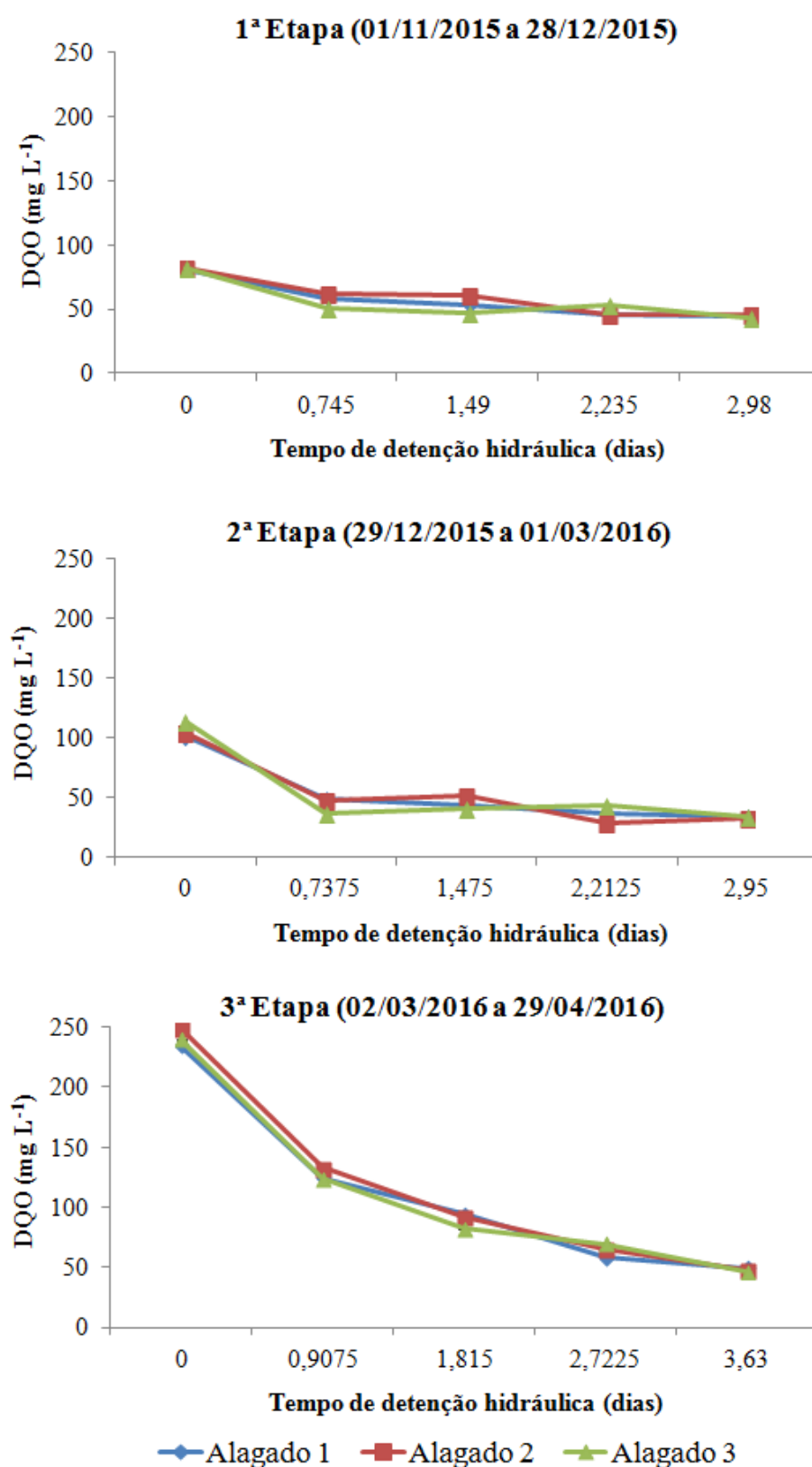
**Tabela 18** – Taxas médias de aplicação superficial e volumétrica de matéria orgânica nas diferentes etapas do experimento

Etapa	Taxa média de aplicação			
	Superficial ( $\text{g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ )		Volumétrica ( $\text{g m}^{-3} \text{ d}^{-1}$ )	
	DBO	DQO	DBO	DQO
1ª Etapa	1,32	3,12	10,27	24,29
2ª Etapa	1,84	4,30	14,36	33,47
3ª Etapa	2,13	7,62	16,56	59,29

DBO - Demanda bioquímica de oxigênio; DQO - Demanda química de oxigênio.

Os dados apresentados na Tabela 18 mostram que de uma etapa para outra ocorreu o incremento tanto da taxa de aplicação superficial quanto da taxa de aplicação volumétrica de matéria orgânica (DBO e DQO). A ocorrência deste fenômeno era esperada, uma vez que, a diminuição da diluição do afluente em cada etapa do experimento afeta diretamente a concentração da DBO e DQO. Além disso, nota-se que a razões entre DQO e DBO (DQO/DBO) na primeira, segunda e terceira etapa do experimento foram, respectivamente, 2,36, 2,33 e 3,57. Segundo Von Sperling e Chernicharo (2005), valores da razão DQO/DBO inferiores a 2,5, denominados de razão baixa, indicam que a fração de matéria orgânica biodegradável do efluente é elevada e o uso de tratamento biológico é recomendado e valores entre 2,5 e 4, denominados de razão intermediária, indicam que a fração de matéria orgânica não biodegradável não é elevada e o emprego de tratamento biológico é possível, porém deve ser avaliado.

A Figura 32 mostra os valores médios de DQO em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas etapas do experimento.



**Figura 32** - Valores médios de demanda química de oxigênio (DQO) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.

Como mostrado nos dados da Tabela 18, nota-se na Figura 32 que de uma etapa para outra ocorre o aumento da concentração da DQO no afluente devido à diminuição da diluição. Os valores de DQO afluente obtidos durante a realização do experimento variaram de 61 (1ª Etapa - Alagado 3) a 282 (3ª Etapa - Alagado 1) mg L<sup>-1</sup>. As concentrações médias de DQO no afluente na primeira, segunda e terceira etapa do experimento foram, respectivamente, 81, 106 e 240 mg L<sup>-1</sup>.

A Figura 32 mostra também, que em todas as etapas e nos três alagados construídos, ocorre a diminuição das concentrações de DQO com o aumento do tempo de detenção hidráulica. Este fato é corroborado pelos trabalhos de Akrotos e Tsihrintzis (2007) e Fountoulakis et al. (2009), ambos mostram que reduções no tempo de detenção, causadas pelo aumento da taxa de aplicação hidráulica, causam diminuição na eficiência de remoção de DQO, ou seja, maiores concentrações finais. Na literatura mundial, diversos trabalhos confirmam a relação entre a remoção de matéria orgânica e o tempo de detenção, por exemplo, resultados práticos obtidos na Turquia mostraram que em AC-FSSH operando com tempos de detenção hidráulica de 2,2, 3,7 e 5,6 dias a eficiência média de remoção de DQO foi, respectivamente, 47,8, 55,5 e 62,6% (ÇAKIR; GIDIRISLIOGLU; ÇEBI, 2015). Além disso, nota-se também, conforme os dados apresentados na Figura 32, que os três alagados construídos apresentam comportamento similar na remoção de DQO. Entretanto, não é possível diferenciar possíveis efeitos da densidade de plantas na concentração final de DQO.

Os resultados obtidos mostram que, em todas as etapas do experimento e nos três alagados construídos, no mínimo 50% da DQO (removida) é removida com 0,7375 dias de tempo de detenção hidráulica (≈18 horas). Brasil (2005) obteve resultados mais acentuados, relatando que no mínimo 70% da DQO (removida) foi removida com oito horas de tempo de detenção hidráulica. Entretanto, as condições experimentais foram diferentes das do presente trabalho tais como, características do efluente, taxa de aplicação hidráulica, dimensões e declividade dos alagados construídos, etc.

Durante os seis meses de execução do experimento os três alagados construídos apresentaram eficiência média de remoção de DQO na faixa de 44 a 81%. As maiores eficiências médias de remoção de DQO foram obtidas na 3ª Etapa, sendo que os alagados 1, 2 e 3 apresentaram, respectivamente, 79,63, 80,05 e 80,88% de eficiência. Na



Tabela 19 são mostrados os valores mínimos, máximos, médios de eficiência de remoção de DQO e seus respectivos desvios padrão.

**Tabela 19** - Valores médios, máximos e mínimos de eficiência de remoção de DQO e seus respectivos desvios padrão

Etapa	Alagado	Eficiência na remoção de DQO (%)			
		Média	Máxima	Mínima	Desvio padrão
1ª Etapa	1	45,76	93,05	17,30	34,28
	2	44,53	61,97	21,90	28,99
	3	45,76	85,24	19,04	27,93
2ª Etapa	1	67,81	79,41	54,21	11,48
	2	68,98	78,26	51,25	13,22
	3	68,51	88,11	54,11	15,52
3ª Etapa	1	79,63	82,54	70,19	5,81
	2	80,05	83,15	79,02	1,83
	3	80,88	85,25	67,77	8,35

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

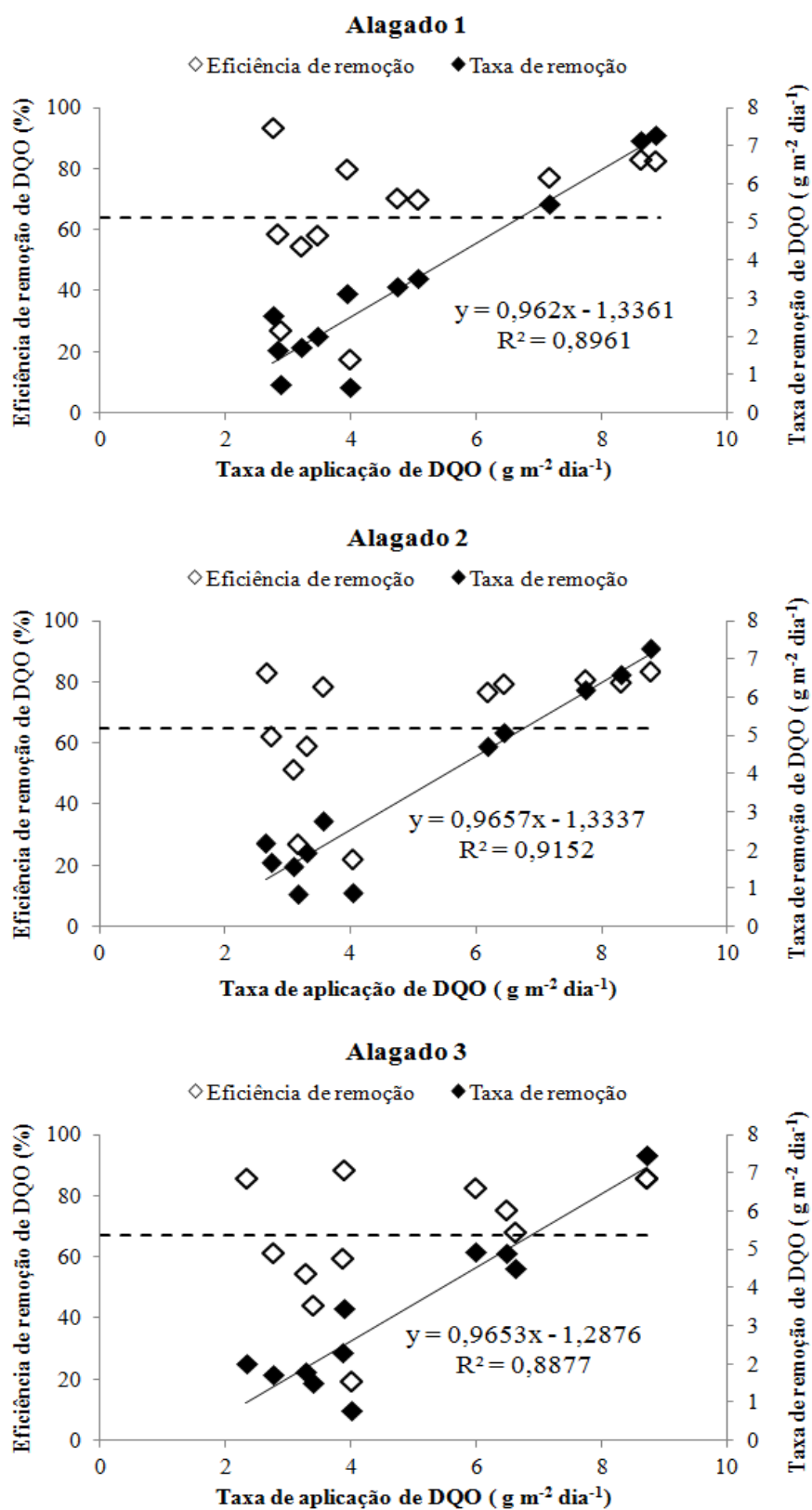
Observa-se que nas três etapas não houve diferença na remoção média da DQO nos alagados construídos, sugerindo que nas condições do presente trabalho as macrófitas não tiveram efeito sobre a remoção de matéria orgânica. Resultados semelhantes foram obtidos por Carranza-Diaz et al. (2014), avaliando alagados cultivados com *Phragmites australis* (41%) e não cultivados (39%). Por outro lado, Mustapha, Bruggen e Lens (2015) relataram diferença na remoção de DQO entre alagados cultivados com *Cyperus alternifolius* (65%) e com *Cyperus dactylon* (63%) e sem cultivo de macrófitas (40%). Também, Leto et al. (2013) relataram diferenças na remoção de DQO entre alagados cultivados com *Typha latifolia*, com *Cyperus alternifolius* e sem cultivo de macrófitas obtendo, respectivamente, os seguintes valores médios de remoção de DQO: 75,7, 66,6 e 49,2%. Portanto, comprova a importância das macrófitas na eficiência dos alagados construídos.

Em relação ao presente trabalho, o estudo de Leto et al. (2013), apresenta diferenças experimentais significativas, tais como, maiores dimensões dos alagados construídos, maior taxa de aplicação hidráulica e diferente granulometria do material suporte. Utilizamos como meio suporte brita #0 ( $\emptyset$  de 2,4 a 9,5 mm) enquanto Leto et al. (2013) utilizaram cascalho de rio ( $\emptyset$  de 20 a 30 mm). Assim, esta diferença de granulometria pode justificar o não efeito das macrófitas observado em nosso trabalho, uma vez que, o meio suporte utilizado tem maior capacidade de filtração, praticamente inibindo o efeito das macrófitas na remoção de matéria orgânica.

Salienta-se que os estudos em alagados construídos são realizados em condições totalmente diversas de clima, taxa de aplicação hidráulica, granulometria do meio suporte, espécie e quantidade de macrófitas, taxa de aplicação de poluentes, dimensões dos alagados, etc. Assim, é praticamente inviável a comparação direta da remoção de DQO entre os diferentes sistemas. Apesar disso, é possível comparar os sistemas de forma mais abrangente e os resultados obtidos no presente trabalho estão dentro da faixa de resultados relatados na literatura. Villaseñor et al. (2013) relataram eficiências médias de remoção de DQO na faixa de 80 a 100%. No trabalho de Carballeira, Ruiz e Soto (2016), os autores relataram remoção média de DQO nas faixas de 83 a 88% e 65,7 a 92,3% quando utilizada taxa de aplicação nas faixas de 2,4 a 3,2 g DBO  $\text{m}^{-2} \text{d}^{-1}$  e 4,4 a 5,0 g DBO  $\text{m}^{-2} \text{d}^{-1}$ , respectivamente. Já no trabalho de Lin et al. (2002), a eficiência de remoção de DQO variou de 25 a 55%.

A Figura 33 mostra a eficiência e a taxa de remoção de DQO dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação. Pode-se observar que os três alagados construídos apresentaram correlação linear positiva entre a taxa de aplicação e a taxa de remoção de DQO, este fenômeno também foi relatado nos trabalhos de Calheiros, Rangel e Castro (2009) e Galvão e Matos (2012). Este fato indica que a atividade do biofilme é diretamente dependente da taxa de aplicação superficial (GALVÃO; MATOS, 2012). Apesar desta forte correlação, a inclinação das retas é inferior a 45°, indicando que com o aumento da taxa de aplicação de DQO ocorre a diminuição da taxa de remoção de DQO que, conseqüentemente, causa aumento na concentração de DQO do efluente tratado.

A Tabela 20 os valores médios de DBO do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento.



**Figura 33** - Eficiência e taxa de remoção de demanda química de oxigênio (DQO) dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação (equações válidas para taxas de aplicação na faixa de 2,3 a 8,9  $\text{g m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ ).

**Tabela 20** – Demanda bioquímica de oxigênio média do afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

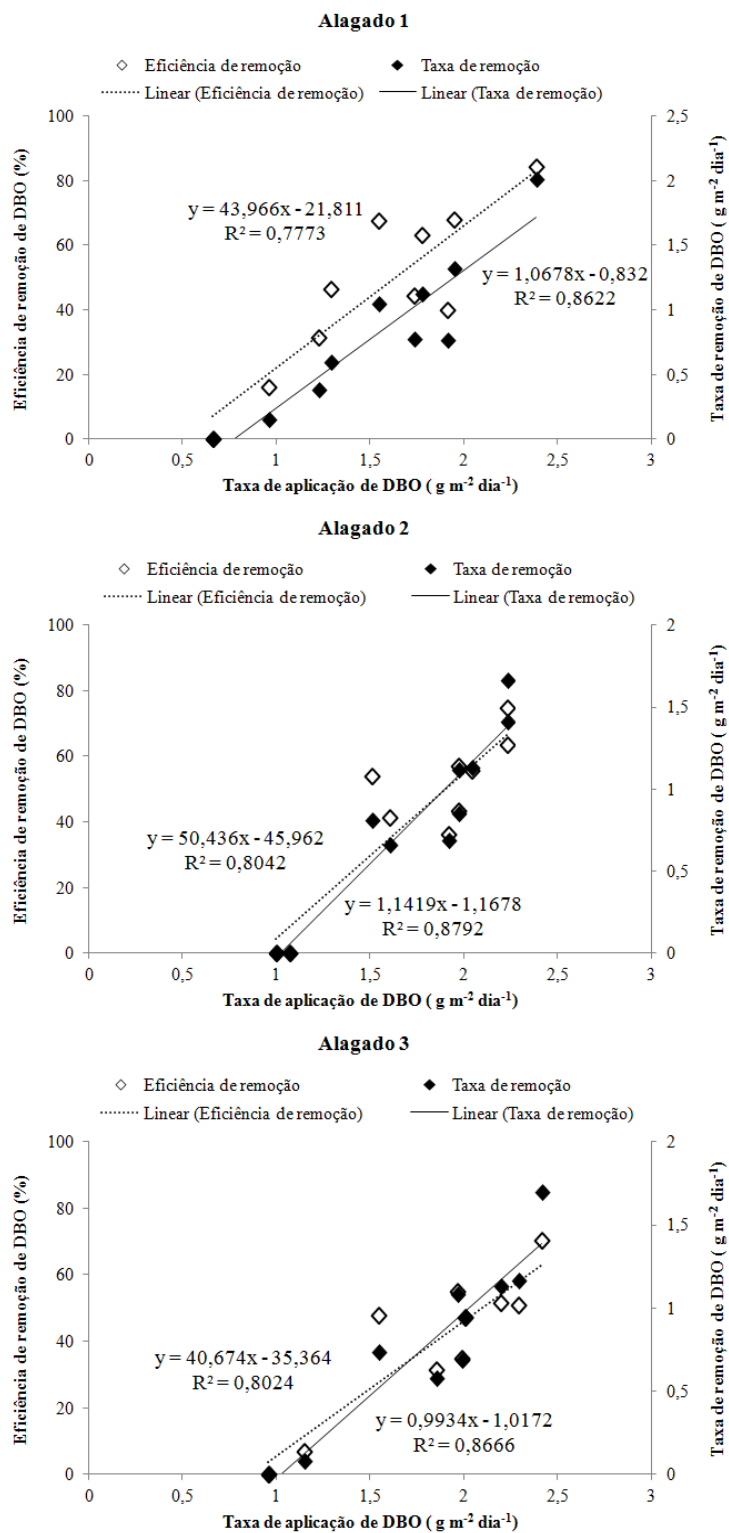
Etapa	Alagado	DBO (mg L <sup>-1</sup> )	
		Afluente	Efluente
1ª Etapa	1	33,75	24,33
	2	34,25	31,66
	3	35,50	33,33
2ª Etapa	1	43,66	18,33
	2	47,00	23,00
	3	46,33	25,66
3ª Etapa	1	66,25	18,75
	2	64,50	25,75
	3	71,00	31,75

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

Observa-se que, de uma etapa para outra, à medida que a diluição do afluente diminui as concentrações de DBO aumentam. Observa-se também, que independentemente da etapa, os valores de DBO efluente permaneceram na faixa de 18,33 a 33,33 mg L<sup>-1</sup>, indicando que estas concentrações não responderam ao aumento da concentração de DBO afluente em cada etapa.

Durante a execução do experimento a eficiência média de remoção de DBO nos três alagados construídos variou de 3,38 a 72,11%. As maiores eficiências foram obtidas na 3ª Etapa, sendo que os alagados 1, 2 e 3 apresentaram, respectivamente, 72,11, 61,71 e 52,78% de eficiência de remoção de DBO. Nota-se que o alagado 1 (sem cultivo de plantas) apresentou a melhor eficiência na remoção de DBO, este fato ocorreu devido à ausência das macrófitas. Provavelmente, nos outros dois alagados construídos, as macrófitas liberavam exsudatos radiculares que elevavam a concentração de DBO efluente. Os valores de eficiência média de remoção de DBO obtidos no presente estudo são similares aos relatados na literatura. Por exemplo, Carranza-Diaz et al. (2014) relataram valores de 56 a 61%, Stefanakis e Tsihrintzis (2012) relataram valores de 64 a 88% e Vergeles et al. (2015) relataram valores na faixa de 72 a 93%.

A Figura 34 mostra a eficiência e a taxa de remoção de DBO dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação.



**Figura 34** - Eficiência e taxa de remoção de demanda bioquímica de oxigênio (DBO) dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação (equações válidas para taxas de aplicação na faixa de  $0,6$  a  $2,5 \text{ g m}^{-2} \text{ dia}^{-1}$ ).

Durante a execução do experimento as taxas de aplicação de DBO não excederam  $2,5 \text{ g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ . A taxa máxima de aplicação de DBO, recomendado por USEPA (1999), é  $6 \text{ g m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ . Além disso, a Figura 34 mostra que há correlação linear entre a eficiência e taxa de remoção de DBO e a taxa de aplicação de DBO. Tunçsiper, Drizo e Twohig (2015) estudaram quatro alagados construídos durante período de quatro anos e observaram que a relação entre a eficiência de remoção e a taxa de aplicação de DBO segue função polinomial de segundo grau. Os resultados do mesmo estudo mostram que a eficiência de remoção de DBO aumenta até a taxa de aplicação de  $0,75 \text{ kgDBO m}^{-2} \text{ d}^{-1}$  e, a seguir, inicia o declínio. Já Kadlec e Wallace (2008), que avaliaram dados de 202 alagados construídos, notaram que a eficiência de remoção de DBO aumenta até a taxa de aplicação de  $0,1 \text{ kgDBO m}^{-2} \text{ d}^{-1}$ , valor a partir do qual inicia o declínio.

#### 4.7 Remoção de patógenos

A Tabela 21 mostra a concentração média de coliformes totais e fecais no afluente e efluente dos alagados construídos nas etapas do experimento.

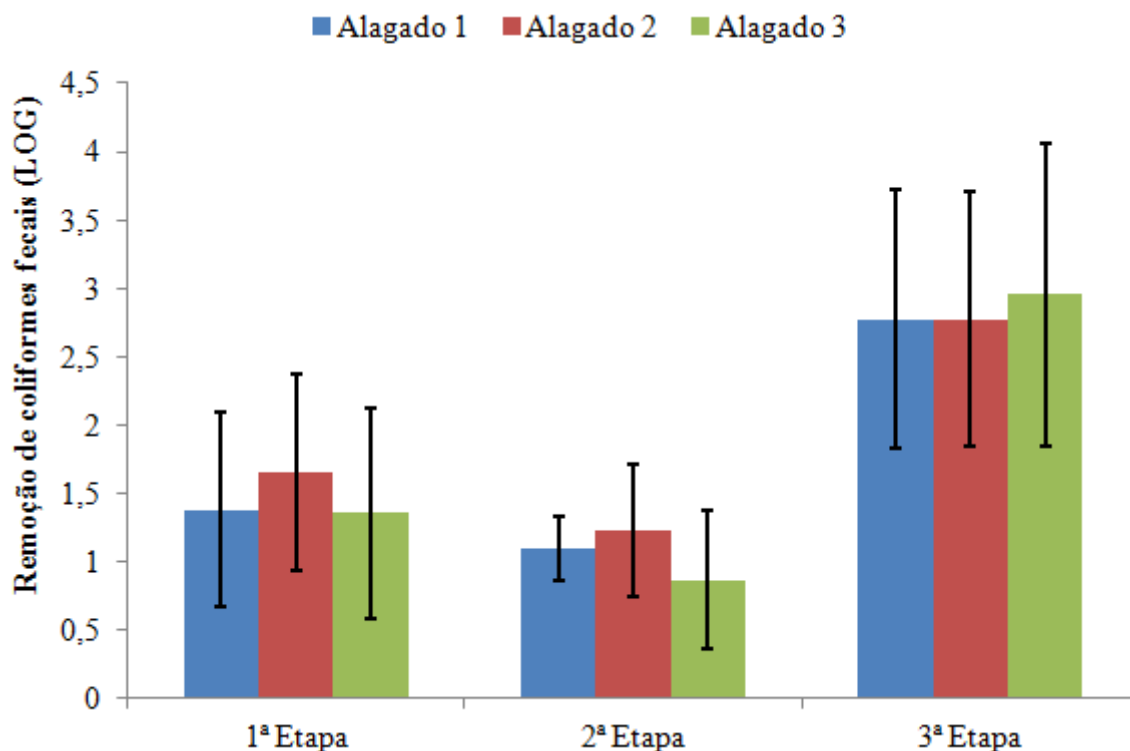
**Tabela 21** – Concentração média de coliformes totais e fecais no afluente e efluente dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Etapa	Alagado	Coliformes (NMP 100 mL <sup>-1</sup> )			
		Coliformes Totais		Coliformes Fecais	
		Afluente	Efluente	Afluente	Efluente
1ª Etapa	1	$7,4 \times 10^5$	$5,1 \times 10^3$	$2,6 \times 10^4$	$1,9 \times 10^3$
	2	$8,3 \times 10^5$	$1,4 \times 10^4$	$3,3 \times 10^4$	$7,0 \times 10^2$
	3	$8,1 \times 10^5$	$4,1 \times 10^3$	$2,9 \times 10^4$	$1,4 \times 10^3$
2ª Etapa	1	$1,2 \times 10^6$	$6,4 \times 10^4$	$9,7 \times 10^3$	$7,0 \times 10^2$
	2	$1,2 \times 10^6$	$7,4 \times 10^4$	$1,0 \times 10^4$	$8,0 \times 10^2$
	3	$1,4 \times 10^6$	$9,4 \times 10^4$	$1,2 \times 10^4$	$1,9 \times 10^3$
3ª Etapa	1	$1,2 \times 10^7$	$7,3 \times 10^5$	$2,5 \times 10^5$	$1,0 \times 10^2$
	2	$1,0 \times 10^7$	$6,4 \times 10^4$	$2,2 \times 10^5$	$1,0 \times 10^2$
	3	$9,3 \times 10^6$	$6,4 \times 10^4$	$4,1 \times 10^5$	$1,0 \times 10^2$

1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas  $\text{m}^{-2}$ ; 3 - Cultivado com 23 plantas  $\text{m}^{-2}$ .

O indicador microbiológico utilizado para avaliar a remoção de coliformes fecais foi a concentração de *Escherichia coli* (*E. coli*). Nota-se que as concentrações de coliformes fecais do efluente ficaram na faixa recomendada pela Organização Mundial de Saúde para reúso irrestrito na agricultura (OMS, 2006). Entretanto, deve-se salientar que a concentração de coliformes fecais do afluente foi sempre baixa, fato que talvez possa ter facilitado a obtenção de concentrações finais apropriadas para reúso irrestrito na agricultura.

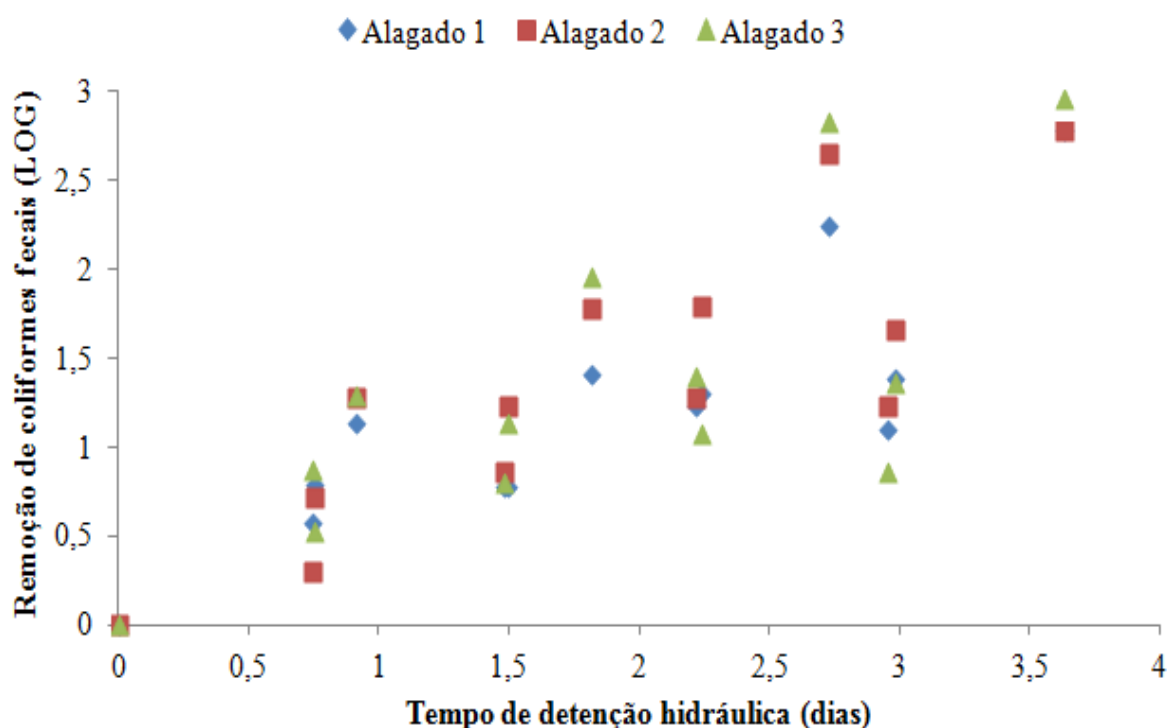
Quando os dados de coliformes fecais são analisados pela redução logarítmica verifica-se que os valores médios variaram de 0,8 a 2,9 logs, conforme mostrado na Figura 35. Há controvérsias na literatura sobre a importância das macrófitas na remoção de patógenos em alagados construídos. Alguns estudos (DECAMP; WARREN; SANCHEZ, 1999; HENCH et al., 2003; LETO et al., 2013) mostram que as macrófitas têm grande importância, possivelmente explicada pela ação bactericida de exsudatos liberados pelas raízes (TUNÇSIPER; AYAZ; AKÇA, 2012). Por outro lado, no presente trabalho este fenômeno não foi observado, corroborando com os resultados de outros autores (HEADLEY et al., 2013).



**Figura 35** – Remoção média de coliformes fecais dos três alagados construídos nas diferentes etapas o experimento.

Valores de remoção de coliformes fecais em alagados construídos relatados na literatura são semelhantes aos obtidos no presente trabalho. Toscano et al. (2015) relataram valores de remoção de *E. coli* na faixa de 2,2 a 2,9 unidades de log. Morató et al. (2014) relataram valores de remoção de *E. coli* na faixa de 1,4 a 2,3 unidades de log.

Outro fator importante na remoção de patógenos é o tempo de detenção hidráulica. Na Figura 36 é mostrada a remoção de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica.



**Figura 36** - Remoção média de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica.

Os dados da Figura 36 permitem observar que quanto maior o tempo de detenção hidráulica maior é a remoção de coliformes, mesmo padrão observado por Brasil (2005), Sawattayothin e Polprasert (2007) e Sidrach-Cardona e Bécáres (2013). Por exemplo, Brasil (2005) relatou que em AC-FSSH operando com tempos de detenção hidráulica de 1,9 e 3,8 dias as eficiências médias de remoção de coliformes fecais foram, respectivamente,  $\leq 2$  e  $\geq 3$  logs. Sawattayothin e Polprasert (2007) relataram que em AC-FSSH operando com tempos de detenção hidráulica de 1, 3, 5 e 7 dias as eficiências



médias de remoção de coliformes fecais foram, respectivamente, 0,43, 0,93, 1,27 e 2,08 logs. O aumento no tempo de detenção expõe os patógenos por mais tempo aos mecanismos de remoção, elevando suas taxas de remoção (DIAZ; O'GEEN; DAHLGREN, 2010).

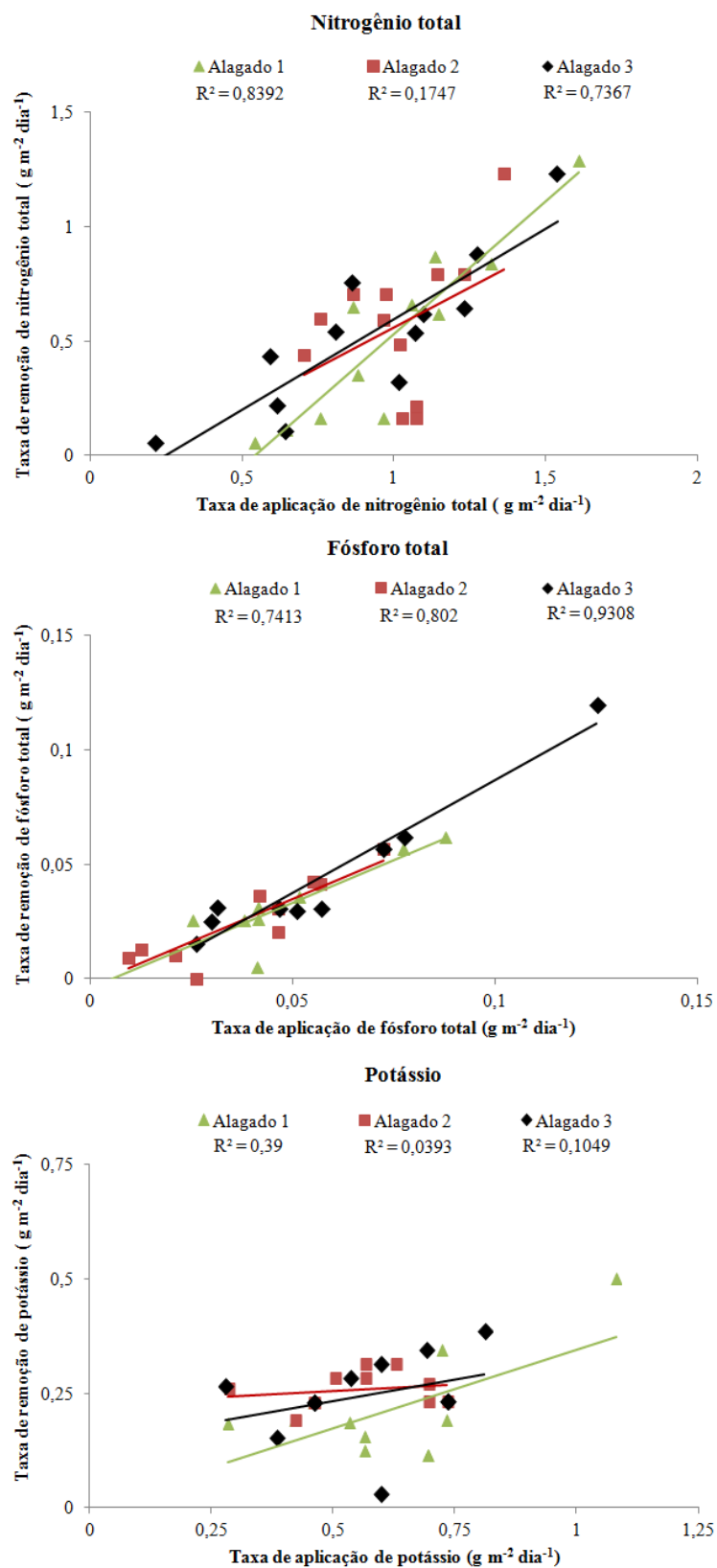
#### 4.8 Remoção de nutrientes

A Figura 37 mostra as taxas de remoção de nitrogênio total, fósforo total e potássio dos três alagados construídos em relação às suas respectivas taxas de aplicação. Observa-se que tanto para nitrogênio total quanto para fósforo total há correlação linear positiva entre suas respectivas taxas de aplicação e de remoção. A Figura 38 mostra a remoção média de nitrogênio total, fósforo total e potássio nos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento. Nota-se que durante a execução do experimento as eficiências médias de remoção de nitrogênio total, fósforo total e potássio variaram de 31 a 77%, 20 a 87% e 25 a 55%, respectivamente.

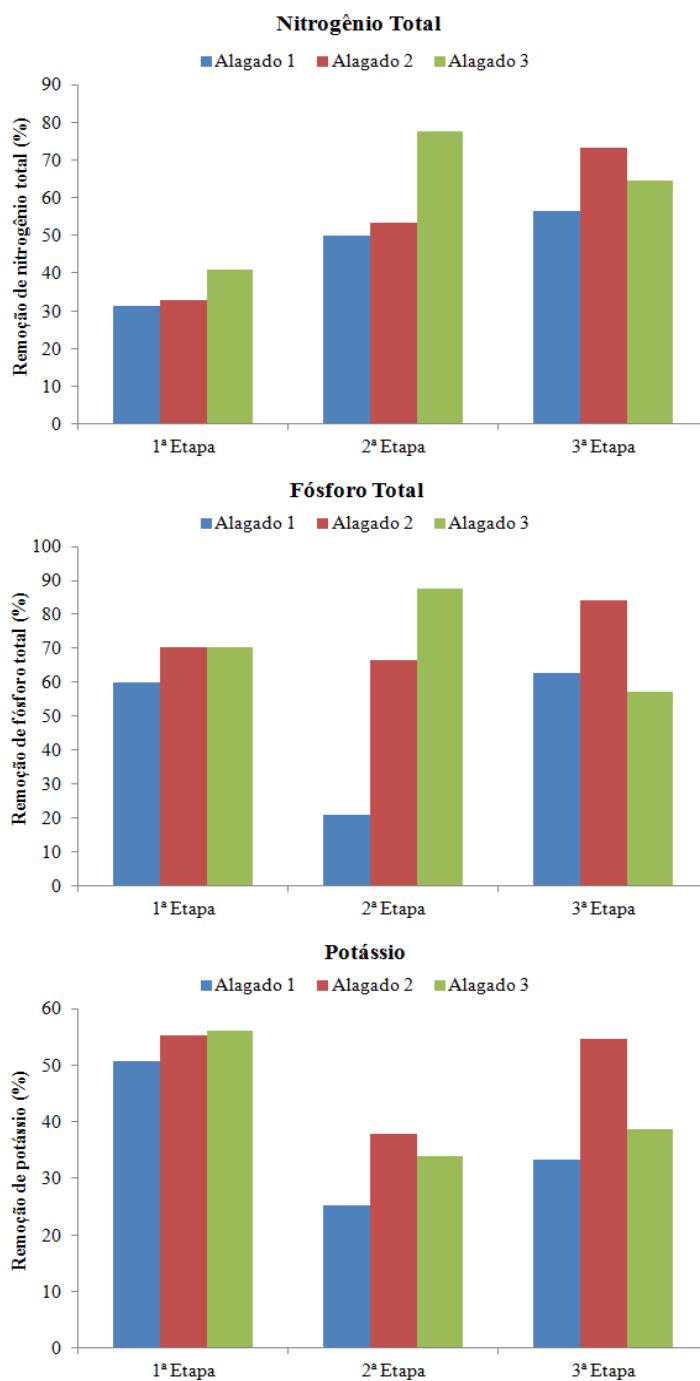
Os valores de remoção de nitrogênio total estão dentro da faixa de valores relatados na literatura. Wang et al. (2016) encontraram valores na faixa de 24 a 43%. No estudo de Torrijos et al. (2016) foram observados valores variando de 17 a 63%. Já Wu et al. (2016) reportaram valor máximo de eficiência de remoção de nitrogênio total de 90,6%.

Os valores de eficiência na remoção de fósforo total descritos na literatura variam de 35 a 100% (ROUSSEAU; VANROLLEGHEM; PAUW, 2004b; BRASIL, 2005; VYMAZAL, 2009; LEUNG; CAI; TAM, 2016; LU et al., 2016; ROZARIO; GREENWAY; EL HANANDEH, 2016) enquanto que os valores de eficiência na remoção de potássio descritos na literatura variam na faixa de 9 a 68% (HUSSAR et al., 2004; BRASIL, 2005).

Na Figura 38 também se pode observar que nos alagados construídos cultivados com *Typha latifolia* (Alagado 2 e Alagado 3) ocorre maior remoção de nutrientes do que no alagado construído sem cultivo de macrófitas (Alagado 1). Na literatura resultados similares foram obtidos por Hijosa-Valsero, Sidrach-Cardona e Bécares (2012), Stefanakis e Tsihrintzis (2012), Chen et al. (2014) e Wang et al. (2016). Portanto, as macrófitas absorvem nutrientes presentes na água residuária, aumentando a eficiência de remoção dos alagados construídos.



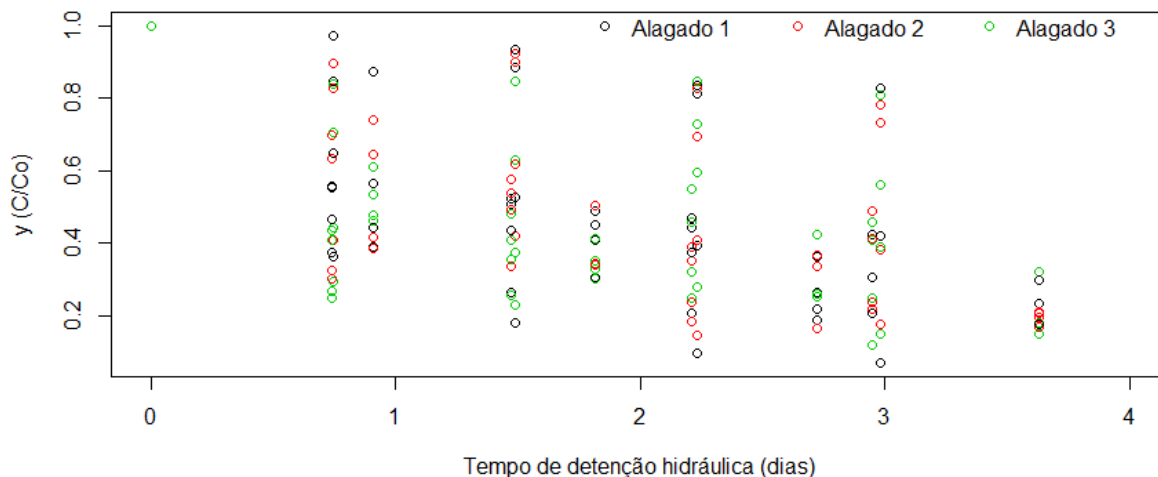
**Figura 37** - Taxa de remoção de nitrogênio total, fósforo total e potássio dos três alagados construídos em relação à taxa de aplicação.



**Figura 38** - Remoção média de nitrogênio total, fósforo total e potássio nos três alagados construídos nas diferentes etapas o experimento.

#### 4.9 Análise estatística

A análise estatística realizada foi regressão linear utilizando o software estatístico R (versão 3.2.4). A Figura 39 mostra a concentração remanescente de DQO em relação ao tempo de detenção hidráulica nos alagados construídos.



**Figura 39** - Concentração remanescente de demanda química de oxigênio ( $C/C_0$ ) em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos.

Utilizando-se os dados acima foi desenvolvido com regressão linear um modelo global de remoção da matéria orgânica. Esse modelo considerou o efeito dos tratamentos (densidade de macrófitas), do tempo de detenção hidráulica e das etapas (diluição) na remoção de matéria orgânica. Na Tabela 22 é mostrada a estatística descritiva do modelo global de remoção de DQO.

**Tabela 22** - Estatística descritiva do modelo global de remoção de matéria orgânica

	<b>Estimado</b>	<b>Erro padrão</b>	<b>Valor t</b>	<b>Pr(&gt; t )<sup>(a)</sup></b>
<b>Intercepto</b>	0,829106	0,039983	20,736	< 2e-16 ***
<b>Alagado 2</b>	0,000131	0,035596	0,004	0,997068
<b>Alagado 3</b>	-0,034315	0,035596	-0,964	0,336365
<b>1ª Etapa</b>	0,129697	0,035839	3,619	0,000388 ***
<b>2ª Etapa</b>	-0,032939	0,035862	-0,918	0,359636
<b>Tempo de detenção</b>	-0,185561	0,012836	-14,456	< 2e-16 ***

(a) '\*\*\*' 0,001; '\*\*' 0,01; '\*' 0,05; '.' 0,1; ' ' 1.

Considerando que há três alagados construídos e três etapas o modelo global (descrito na Tabela 22) origina nove modelos distintos, conforme Tabela 23.

**Tabela 23** – Modelos lineares de remoção de matéria orgânica dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

Etapa	Alagado <sup>(a)</sup>	Modelo <sup>(b)</sup>
1ª Etapa	1	$C/Co = -0,185561*t + 0,958803$
	2	$C/Co = -0,185561*t + 0,958934$
	3	$C/Co = -0,185561*t + 0,924488$
2ª Etapa	1	$C/Co = -0,185561*t + 0,796167$
	2	$C/Co = -0,185561*t + 0,796298$
	3	$C/Co = -0,185561*t + 0,761852$
3ª Etapa	1	$C/Co = -0,185561*t + 0,829106$
	2	$C/Co = -0,185561*t + 0,829237$
	3	$C/Co = -0,185561*t + 0,794791$

(a) 1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

(b) C - Demanda química de oxigênio final (mg L<sup>-1</sup>); Co - Demanda química de oxigênio inicial (mg L<sup>-1</sup>); t - Tempo de detenção hidráulica (dias).

Os nove modelos descritos na Tabela 23 foram comparados por análise de variância e os resultados obtidos são mostrados na Tabela 24.

**Tabela 24** – Análise de variância do modelo global de remoção de matéria orgânica

Coefficiente <sup>(a)</sup>	GL	Soma de quadrados	Quadrado médio	Valor F	Pr(> F ) <sup>(b)</sup>
Alagado	2	0,0473	0,0236	0,622	0,5381
Etapa	2	1,2513	0,6256	16,459	2,84e-07 ***
t	1	7,9436	7,9436	208,980	< 2,2e-16 ***
Resíduos	174	6,6140	0,0380		

(a) t - tempo de detenção hidráulica.

(b) ‘\*\*\*’ 0,001; ‘\*\*’ 0,01; ‘\*’ 0,05; ‘.’ 0,1; ‘ ’ 1.

A análise de variância mostra que no modelo global somente o efeito dos tratamentos não é significativo a 5% de probabilidade. Indicando, portanto, que as diferentes densidades de macrófitas utilizadas nos alagados construídos não

influenciaram na remoção de DQO. Assim, o efeito dos tratamentos foi removido do modelo global resultando em três modelos de remoção de DQO (Equações 14 a 16):

- 1ª Etapa:

$$C/Co = -0,18556*t + 0,94741 \quad (14)$$

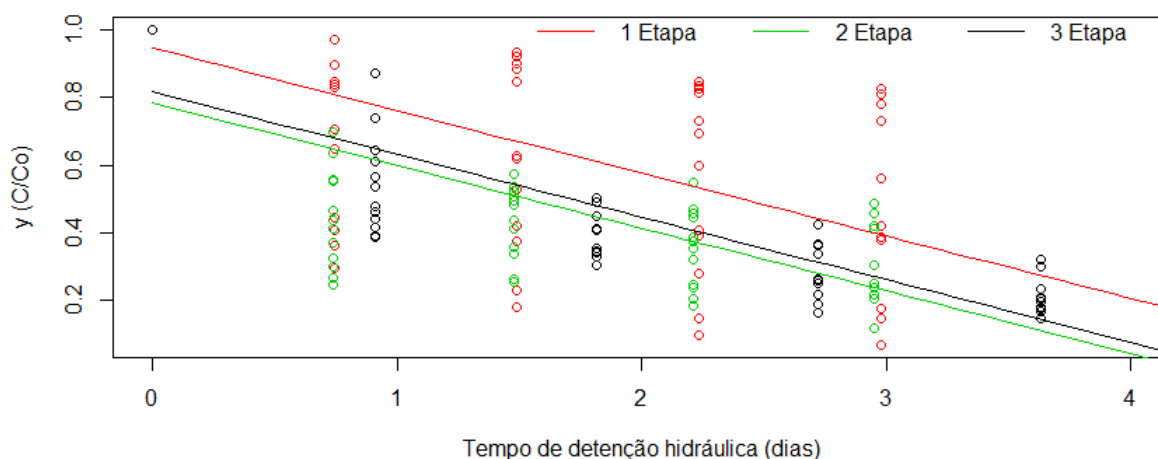
- 2ª Etapa:

$$C/Co = -0,18556*t + 0,78477 \quad (15)$$

- 3ª Etapa:

$$C/Co = -0,18556*t + 0,81771 \quad (16)$$

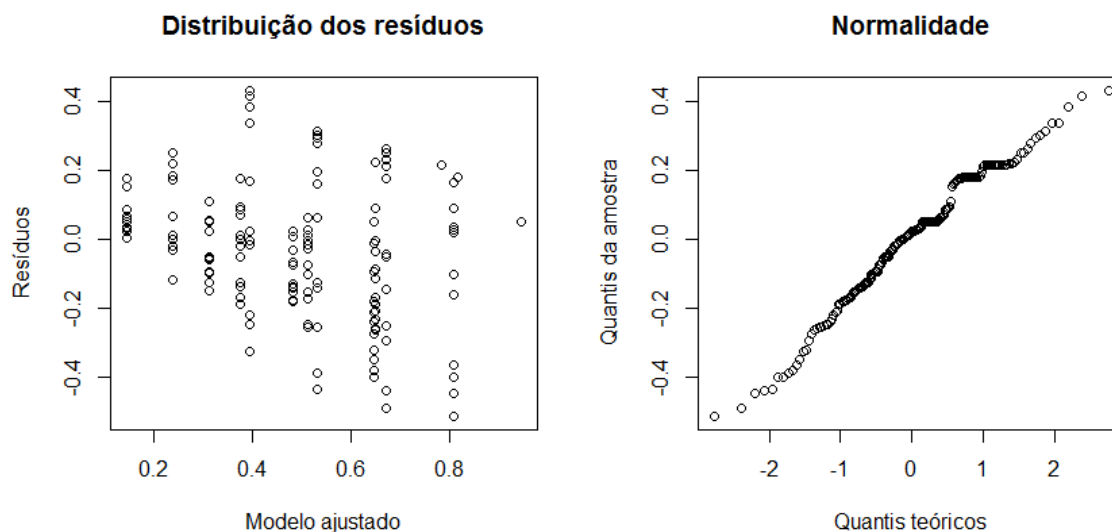
Em que C é a demanda química de oxigênio final ( $\text{mg L}^{-1}$ );  $Co$  é a demanda química de oxigênio inicial ( $\text{mg L}^{-1}$ ); e t é o tempo de detenção hidráulica (dias). O gráfico com os modelos é mostrado na Figura 40.



**Figura 40** – Modelos lineares de remoção de matéria orgânica para as três etapas do experimento.

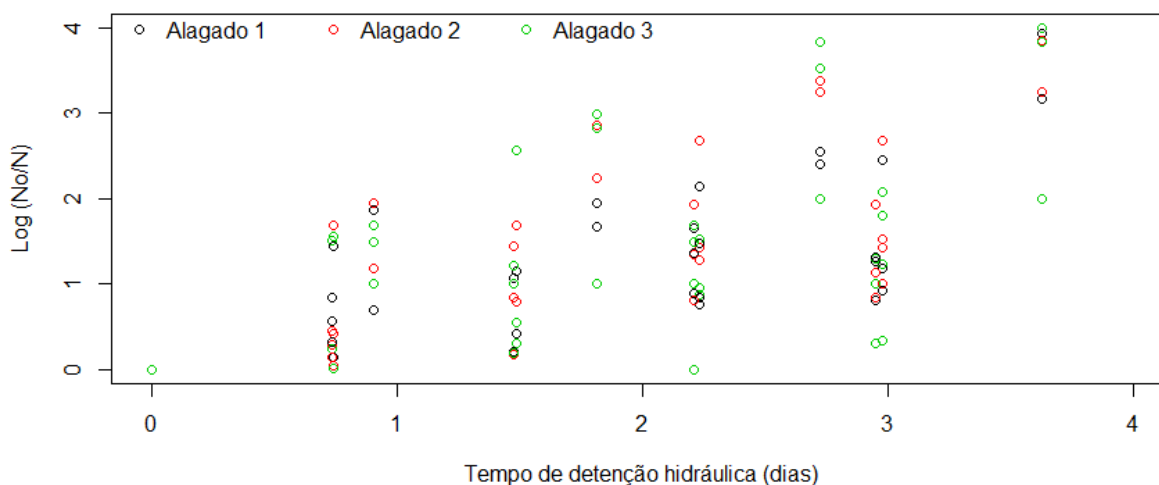
Observa-se que há diferença na remoção de DQO entre as etapas e o pior desempenho ocorreu na primeira etapa. Provavelmente, isto se deve ao fato de que nesta etapa os alagados ainda estavam em processo de estabilização, ou seja, o biofilme ainda não estava formado e as macrófitas (raízes) estavam em fase de crescimento.

Na Figura 41 é mostrada a distribuição dos resíduos e normalidade dos modelos lineares de remoção de matéria orgânica. A distribuição dos resíduos é relativamente homogênea e mostra algumas tendências. A normalidade apresenta leve descontinuidade.



**Figura 41** – Distribuição dos resíduos e normalidade dos modelos lineares de remoção de matéria orgânica.

Análise de regressão linear foi também utilizada para avaliar a remoção de coliformes fecais nos três alagados construídos. A Figura 42 mostra a concentração remanescente de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica nos alagados construídos.



**Figura 42** – Redução logarítmica de coliformes fecais [ $\log(N_0/N)$ ] em relação ao tempo de detenção hidráulica nos três alagados construídos.

Utilizando-se os dados mostrados na Figura 42 foi desenvolvido com regressão linear um modelo global de remoção de coliformes fecais. Esse modelo considerou o efeito dos tratamentos, do tempo de detenção hidráulica e das etapas na

remoção de patógenos. Na Tabela 25 é mostrada a estatística descritiva do modelo global de remoção de coliformes fecais.

**Tabela 25** - Estatística descritiva do modelo global de remoção de coliformes fecais

	<b>Estimado</b>	<b>Erro padrão</b>	<b>Valor t</b>	<b>Pr(&gt; t )<sup>(a)</sup></b>
<b>Intercepto</b>	0,52901	0,12905	4,099	6,63e-05 ***
<b>Alagado 2</b>	0,13685	0,11743	1,165	0,246
<b>Alagado 3</b>	0,08887	0,11862	0,749	0,455
<b>1ª Etapa</b>	-0,60275	0,11902	-5,064	1,14e-06 ***
<b>2ª Etapa</b>	-0,75756	0,11629	-6,514	9,40e-10 ***
<b>Tempo de detenção</b>	0,58820	0,04142	14,200	< 2e-16 ***

(a) ‘\*\*\*’ 0,001; ‘\*\*’ 0,01; ‘\*’ 0,05; ‘.’ 0,1; ‘ ’ 1.

Considerando o efeito dos tratamentos e das etapas o modelo global de remoção de coliformes fecais (descrito na Tabela 25) pode ser separado em nove modelos distintos, conforme Tabela 26.

**Tabela 26** – Modelos lineares de remoção de coliformes fecais dos três alagados construídos nas diferentes etapas do experimento

<b>Etapa</b>	<b>Alagado<sup>(a)</sup></b>	<b>Modelo<sup>(b)</sup></b>
1ª Etapa	1	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t - 0,07374$
	2	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t - 0,06311$
	3	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t - 0,01513$
2ª Etapa	1	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t - 0,22855$
	2	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t - 0,0917$
	3	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t - 0,13968$
3ª Etapa	1	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t + 0,52901$
	2	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t + 0,66586$
	3	$\text{Log (No/N)} = 0,58820*t + 0,61788$

(a) 1 - Sem cultivo de plantas; 2 - Cultivado com 11,5 plantas m<sup>-2</sup>; 3 - Cultivado com 23 plantas m<sup>-2</sup>.

(b) No - População inicial de coliformes fecais (NMP 100 mL<sup>-1</sup>); N - População final de coliformes fecais (NMP 100 mL<sup>-1</sup>); t - Tempo de detenção hidráulica (dias).



Os nove modelos descritos na Tabela 26 foram comparados por análise de variância e os resultados obtidos são mostrados na Tabela 27.

**Tabela 27** – Análise de variância do modelo global de remoção de coliformes fecais

<b>Coefficiente<sup>(a)</sup></b>	<b>GL</b>	<b>Soma de quadrados</b>	<b>Quadrado médio</b>	<b>Valor F</b>	<b>Pr(&gt; F )<sup>(b)</sup></b>
Alagado	2	0,482	0,241	0,6362	0,5307
Etapa	2	28,319	14,160	37,3422	5,417e-14 ***
t	1	76,461	76,461	201,6433	< 2,2e-16 ***
Resíduos	157	59,533	0,379		

(a) t - tempo de detenção hidráulica.

(b) ‘\*\*\*\*’ 0,001; ‘\*\*\*’ 0,01; ‘\*’ 0,05; ‘.’ 0,1; ‘ ’ 1.

A análise de variância mostra que no modelo global de remoção de coliformes fecais somente o efeito dos tratamentos não é significativo a 5% de probabilidade. Indicando, portanto, que as diferentes densidades de macrófitas utilizadas nos alagados construídos não influenciaram na remoção de patógenos. Assim, o efeito dos tratamentos pode ser desconsiderado do modelo global, resultando em três modelos de remoção de coliformes fecais (Equações 17 a 19):

- 1ª Etapa:

$$\text{Log (No/N)} = 0,58778*t + 0,00243 \quad (17)$$

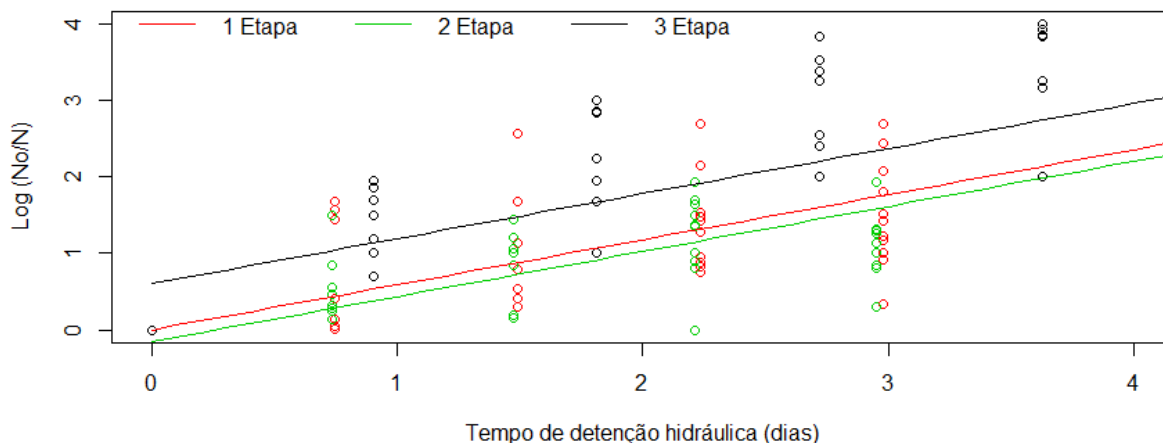
- 2ª Etapa:

$$\text{Log (No/N)} = 0,58778*t - 0,15344 \quad (18)$$

- 3ª Etapa:

$$\text{Log (No/N)} = 0,58778*t + 0,60500 \quad (19)$$

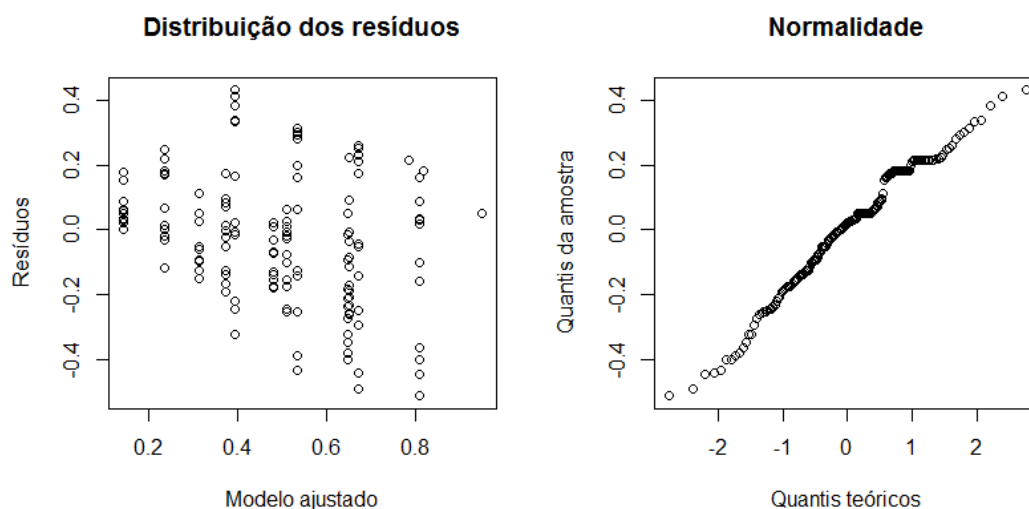
Em que No é a população inicial de coliformes fecais (NMP 100 mL<sup>-1</sup>); N é a população final de coliformes fecais (NMP 100 mL<sup>-1</sup>); e t é o tempo de detenção hidráulica (dias). O gráfico com os modelos é mostrado na Figura 43.



**Figura 43** – Modelos lineares de remoção de coliformes fecais para as três etapas do experimento.

Observa-se que há diferença na remoção de coliformes entre as etapas e o melhor desempenho ocorreu na terceira etapa. Provavelmente, isto se deve ao fato de que nesta etapa os alagados já estavam estabilizados, com biofilme formado e raízes desenvolvidas, ampliando a capacidade de remoção de patógenos.

Na Figura 44 é mostrada a distribuição dos resíduos e normalidade dos modelos lineares de remoção de coliformes fecais. Similarmente aos modelos de remoção de DQO a distribuição dos resíduos dos modelos de remoção de coliformes é relativamente homogênea e mostra algumas tendências. A normalidade apresenta descontinuidades.



**Figura 44** – Distribuição dos resíduos e normalidade dos modelos lineares de remoção de coliformes fecais.

## 4.10 Ajuste dos modelos hidráulicos

### 4.10.1 Determinação do coeficiente de remoção

Para verificar o ajuste dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão (FP) e de tanques em série (TES) em relação aos dados obtidos, foram primeiramente calculados os respectivos coeficientes de remoção de cada um dos modelos hidráulicos. Para isso, os coeficientes de remoção (K) das Equações 2 e 8 foram isolados, originando, respectivamente, as Equações 20 e 21.

$$K1 = \frac{-\ln\left(\frac{C_e}{C_a}\right)}{t} \quad (20)$$

$$K2 = \left[ \left(\frac{n}{t}\right) \left(\frac{C_a}{C_e}\right)^{\frac{1}{n}} \right] - 1 \quad (21)$$

Em que K1 é o coeficiente de remoção do modelo hidráulico de FP ( $\text{dia}^{-1}$ ); K2 é o coeficiente de remoção do modelo hidráulico de TES ( $\text{dia}^{-1}$ );  $C_e$  é a concentração de DQO ou de Coliformes fecais do efluente ( $\text{mg L}^{-1}$  ou  $\text{NMP 100 mL}^{-1}$ );  $C_a$  é a concentração de DQO ou de Coliformes fecais do afluente ( $\text{mg L}^{-1}$  ou  $\text{NMP 100 mL}^{-1}$ );  $t$  é tempo de detenção hidráulica (dias); e  $n$  é o número de reatores em série (4 reatores: salienta-se que para os três alagados construídos cada caixa d'água foi considerada como um reator).

Utilizando-se os dados de concentração de DQO e de coliformes fecais do afluente e do efluente e as Equações 20 e 21, foram calculados os respectivos coeficientes de remoção com e sem os efeitos da evapotranspiração (Tabela 28). Destaca-se que os modelos hidráulicos são baseados na razão entre as concentrações de poluentes do afluente e do efluente e que não consideram a presença ou ausência de macrófitas. Portanto, as densidades de macrófitas e as diluições utilizadas no presente trabalho foram desconsideradas.

Os valores dos coeficientes de remoção obtidos são semelhantes aos encontrados na literatura. Stein et al. (2006) relataram valores de coeficiente de remoção de DQO na faixa de 0,31 a 2,65  $\text{dia}^{-1}$ . Outros autores relatam valores de coeficiente de remoção de DQO na faixa de 0,81 a 1,32  $\text{dia}^{-1}$  (VON SPERLING; DE

PAOLI, 2013). Já em relação ao coeficiente de remoção de coliformes fecais, Kadlec e Wallace (2008) citam valores de 1,23 a 9,82 dia<sup>-1</sup>.

**Tabela 28** – Valores médios dos coeficientes de remoção de matéria orgânica e de coliformes fecais dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série com e sem os efeitos da evapotranspiração

Coeficiente (dia <sup>-1</sup> )	Fluxo em pistão		Tanques em série	
	Sem ETc	Com ETc	Sem ETc	Com ETc
<b>K<sub>DQO</sub></b>	0,38	0,44	0,73	0,81
<b>K<sub>CF</sub></b>	1,27	1,33	3,07	3,31

K<sub>DQO</sub> - Coeficiente de remoção de DQO; K<sub>CF</sub> - Coeficiente de remoção de coliformes fecais; ETc – Evapotranspiração da cultura.

Com as constantes de remoção apresentadas na Tabela 28 foram elaborados os modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série para matéria orgânica e coliformes fecais com e sem os efeitos da evapotranspiração (Tabela 29).

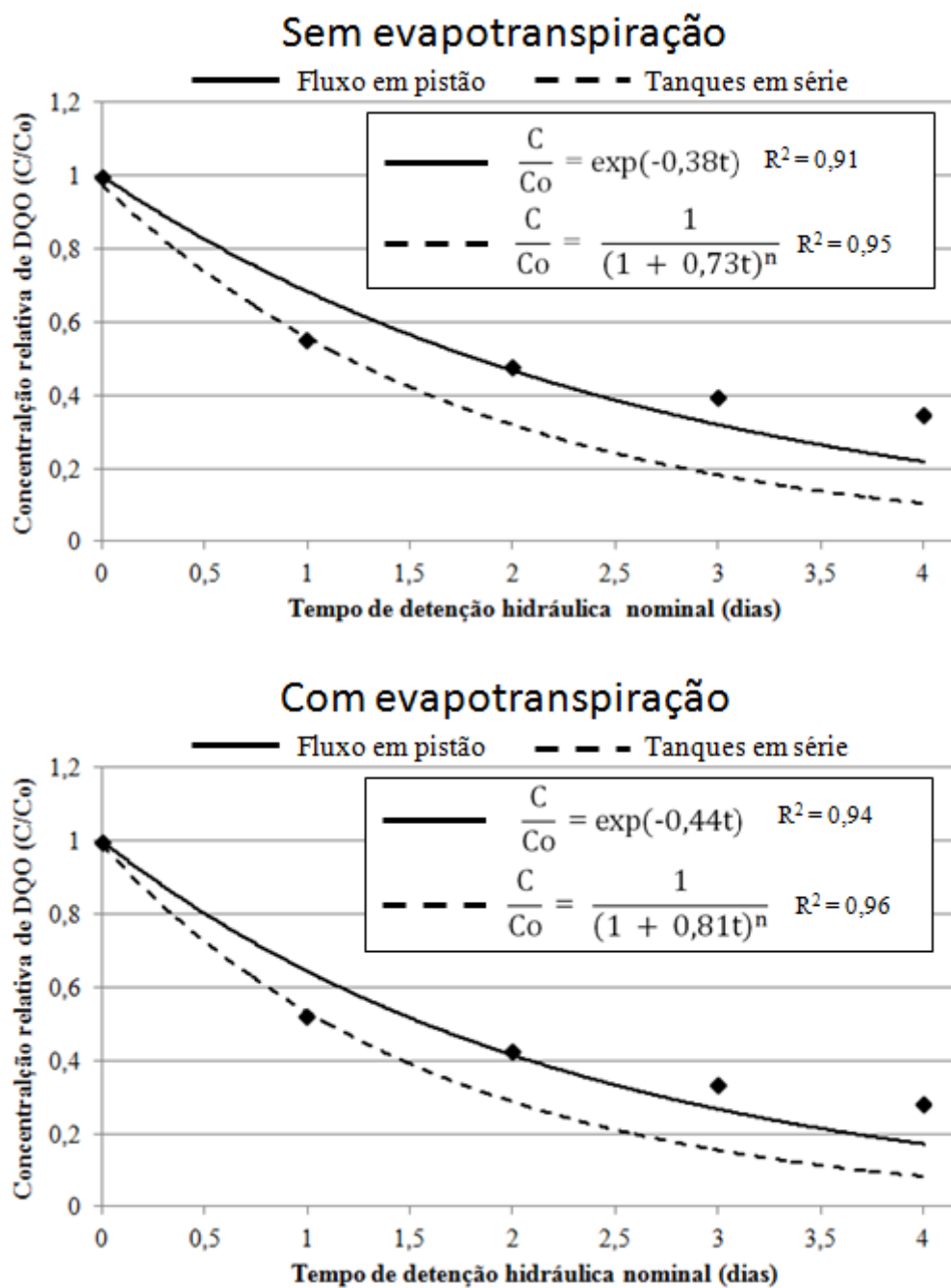
**Tabela 29** – Modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série para matéria orgânica e coliformes fecais com e sem os efeitos da evapotranspiração

Variável	Fluxo em pistão		Tanques em série	
	Sem ETc	Com ETc	Sem ETc	Com ETc
<b>DQO</b>	$C = C_o e^{(-0,38t)}$	$C = C_o e^{(-0,44t)}$	$C = \frac{C_o}{\left(1 + 0,73 \frac{t}{n}\right)^n}$	$C_e = \frac{C_o}{\left(1 + 0,81 \frac{t}{n}\right)^n}$
<b>CF</b>	$N = N_o e^{(-1,27t)}$	$N = N_o e^{(-1,33t)}$	$N = \frac{N_o}{\left(1 + 3,07 \frac{t}{n}\right)^n}$	$N = \frac{N_o}{\left(1 + 3,31 \frac{t}{n}\right)^n}$

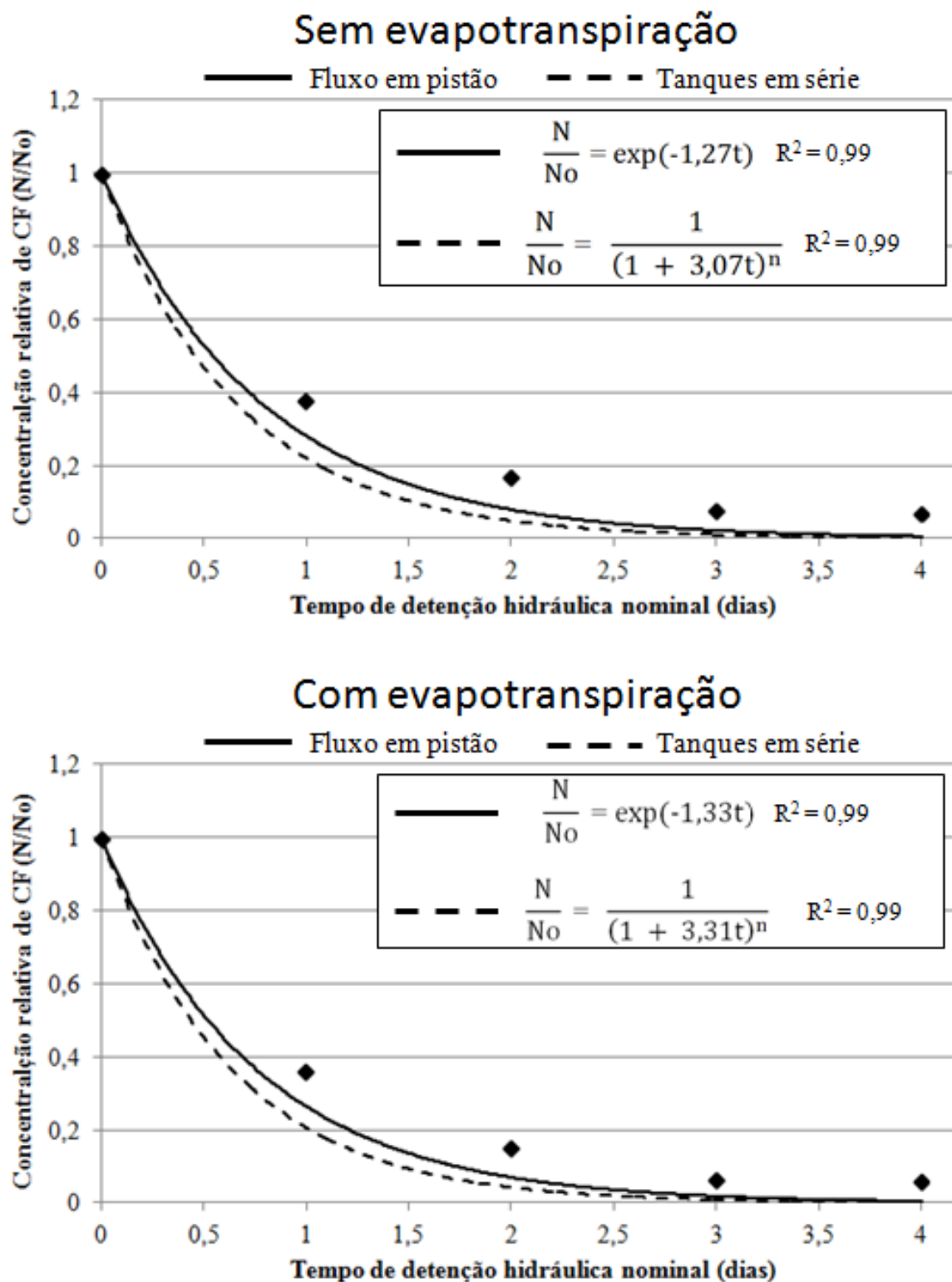
ETc – Evapotranspiração da cultura; DQO - Demanda química de oxigênio; CF - Coliformes fecais; C - Concentração final de DQO (mg L<sup>-1</sup>); C<sub>o</sub> - Concentração inicial de DQO (mg L<sup>-1</sup>); N - População final de coliformes fecais (NMP 100 mL<sup>-1</sup>); N<sub>o</sub> - População inicial de coliformes fecais (NMP 100 mL<sup>-1</sup>); t - tempo de detenção hidráulica (dias); n - número de reatores em série.

#### 4.10.2 Ajuste dos modelos hidráulicos

Nas Figuras 45 e 46 é mostrado o ajuste e o coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa de DQO e de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica nominal com e sem os efeitos da evapotranspiração.



**Figura 45** - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de DQO em relação ao tempo de detenção hidráulica nominal com e sem os efeitos da evapotranspiração.



**Figura 46** - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica nominal com e sem os efeitos da evapotranspiração.

O ajuste dos modelos hidráulicos aos dados foi satisfatório com  $R^2$  acima de 0,90. Os valores de  $R^2$  para remoção de DQO são similares aos encontrados por Von Sperling e De Paoli (2013), cujos valores variaram de 0,94 a 0,99. Do mesmo modo, os valores de  $R^2$  para remoção de coliformes fecais são semelhantes aos obtidos por Garcia et al. (2003), cujos valores variaram de 0,94 a 0,99 para ajustes exponenciais.

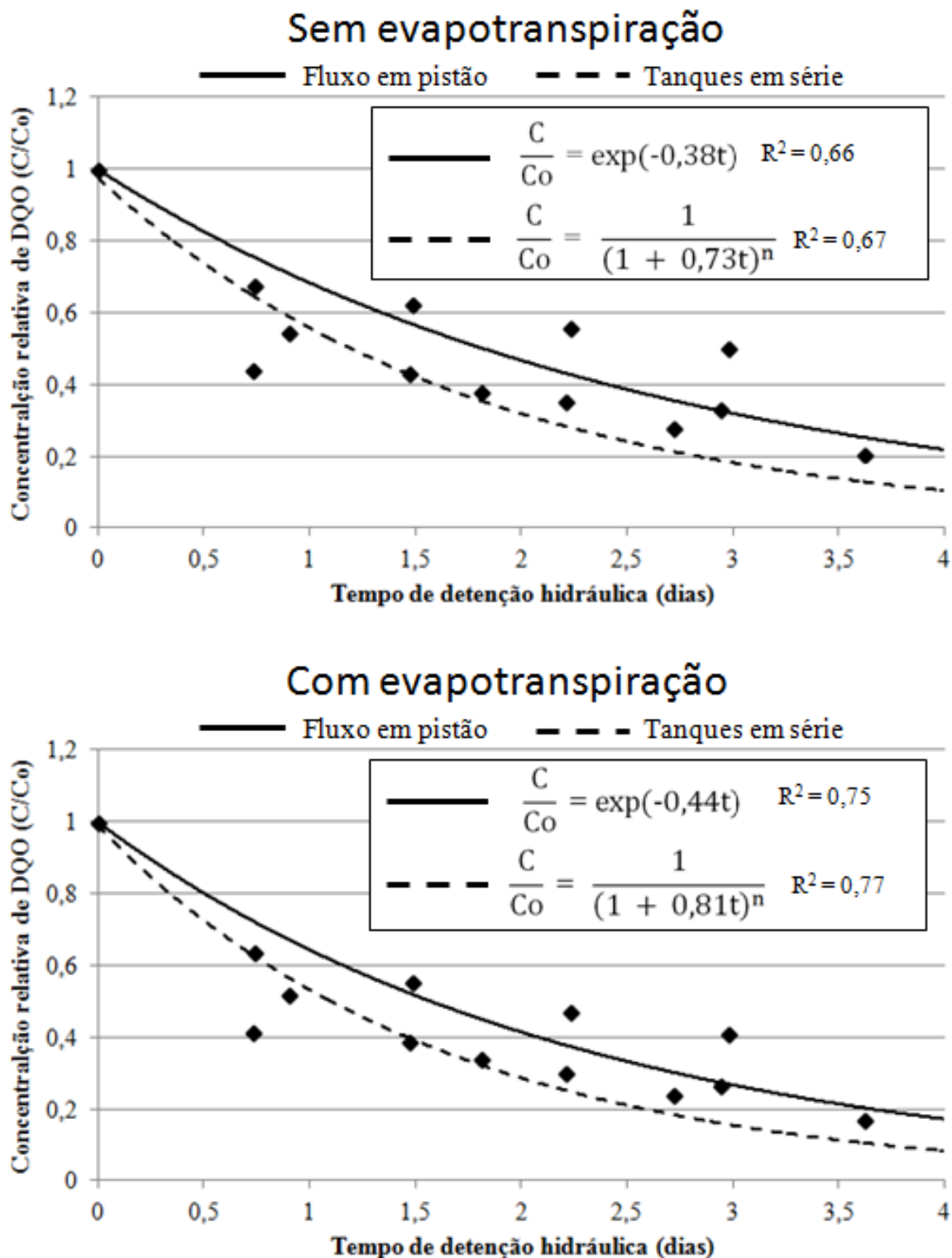
Salienta-se, entretanto, que o ajuste dos modelos acima foi elaborado com os valores médios de cada variável em relação ao tempo de detenção hidráulica nominal, isto é, o valor fixo, teórico de projeto, o que torna este cenário artificial, uma vez que diminui a variabilidade dos dados.

Do ponto de vista prático, o ideal é que os modelos se aproximem o máximo possível da realidade, proporcionando maior segurança no processo de dimensionamento de alagados construídos e, conseqüentemente, garantindo efluente com padrão de qualidade adequado para reúso irrestrito na agricultura e mesmo para lançamento em corpos d'água receptores. Ainda dentro da tentativa de aproximar os modelos da realidade deve-se considerar os efeitos do clima como, por exemplo, a evapotranspiração e a precipitação.

Assim, nas Figuras 47 e 48 é mostrado o ajuste e o coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados médios de concentração relativa de DQO e de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica (calculado no presente trabalho - Tabela 10) com e sem os efeitos da evapotranspiração.

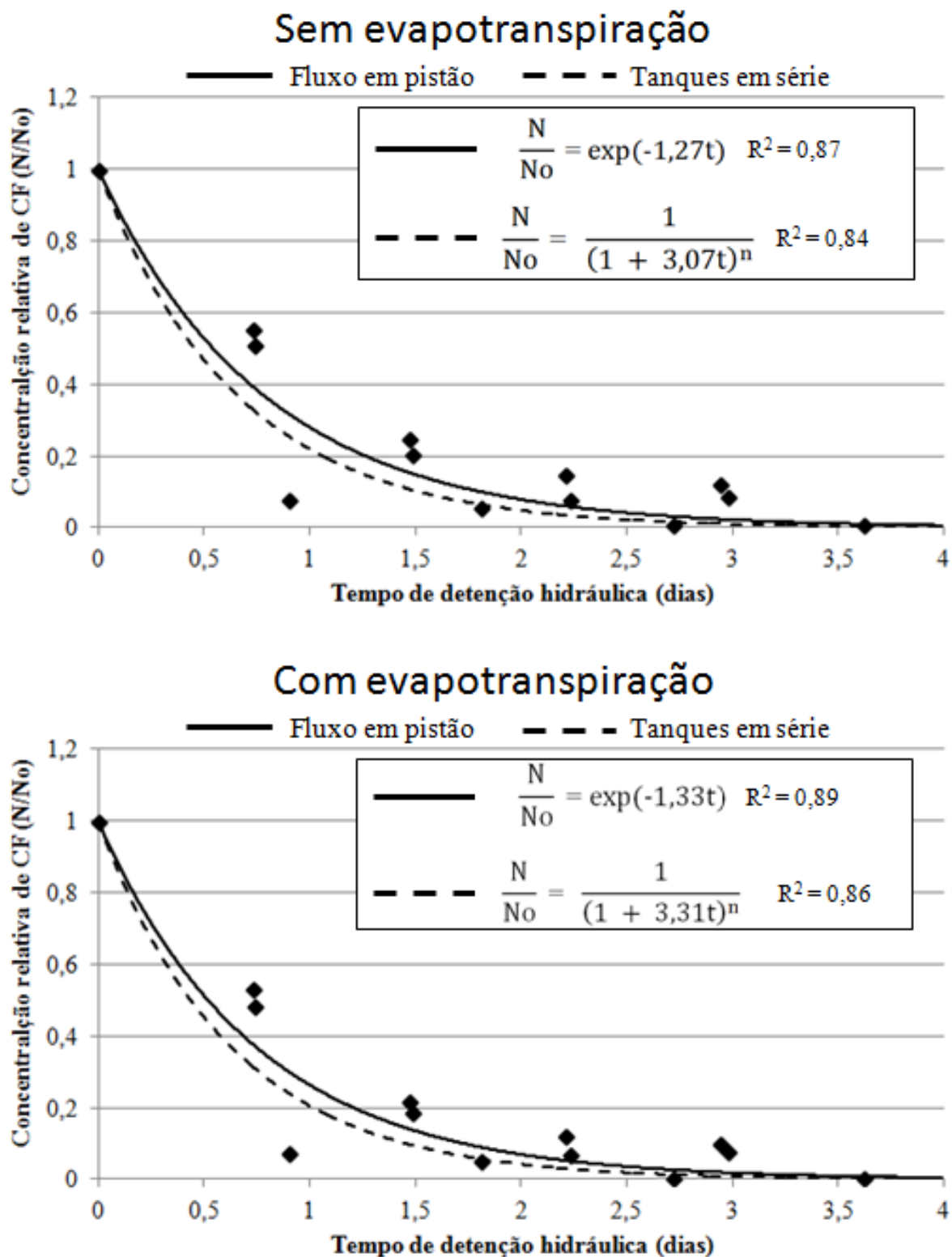
Nota-se que o uso de dados não teóricos diminui consideravelmente o ajuste dos modelos hidráulicos de FP e TES tanto para a remoção de DQO quanto para a remoção de coliformes fecais. Esses dados confirmam que modelos hidráulicos podem fornecer estimativas inadequadas de eficiência e, portanto, sua aplicação deve ser cautelosa.

Nota-se também, que para a remoção de matéria orgânica o modelo hidráulico de TES apresenta os mesmos ajustes e que para a remoção de coliformes fecais o modelo hidráulico de FP apresenta os melhores ajustes. Além disso, a inclusão da evapotranspiração melhorou o ajuste dos modelos, indicando que a inclusão de fatores ambientais pode melhorar o ajuste/estimativas dos modelos hidráulicos. No trabalho de Von Sperling e De Paoli (2013), a inclusão das perdas de água por evapotranspiração também melhorou o ajuste de modelos hidráulicos.



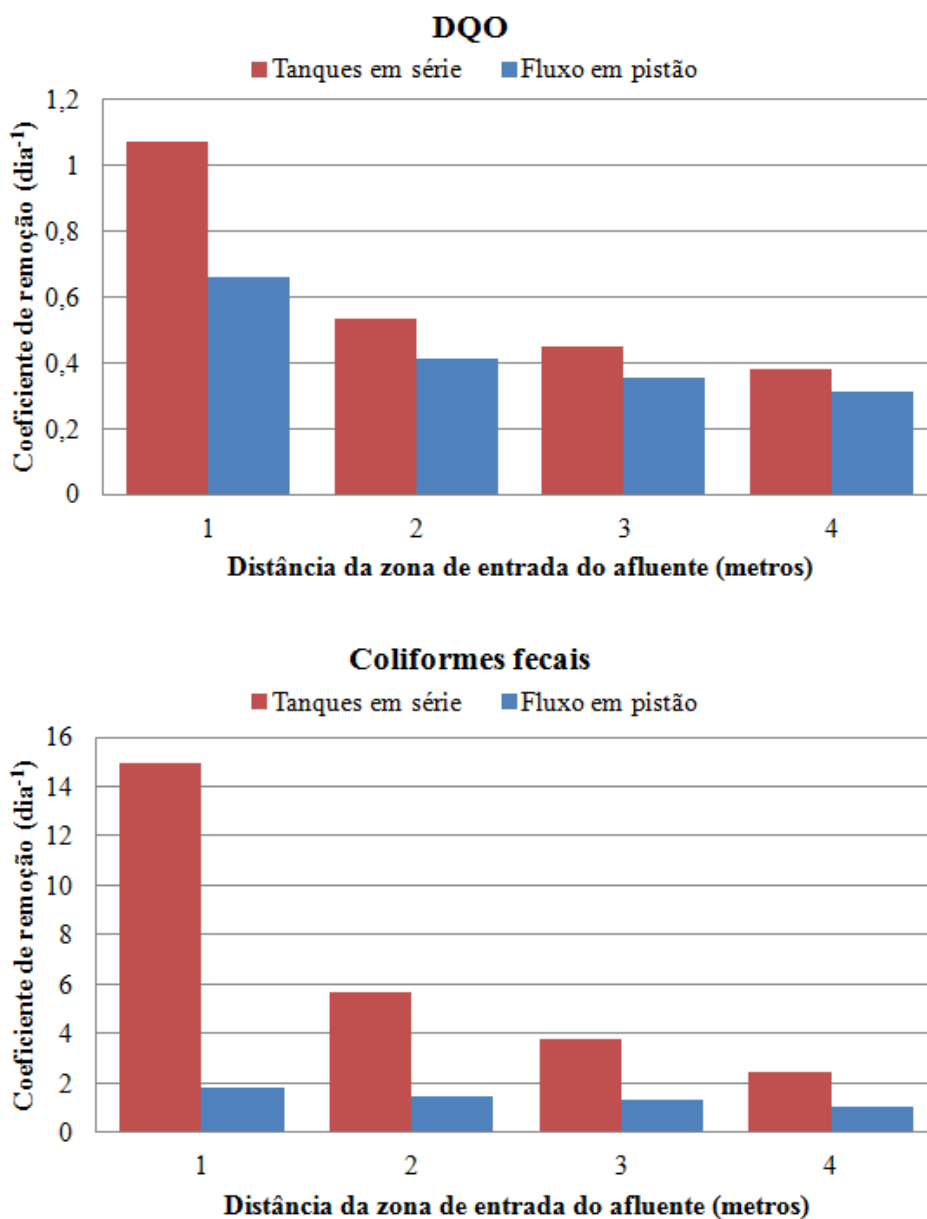
**Figura 47** - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de DQO em relação ao tempo de detenção hidráulica com e sem os efeitos da evapotranspiração.





**Figura 48** - Ajuste e coeficiente de determinação dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e de tanques em série aos dados de concentração relativa média de coliformes fecais em relação ao tempo de detenção hidráulica com e sem os efeitos da evapotranspiração.

As estimativas inadequadas dos modelos hidráulicos podem ser explicadas pelo coeficiente de remoção. Usualmente, inclusive no presente trabalho, os valores do coeficiente de remoção são obtidos utilizando dados de entrada e de saída de poluentes, ou seja, são obtidos valores médios para as constantes que não representam de maneira adequada a remoção de poluentes ao longo do sistema. Na Figura 49 são mostradas as variações do coeficiente de remoção em relação à distância da zona de entrada do afluente nos alagados construídos.



**Figura 49** - Variações do coeficiente de remoção de DQO e de coliformes fecais dos modelos hidráulicos de fluxo em pistão e tanques em série em relação à distância da zona de entrada do afluente nos alagados construídos.

Nota-se que tanto para o modelo hidráulico de FP quanto para o modelo de TES ocorre redução no coeficiente de remoção ao longo do alagado construído, ou seja, quanto maior o tempo de detenção hidráulica menor será o coeficiente de remoção. Possivelmente, este fenômeno ocorre devido às concentrações e características do poluente. Por exemplo, no início do alagado construído existe maior concentração de material orgânico que será facilmente biodegradado e ao longo do sistema esta concentração é reduzida, restando material orgânico com maior resistência à degradação. Brasil (2005) relatou variações similares nos coeficientes de remoção obtidos em seu trabalho. Portanto, para corrigir as variações nos coeficientes de remoção e, conseqüentemente, aprimorar o ajuste dos modelos hidráulicos, sugerimos a inclusão do fator de resistência à degradação ( $q$ ) no modelo hidráulico de FP.

#### ***4.10.3 Modificação do modelo hidráulico de fluxo em pistão***

A Equação 22 representa a equação diferencial de primeira ordem do modelo do fluxo em pistão.

$$\frac{dC}{dt} = -kC \quad (22)$$

Incluindo o fator de resistência à degradação ( $q$ ) tem-se a equação diferencial sugerida por Brasil (2005).

$$\frac{dC}{dt} = -qkt^{q-1}C \quad (23)$$

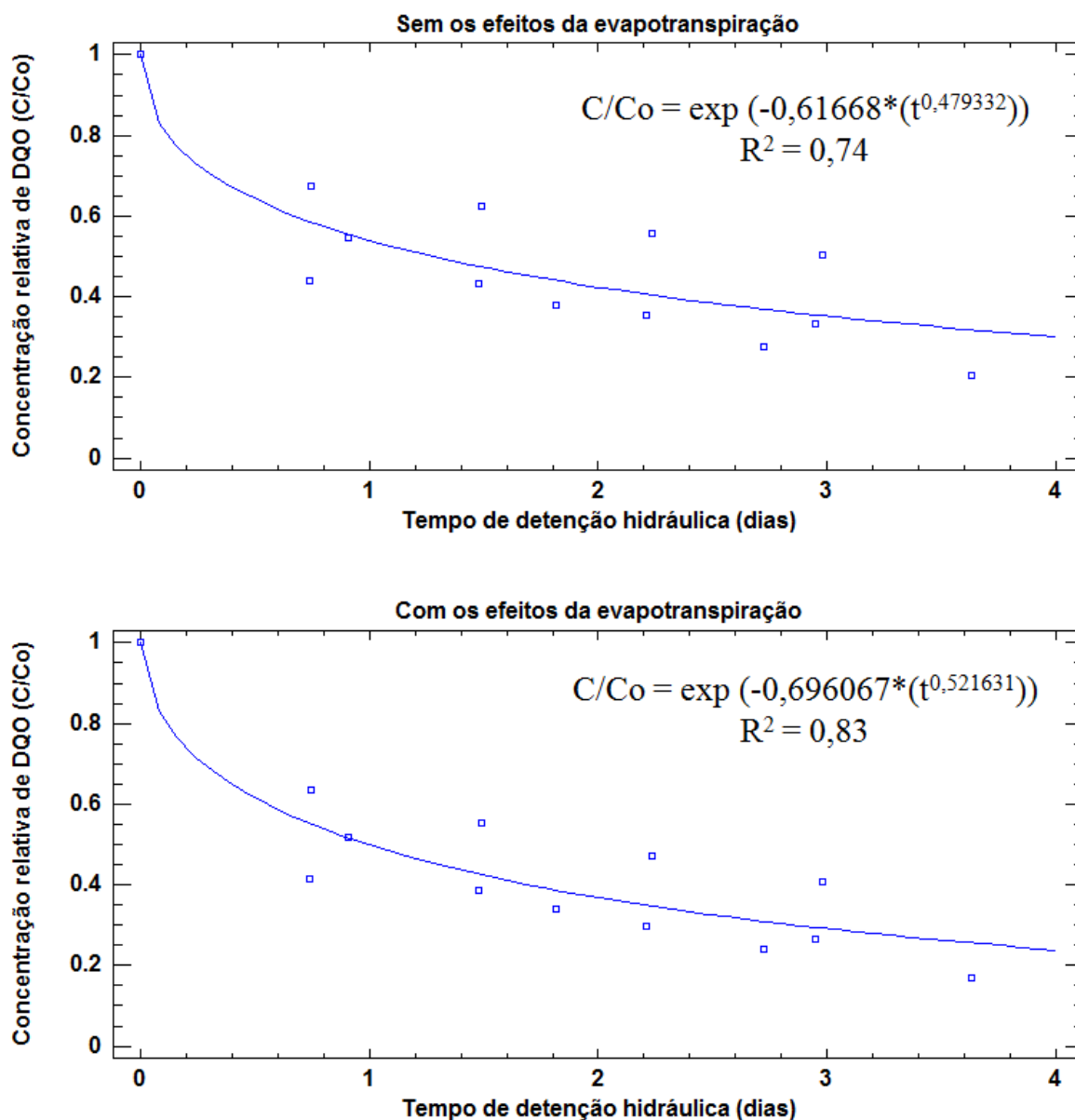
Integrando a Equação 23 e considerando que  $C = C_a$  no  $t = 0$ , obtém-se a equação do modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado (FPM).

$$C = C_a e^{(-Kt^q)} \quad (24)$$

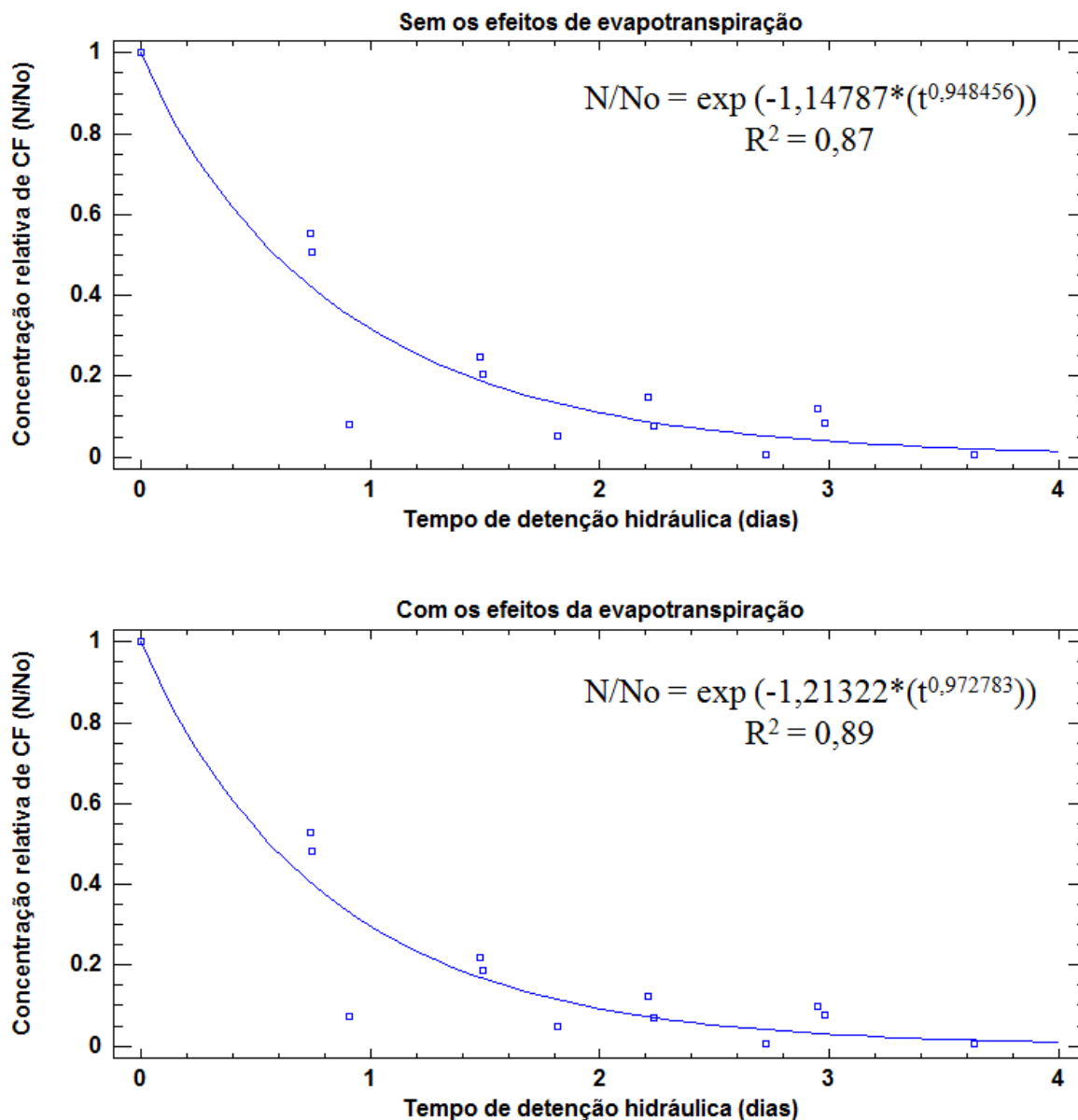
Em que  $C$  é a concentração de DQO ou de Coliformes fecais do efluente ( $\text{mg L}^{-1}$  ou  $\text{NMP 100 mL}^{-1}$ );  $C_a$  é a concentração de DQO ou de Coliformes fecais

do afluente ( $\text{mg L}^{-1}$  ou  $\text{NMP 100 mL}^{-1}$ );  $K$  é o coeficiente de remoção ( $\text{dia}^{-1}$ );  $t$  é tempo de detenção hidráulica (dias); e  $q$  é o fator de resistência à degradação.

Os valores  $K$  e  $q$  foram estimados pela função de regressão não linear pelo método de Marquardt no programa estatístico Statgraphics (versão 16. 2. 04). Os melhores ajustes obtidos para a remoção de DQO e coliformes fecais com e sem os efeitos da evapotranspiração são mostrados nas Figuras 50 e 51.



**Figura 50** – Modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado para a remoção de DQO com e sem os efeitos da evapotranspiração.



**Figura 51** – Modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado para a remoção de coliformes fecais com e sem os efeitos da evapotranspiração.

O modelo de FPM para remoção de DQO confere melhor ajuste dos dados do que o modelo de FP convencional. Quando a evapotranspiração não é considerada o ajuste convencional apresenta  $R^2$  de 0,66 (Figura 47) enquanto que o modificado apresenta  $R^2$  de 0,74 (Figura 50). Considerando-se a evapotranspiração o ajuste convencional para a remoção de DQO apresenta  $R^2$  de 0,75 (Figura 47) enquanto que o modificado apresenta  $R^2$  de 0,83 (Figura 50). Portanto, em qualquer cenário o modelo de FPM proposto pelo presente trabalho fornece melhores estimativas para a remoção de matéria orgânica. Como os valores do coeficiente de determinação são mais elevados

quando se considera os efeitos da evapotranspiração, sugere-se que seja utilizado preferencialmente o modelo que considera o efeito desta variável.

Por outro lado, o modelo modificado para remoção de coliformes fecais não se mostrou melhor do que o modelo convencional considerando-se (0,89 vs 0,89) ou não (0,87 vs 0,87) os efeitos da evapotranspiração (Figuras 48 e 51). Nesta situação, o uso do modelo hidráulico de FPM não apresenta vantagem e, portanto, sugere-se que as estimativas de remoção de coliformes fecais sejam realizadas com o modelo de FP convencional.

Valores de  $q$  para remoção de DQO relatados na literatura são escassos. Sem levar em consideração os efeitos da evapotranspiração, Brasil (2005) obteve  $q = 0,2491$ . Utilizando-se este valor e o do presente trabalho, é possível estabelecer faixa de valores de  $q$  sem efeito da evapotranspiração de 0,2491 a 0,4793. Considerando o efeito da evapotranspiração, o único estudo que relata o valor de  $q$  é o presente trabalho ( $q = 0,521631$ ).

## 5. CONCLUSÕES

Os resultados obtidos no presente trabalho permitem as seguintes conclusões:

1. O sistema alagado construído desenvolvido é eficiente na remoção de matéria orgânica, sólidos suspensos totais, nutrientes e patógenos.
2. A presença de macrófitas da espécie taboa (*Typha latifolia*) no alagado construído aumenta a eficiência na remoção de nutrientes.
3. O sistema alagado construído é sensível às taxas de aplicação, havendo correlação linear positiva entre as taxas aplicada e removida de matéria orgânica, sólidos suspensos totais, nitrogênio total e fósforo total.
4. O modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado representa mais adequadamente a cinética de remoção de matéria orgânica do que os modelos hidráulicos convencionais de fluxo em pistão e de tanques em série. Por outro lado, o modelo modificado não é superior ao modelo convencional em relação à remoção de coliformes fecais.
5. Sugere-se que a avaliação da cinética de remoção de matéria orgânica em alagados construídos seja realizada com uso do modelo hidráulico de fluxo em pistão modificado elaborado no presente trabalho, conforme Equação 25.

$$C = C_0 e^{(-0,696067 t^{0,521631})} \quad (25)$$

Em que  $C$  é a concentração de DQO do efluente ( $\text{mg L}^{-1}$ );  $C_0$  é a concentração de DQO do afluente ( $\text{mg L}^{-1}$ ); e  $t$  é tempo de detenção hidráulica (dias). Como os efeitos da evapotranspiração estão incluídos no modelo, sua utilização deve ser restrita a localidades com condições climáticas semelhantes às de Botucatu/SP (Koppën Cwa).



## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOU-ELELA, S. I.; GOLINIELLI, G.; ABOU-TALEB, E. M.; HELLAL, M. S.

Municipal wastewater treatment in horizontal and vertical flows constructed wetlands. **Ecological Engineering**, v. 61, p.460-468, 2013.

AKRATOS, C. S.; TSIHRINTZIS, V. A. Effect of temperature, HRT, vegetation and porous media on removal efficiency of HSF CWs. **Ecological Engineering**, v. 29, p.173-191, 2007.

ALLEN R. G.; PEREIRA, L. S.; RAES, D.; SMITH, M. **Crop evapotranspiration – Guidelines for computing crop water requirements**. Roma: Food And Agriculture Organization Of The United Nations, 1998. 308 p. (FAO Irrigation and drainage paper 56).

APHA – American Public Health Association. **Standard methods for the examination for water and wastewater**. 21. ed. Washington, Dc: APHA-AWWA-WEF, 2005. 1220 p.

ANA – Agência Nacional de Águas. **Conjuntura dos recursos hídricos no Brasil**. Brasília: ANA, 2009. 204 p.

ÁVILA, C.; REYES, C.; BAYONA, J. M.; GARCIA, J. Emerging organic contaminant removal depending on primary treatment and operational strategy in horizontal subsurface

flow constructed wetlands: influence of redox. **Water Research**, v. 47, n. 1, p.315-325, 2013.

BAEL, C. D. GARDNER, E. A.; VIERITZ, A.; MENZIES, N. W. The role of the biomat in the sustainable performance of soil absorption systems in Australia: A Review. In: NATIONAL SYMPOSIUM ON INDIVIDUAL AND SMALL COMMUNITY SEWAGE SYSTEMS, 10., 2004, Sacramento. **Proceedings...** . Sacramento: American Society Of Agricultural Engineers, 2004. p. 241 - 248.

BASTIAN, R. K.; HAMMER, D. A. The use of constructed wetlands for wastewater treatment and recycling. In: MOSHIRI, G. A. (Ed.). **Constructed wetlands for water quality improvement**. Boca Raton: Lewis Publishers, 1993. p. 59-68.

BITTON, G. **Wastewater Microbiology**. 4. ed. Hoboken, Nj, Usa: Wiley-blackwell, 2011. 781 p.

BOXMAN, S. E.; KRUGLICK, A.; MCCARTHY, B.; BRENNAN, N. P.; NYSTROM, M.; ERGAS, S. J.; HANSON, T.; MAIN, K. L.; TROTZ, M. A. Performance evaluation of a commercial land-based integrated multi-trophic aquaculture system using constructed wetlands and geotextile bags for solids treatment. **Aquacultural Engineering**, v. 69, p.23-36, 2015.

BRASIL, M. S. **Desempenho de sistema alagado construído para tratamento de esgoto doméstico**. 2005. 174 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2005.

BRIX, H. Do macrophytes play a role in constructed treatment wetlands? **Water Science And Technology**, v. 35, n. 5, p.11-17, 1997.

BRIX, H.; SCHIERUP, H. H. The use of macrophytes in water pollution control. **Ambio**, v. 18, n. 2, p.100-107, 1989.

ÇAKIR, R. ; GIDIRISLIOGLU, A.; ÇEBI, U. A study on the effects of different hydraulic loading rates (HLR) on pollutant removal efficiency of subsurface horizontal-flow constructed wetlands used for treatment of domestic wastewaters. **Journal of Environmental Management**, v. 164, p.121-128, 2015.

CALHEIROS, C.; RANGEL, A.; CASTRO, P. Treatment of industrial wastewater with two-stage constructed wetlands planted with *Typha latifolia* and *Phragmites australis*.

**Bioresource Technology**, v. 100, p.3205-3213, 2009.

CAMPOS, J. C.; FERREIRA, J. A.; MANNARINO, C. F.; SILVA, H. R.; BORBA, S. M. P. Tratamento do chorume do aterro sanitário de Piraí (RJ) utilizando wetlands. In: SIMPÓSIO ÍTALO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 6., 2002, Vitória. **Anais...** . Vitória: Sibesa, 2002. p. 12.

CARBALLEIRA, T.; RUIZ, I.; SOTO, M. Effect of plants and surface loading rate on the treatment efficiency of shallow subsurface constructed wetlands. **Ecological Engineering**, v. 90, p.203-214, 2016.

CARRANZA-DIAZ, O.; SCHULTZE-NOBRE, L.; MOEDER, M.; NIVALA, J.; KUSCHK, P.; KOESER, H. Removal of selected organic micropollutants in planted and unplanted pilot-scale horizontal flow constructed wetlands under conditions of high organic load. **Ecological Engineering**, v. 71, p.234-245, 2014.

CHEN, Y.; WEN, Y.; ZHOU, Q.; VYMAZAL, J. Effects of plant biomass on nitrogen transformation in subsurface-batch constructed wetlands: a stable isotope and mass balance assessment. **Water Research**, v. 63, p.158–167, 2014.

COOPER, D. J.; GRIFFIN, P.; COOPER, P. F. Factors affecting the longevity of subsurface horizontal slow systems operating as tertiary treatment for sewage effluent. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON WETLAND SYSTEMS FOR WATER POLLUTION CONTROL, 10., 2006, Lisboa. **Proceedings...** . Lisboa: Iwa Publishing, 2006. p. 621 - 629.

CUNHA, A. R.; MARTINS, D.; RICARTE, R. M. Atualização da classificação climática para os municípios de Botucatu e São Manuel - SP. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE METEOROLOGIA, 14., 2006, Florianópolis. **Anais...** .Florianópolis: CBMET, 2006. p. 7.

DALLAS, S.; SCHEFFE, B.; HO, G. Reedbeds for greywater treatment: case study in Santa Elena, Monteverde, Costa Rica, Central America.. **Ecological Engineering**, v. 23, n. 1, p.55-61, 2004.

DECAMP, O.; WARREN, A. Bactivory in ciliates isolated from constructed wetlands (reed beds) used for wastewater treatment. **Water Research**, v. 32, n. 7, p.1989-1996, 1998.

DECAMP, O.; WARREN, A.; SANCHEZ, R. The role of ciliated protozoa in subsurface flow wetlands and their potential as bioindicators. **Water Science and Technology**, v. 40, n. 3, p.91–98, 1999.

DIAZ, F. J.; O'GEEN, A. T.; DAHLGREN, R. A. Efficacy of constructed wetlands for removal of bacterial contamination from agricultural return flows. **Agricultural Water Management**, v. 97, n. 11, p.1813–1821, 2010.

DUNNE, E. J.; COVENEY, M. F.; MARZOLF, E. R.; HOGE, V. R.; CONROW, R.; NALEWAY, R.; LOWE, E. F.; BATTOE, L. E. Efficacy of a large-scale constructed wetland to remove phosphorus and suspended solids from Lake Apopka, Florida. **Ecological Engineering**, v. 42, p.90-100, 2012.

DUŠEK, J.; PICEK, T.; ČÍŽKOVÁ, H. Redox potential dynamics in a horizontal subsurface flow constructed wetland for wastewater treatment: diel, seasonal and spatial fluctuations. **Ecological Engineering**, v. 34, n. 3, p.223-232, 2008.

FERREIRA, A. C. **Tratamento de resíduos líquidos de laticínios em reator anaeróbio compartimentado seguido de leitos cultivados**. 2010. 166 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Agrícola (Água e Solo), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.

FREEDMAN, A.; GROSS, A.; SHELEF, O.; RACHMILEVITCH, S.; ARNON, S. Salt uptake and evapotranspiration under arid conditions in horizontal subsurface flow constructed wetland planted with halophytes. **Ecological Engineering**, v. 70, p.282-286, 2014.

FOUNTOULAKIS, M.; TERZAKIS, S.; CHATZINOTAS, A.; BRIX, H.; KALOGERAKIS, N.; MANIOS, T. Pilot-scale comparison of constructed wetlands operated under high hydraulic loading rates and attached biofilm reactors for domestic wastewater treatment. **Science of the Total Environment**, v. 407, n. 8, p.2996-3003, 2009.

GALVÃO, A.; MATOS, J. Response of horizontal sub-surface flow constructed wetlands to sudden organic load changes. **Ecological Engineering**, v. 49, p.123-129, 2012.

GARCÍA, J. A.; PAREDES, D.; CUBILLOS, J. A. Effect of plants and the combination of wetland treatment type systems on pathogen removal in tropical climate conditions. **Ecological Engineering**, v. 58, p.57-62, 2013.

GARCÍA, J.; VIVAR, J.; AROMIR, M.; MUJERIEGO, R. Role of hydraulic retention time and granular medium in microbial removal in tertiary treatment reed beds. **Water Research**, v. 3, p.2645-2653, 2003.

GUNTENSPERGEN, G. R.; STEARNS, F.; KADLEC, J. A. Wetland vegetation. In: HAMMER, D. A. **Constructed Wetlands for Wastewater Treatment: Municipal, Industrial and Agricultural**. Boca Raton: Lewis Publishers, 1989. p. 73-88.

HAMMER, D. A.; BASTIAN, R. K. Wetland Ecosystems: Natural Water Purifier?. In: HAMMER, D. A. **Constructed Wetlands for Wastewater Treatment: Municipal, Industrial and Agricultural**. Boca Raton: Lewis Publishers, 1989. p. 5-19.

HEADLEY, T.; NIVALA, J.; KASSA, K.; OLSSON, L.; WALLACE, S.; BRIX, H.; VAN AFFERDEN, M.; MÜLLER, R. Escherichia coli removal and internal dynamics in subsurface flow ecotechnologies: effects of design and plants. **Ecological Engineering**, v. 61, p.564-574, 2013.

HENCH, K. R.; BISSONNETTE, G. K.; SEXSTONE, A. J.; COLEMAN, J. G.; GARBUTT, K.; SKOUSEN, J. G. Fate of physical, chemical, and microbial contaminants in domestic wastewater following treatment by small constructed wetlands. **Water Research**, v. 37, n. 4, p.921-927, 2003.

HIJNEN, W. A. M.; BEERENDONK, E. F.; MEDEMA, G. J. Inactivation credit of UV radiation for viruses, bacteria and protozoan (oo) cysts in water: a review. **Water Research**, v. 40, n. 1, p.3-22, 2006.

HIJOSA-VALSERO, M.; SIDRACH-CARDONA, R.; BÉCARES, E. Comparison of interannualremoval variation of various constructed wetland types. **Science of the Total Environment**, v. 430, p.174-183, 2012.

HUSSAR, G. J.; CONCEIÇÃO, C. H. Z.; PARADELA, A. L.; BARIN, D. J.; JONAS, T. C.; SERRA, W.; GOMES, J. P. R. Uso de leitos cultivados de vazão subsuperficial na remoção de macronutrientes de efluentes de tanques de piscicultura. **Engenharia Ambiental**, v. 1, n. 1, p.25-34, 2004.

KADLEC, R. H.; KNIGHT, R. **Treatment Wetlands**. Boca Raton: Lewis Publishers, 1996. 893 p.

KADLEC, R. H.; WALLACE, S. D. **Treatment Wetlands**. 2. ed. Boca Raton: CRC Press, 2008. 1016 p.

KARATHANASIS, A. D.; POTTER, C. L.; COYNE, M. S. Vegetation effects on fecal bacteria, BOD, and suspended solid removal in constructed wetlands treating domestic wastewater. **Ecological Engineering**, v. 20, p.157-169, 2003.

KLETECKE, R. M. **Remoção/exportação de nutrientes de esgoto doméstico utilizando plantas ornamentais: *Hedychium coronarium*, *Heliconia psittacorum*, *Cyperus alternifolius* e *Colocasia esculenta***. 2011. 338 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Agrícola (Água e Solo), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2011.

LANGERGRABER, G. Numerical modelling: a tool for better constructed wetland design? **Water Science And Technology**, v. 64, n. 1, p.14-21, 2011.

LETO, C.; TUTTOLOMONDO, T.; LA BELLA, S.; LEONE, R.; LICATA, M. Effects of plant species in a horizontal subsurface flow constructed wetland – phytoremediation of treated urban wastewater with *Cyperus alternifolius* L. and *Typha latifolia* L. in the West of Sicily (Italy). **Ecological Engineering**, v. 61, p.282-291, 2013.

LEUNG, J. Y. S.; CAI, Q.; TAM, N. F. Y. Comparing subsurface flow constructed wetlands with mangrove plants and freshwater wetland plants for removing nutrients and toxic pollutants. **Ecological Engineering**, v. 95, p.129-137, 2016.

LIN, Y.F.; JING, S. R.; LEE, D. Y.; WANG, T. W. Removal of solids and oxygen demand from aquaculture wastewater with a constructed wetland system in the start-up phase. **Water Environment Research**, n. 74, p.136–141, 2002.

- LU, S.; ZHANG, X.; WANG, J.; PEI, L. Impacts of different media on constructed wetlands for rural household sewage treatment. **Journal of Cleaner Production**, v. 127, p.325-330, 2016.
- MBURU, N.; TEBITENDWA, S. M.; VAN BRUGGEN, J. J. A.; ROUSSEAU, D. P. L.; LENS, P. N. L. Performance comparison and economics analysis of waste stabilization ponds and horizontal subsurface flow constructed wetlands treating domestic wastewater: A case study of the Juja sewage treatment works. **Journal Of Environmental Management**, v. 128, p.220-225, 2013.
- MIRANDA-SANTOS, L. **Avaliação do desenvolvimento e da eficiência do capim vetiver (*Chrysopogon zizanioides*) em sistemas híbridos de alagados construídos**. 2012. 79 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2012.
- MONJEAU, C. **Purifying water**. USA nº 681,884, 18 dez. 1900, 3 set. 1901.
- MORATÓ, J.; CODONY, F.; SÁNCHEZ, O.; PÉREZ, L. M.; GARCÍA, J.; MAS, J. Key design factors affecting microbial community composition and pathogenic organism removal in horizontal subsurface flow constructed wetlands. **Science of the Total Environment** v. 481, p.81-89, 2014.
- MOTTA MARQUES, D. Terras úmidas de fluxo subsuperficial In: Rede Cooperativa de Pesquisas, PROSAB – Programa de Pesquisas em Saneamento Básico. **Tratamento de esgotos sanitários por processo anaeróbio e disposição controlada no solo**. Rio de Janeiro: Abes, 1999. p. 409-435.
- MUSTAPHA, H. I.; VAN BRUGGEN, J. J. A.; LENS, P. N. L. Vertical subsurface flow constructed wetlands for polishing secondary Kaduna refinery wastewater in Nigeria. **Ecological Engineering**, v. 84, p.588-595, 2015.
- OMS – Organização Mundial de Saúde. **Wastewater Use in Agriculture**. Genebra: World Health Organization, 2006. (Guidelines for the Safe Use of Wastewater, Excreta and Greywater).

OSORIO, A. C.; VILLAFANE, P.; CABALLERO, V.; MANZANO, Y. Efficiency of mesocosm-scale constructed wetland systems for treatment of sanitary wastewater under tropical conditions. **Water, Air And Soil Pollution**, v. 220, p.161-171, 2011.

PAPAEVANGELOU, V. A.; GIKAS, G. D.; TSIHRINTZIS, V. A.; ANTONOPOULOU, M.; KONSTANTINOOU, I. K. Removal of Endocrine Disrupting Chemicals in HSF and VF pilot-scale constructed wetlands. **Chemical Engineering Journal**, v. 294, p.146-156, 2016.

PEDESCOLL, A.; SIDRACH-CARDONA, R.; SÁNCHEZ, J. C.; BÉCARES, E. Evapotranspiration affecting redox conditions in horizontal constructed wetlands under Mediterranean climate: Influence of plant species. **Ecological Engineering**, v. 58, p.335-343, 2013.

PIEIDADE, A. R. **Dinâmica da remoção de fósforo em leitos cultivados com *Typha sp.*** 2010. 195 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Agrícola (Água e Solo), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.

RAGUSA, S. R.; MCNEVIN, D.; QASEM, S.; MITCHELL, C. Indicators of biofilm development and activity in constructed wetlands microcosms. **Water Research**, v. 38, n. 12, p.2865-2873, 2004.

REED, S. C.; CRITES, R. W.; MIDDLEBROOKS, E. J. **Natural Systems for Waste Management and Treatment**. 2. ed. New York: Mcgraw Hill Co, 1995. 448 p.

ROUSSEAU, D. P. L.; VANROLLEGHEM, P. A.; PAUW, N. D. Constructed wetlands in Flanders: a performance analysis. **Ecological Engineering**, v. 23, n. 3, p.151-163, 2004b.

ROUSSEAU, D. P. L.; VANROLLEGHEM, P. A.; PAUW, N. D. Model-based design of horizontal subsurface flow constructed treatment wetlands: a review. **Water Research**, p.1484-1493, 2004a.

ROSTON, D. M.; COLLAÇO, A. B. Leitos cultivados: pneu picado como meio suporte. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE ENGENHARIA SANITÁRIA E AMBIENTAL, 22., 2003, Joinville. **Anais...** Joinville: Abes, 2003. p. 7.



- ROZARI, P.; M. GREENWAY, M.; EL HANANDEH, A. Phosphorus removal from secondary sewage and septage using sand media amended with biochar in constructed wetland mesocosms. **Science of the Total Environment**, v. 569-570, p.123-133, 2016.
- SALATI, E. **Utilização de Sistemas de Wetlands Construídas para Tratamento de Águas**. São Carlos: EESC, 2000. 36 p.
- SALATI, E.; RODRIGUES, N. S. De poluente a nutriente, a descoberta do aguapé. **Revista Brasileira de Tecnologia**, v. 13, n. 3, p.37-42, 1982.
- SANTOS, R. M. F. **Pós-tratamento de esgoto: sistema sequencial de leitos cultivados (constructed wetlands) vertical e horizontal**. 2009. 180 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Agrícola (Água e Solo), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2009.
- SAWAITTAYOTHIN, V.; POLPRASERT, C. Nitrogen mass balance and microbial analysis of constructed wetlands treating municipal landfill leachate. **Bioresource Technology**, v. 93, n. 3, p.565-570, 2007.
- SIDRACH-CARDONA, R.; BÉCARES, E. Fecal indicator bacteria resistance to antibiotics in experimental constructed wetlands. **Ecological Engineering**, v. 50, p.107-111, 2013.
- STEFANAKIS, A. I.; TSIHRINTZIS, V. A. Effects of loading, resting period, temperature, porous media, vegetation and aeration on performance of pilot-scale vertical flow constructed wetlands. **Chemical Engineering Journal**, v. 181, p.416-430, 2012.
- STEIN, O. R.; BIEDERMAN, J. A.; HOOK, P. B.; ALLEN, W. C. Plant species and temperature effects on the  $K-C^*$  first-order model for COD removal in batch-loaded SSF wetlands. **Ecological Engineering**, v. 26, n. 2, p.100-112, 2006.
- TCHOBANOGLIOUS, G.; BURTON, F. L.; STENSEL, H. D. **Wastewater Engineering: treatment, disposal and reuse**. 4. ed. Boston: Mcgraw-hill Professional, 2003. 1819 p. (METCALF & EDDY INC.).
- TORRIJOS, V.; GONZALO, O. G.; TRUEBA-SANTISO, A.; RUIZ, I.; SOTO, M. Effect of by-pass and effluent recirculation on nitrogen removal in hybrid constructed wetlands

for domestic and industrial wastewater treatment. **Water Research**, v. 103, p.92-100, 2016.

TOSCANO, A.; MARZO, A.; MILANI, M.; CIRELLI, G. L.; BARBAGALLO, S. Comparison of removal efficiencies in Mediterranean pilot constructed wetlands vegetated with different plant species. **Ecological Engineering**, v. 75, p.155-160, 2015.

TUNÇSIPER, B.; AYAZ, S. Ç.; AKÇA, L. Coliform bacteria removal from septic wastewater in a pilot-scale combined constructed wetland system. **Environmental Engineering and Management Journal**, v. 11, n. 10, p.1873–1879, 2012.

TUNÇSIPER, B.; DRIZO, A.; TWOHIG, E. Constructed wetlands as a potential management practice for cold climate dairy effluent treatment - VT, USA. **Catena**, v. 135, n. 1, p.184-192, 2015.

TUTTOLOMONDO, T.; LETO, C.; LA BELLA, S.; LEONE, R.; VIRGA, G.; LICATA, M. Water balance and pollutant removal efficiency when considering evapotranspiration in a pilot-scale horizontal subsurface flow constructed wetland in Western Sicily (Italy). **Ecological Engineering**, v. 87, p.295-304, 2016.

USEPA. **Constructed wetlands treatment of municipal wastewater**. Cincinnati: U. S. Environmental Protection Agency, 1999. 166 p. (EPA 625-R-99-010).

USEPA. **Design manual: Constructed Wetlands and Aquatic Plant systems for Municipal Wastewater Treatment**. Cincinnati: U. S. Environmental Protection Agency, 1988. 92 p. (EPA 625-1-88-002).

USEPA. **Wastewater Technology Fact Sheet Wetlands: Subsurface Flow**. Washington: U. S. Environmental Protection Agency, 2000. 9 p. (EPA 832-F-00-023).

VERGELES, Y.; VYSTAVNA, Y.; ISHCHENKO, A.; RYBALKA, I.; MARCHAND, L.; STOLBERG, F. Assessment of treatment efficiency of constructed wetlands in East Ukraine. **Ecological Engineering**, v. 83, p.159-168, 2015.

VILLASEÑOR, J.; CAPILLA, P.; RODRIGO, M. A.; CAÑIZARES, P.; FERNÁNDEZ, F. J. Operation of a horizontal subsurface flow constructed wetland - Microbial fuel cell

treating wastewater under different organic loading rates. **Water Research**, v. 47, p.6731-6738, 2013.

VON DREIFUS, T. **Tratamento de águas residuárias por alagados construídos de fluxo subsuperficial horizontal, utilizando vetiver (*Chrysopogon zizanoides* L.): avaliação e desempenho de três leitos distintos**. 2012. 85 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Estadual Paulista "Júlio de Mesquita Filho", Bauru, 2012.

VON SPERLING, M.; CHERNICHARO, C. A. L. **Biological Wastewater Treatment in Warm Climate Regions**. London: Iwa Publishing, 2005. 1460 p.

VON SPERLING, M.; DE PAOLI, A. C. First-order COD decay coefficients associated with different hydraulic models applied to planted and unplanted horizontal subsurface-flow constructed wetlands. **Ecological Engineering**, v. 57, p.205-209, 2013.

VON SONNTAG, C. et al. The photochemical basis of UV disinfection. In: **PROCEEDINGS OF THE EUROPEAN CONFERENCE ON UV RADIATION - EFFECTS AND TECHNOLOGIES**, 2004, Karlsruhe. **Proceedings...** . Karlsruhe: European Conference On Uv Radiation, 2004. p. 22 - 24.

VYMAZAL, J. Horizontal sub-surface flow constructed wetlands Ondrejov and Spalene Porici in the Czech Republic—15 years of operation. **Desalination**, v. 246, p.226–237, 2009.

WALLACE, S. D.; KNIGHT, R. L. **Scale Constructed Wetland Treatment Systems: Feasibility, Design Criteria, and O&M Requirements**. Alexandria: Water Environment Research Foundation (WERF), 2006. 304 p.

WANG, R.; BALDY, V.; PÉRISSOL, C.; KORBOULEWSKY, N. Influence of plants on microbial activity in a vertical-down flow wetland system treating waste activated sludge with high organic matter concentrations. **Journal of Environmental Management**, v. 95, p.158-164, 2012.

WANG, W.; DING, Y.; WANG, Y.; SONG, X.; AMBROSE, R. F.; ULLMAN, J. L.; WINFREY, B. K.; WANG, J.; GONG, J. Treatment of rich ammonia nitrogen wastewater

with polyvinyl alcohol immobilized nitrifier biofortified constructed wetlands. **Ecological Engineering**, v. 94, p.7-11, 2016.

WEERAKOON, G. M. P. R.; JINADASAA, K. B. S. N.; HERATHA, G. B. B.; MOWJOODB, M. I. M.; VANBRUGGEN, J. J. A. Impact of the hydraulic loading rate on pollutants removal in tropical horizontal subsurface flow constructed wetlands. **Ecological Engineering**, v. 61, p.154-160, 2013.

WETZEL, R. G. Land-water interfaces: larger plants. In: WETZEL, R. G. **Limnology: lake and river ecosystems**. 3. ed. San Diego: Academic Press, 2001. p. 527-575.

WU, H.; FAN, J.; ZHANG, J.; NGO, H. H.; GUO, W.; HU, Z.; LV, J. Optimization of organics and nitrogen removal in intermittently aerated vertical flow constructed wetlands: Effects of aeration time and aeration rate. **International Biodeterioration & Biodegradation**, v. 113, n. 1, p.139-145, 2016.

WU, M. Y.; FRANZ, E. H.; CHEN, S. Oxygen fluxes and ammonia removal efficiencies in constructed treatment wetlands. **Water Environment Research**, v. 73, n. 6, p.661-666, 2001.