

ANAIS

I SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS, HIDRÁULICA E SANEAMENTO

21 A 23 DE NOVEMBRO DE 2019 - UBERLÂNDIA. MG
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA - CAMPUS SANTA MÔNICA

REALIZAÇÃO:



APOIO:



DATA DA PUBLICAÇÃO: 05 DE MAIO DE 2020





COMISSÃO CIENTÍFICA

ALICE ROSA DA SILVA
ANDRÉ LUIZ DE OLIVEIRA
CARLOS EUGÊNIO PEREIRA
IRIDALQUES FERNANDES DE PAULA
ISMARLEY LAGE HORTA MORAIS
JOSÉ EDUARDO ALAMY FILHO
MARCIO RICARDO SALLA
MARIA LYDA BOLAÑOS ROJAS
NÁGELA APARECIDA DE MELO
ROSELI MENDONÇA DIAS

COMISSÃO ORGANIZADORA

ISMARLEY LAGE HORTA MORAIS (PRESIDENTE)
ALICE ROSA DA SILVA
ALINE MARTINS PINHEIRO
ANDRÉ LUIZ DE OLIVEIRA
CARLOS EUGÊNIO PEREIRA
IRIDALQUES FERNANDES DE PAULA
JOÃO PAULO DE ARAÚJO RODRIGUES
JOSÉ EDUARDO ALAMY FILHO
MARCIO RICARDO SALLA
MARIA LYDA BOLAÑOS ROJAS
NÁGELA APARECIDA DE MELO
ROSELI MENDONÇA DIAS





SUMÁRIO

ANÁLISE COMPARATIVA DOS COAGULANTES SULFATO DE ALUMÍNIO (AL₂SO₄) E CLORETO (FECL₃) NO PROCESSO DE CLARIFICAÇÃO DE ÁGUA RESIDUÁRIA TÊXTIL <i>Igor Luz Gonçalves, Frederico Carlos Martins de Menezes Filho, Cassiano Rodrigues Oliveira</i>	06-15
ANÁLISE DO PROGRAMA COLETA SELETIVA DE UBERLÂNDIA (MG) A PARTIR DE INDICADORES DE SUSTENTABILIDADE <i>Roberto Pôrto Filho, Nágela Aparecida de Melo</i>	16-24
APLICAÇÃO DE COAGULANTES BIODEGRADÁVEIS NO TRATAMENTO DE EFLUENTE INDUSTRIAL DE PROCESSAMENTO DE MILHO <i>Ingrid da Silva Pacheco, Ana Gabriela Tomé Alves, Marcelo Lima, Amanda Bessa Freitas, Juliana de Souza Ferreira, Sheila Cristina Canobre, Elaine Angélica Mundim e Fábio Augusto do Amaral</i>	25-34
APLICAÇÃO DE MÉTODOS ESTATÍSTICOS PARA DEFINIÇÃO DE VAZÕES MÍNIMAS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO BAGAGEM <i>Carlos Eugenio Pereira; Marcio Ricardo Salla; Rodrigo de Almeida Oliveira Peixoto</i>	35-40
AVALIAÇÃO DA PREVISÃO DO TEMPO PRODUZIDA PELO MODELO ETA COM O USO DE RADAR METEOROLÓGICO <i>Maiane Ribeiro Silva; Carlos Eugenio Pereira; Márcio Ricardo Salla</i>	41-45
AVALIAÇÃO DA REMOÇÃO DE CARBONO ORGÂNICO TOTAL DE ELUENTE CONTAMINADO COM CROMO POR CULTURA MISTA NA PRESENÇA DE CAMPO MAGNÉTICO <i>Gustavo Cezar Delatin; Roseli Mendonça Dias; Vicelma Luiz Cardoso; Miriam Maria de Resende</i>	46 - 49
AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE FLOCOS FORMADOS A PARTIR DE ÁGUA COM COR ELEVADA E COAGULANTE MORINGA OLEIFERA <i>Lucas Cordeiro Ribeiro; André Luiz de Oliveira; Eliã Asafe Mello Suave</i>	50 - 55
AVALIAÇÃO DE ALOCAÇÃO DE ÁGUA NO SISTEMA HÍDRICO DOS PEQUENOS LIBOMBOS– MOÇAMBIQUE <i>Pedro Francisco Notisso; Klebber Teodomiro Martins Formiga</i>	56 - 66
AVALIAÇÃO PRELIMINAR DA QUALIDADE DA ÁGUA AO LONGO DO CÓRREGO MUMBUCA DA CIDADE DE MONTE CARMELO–MG <i>Gabriel da Costa Resende, Maria Lyda Bolaños Rojas, Edmar Isaías de Melo</i>	67 - 75
CONFLITOS NO APROVEITAMENTO HÍDRICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO SÃO MARCOS, ALTO PARANAÍBA <i>Sérgio Siqueira Prado Soares; Marcio Ricardo Salla</i>	76 - 87

CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM UMA BACIA URBANA COM A UTILIZAÇÃO DE TELHADO VERDE <i>Lucas Cordeiro Ribeiro; Aline Araújo Nunes</i>	88 - 95
DESENVOLVIMENTO DE NANOPARTÍCULA MAGNÉTICA MODIFICADA COM BIOPOLÍMERO PARA REMOÇÃO DE CÁDMIO DE ÁGUA RESIDUÁRIA POR ADSORÇÃO <i>Ana Carolina Querino de Faria; Marcio Ricardo Salla; Pâmela Desirré Bernardes; Daniel Pasquini; Luís Carlos de Moraes</i>	96 - 103
DETERMINAÇÃO DA DESCARGA LÍQUIDA E SÓLIDA NO RIBEIRÃO PISSARÃO, ARAGUARI – MG <i>Rodrigo de Almeida Oliveira Peixoto; Carlos Eugenio Pereira; Alyne Martins Rodrigues</i>	104 - 110
ESGOTAMENTO SANITÁRIO NA COMUNIDADE DE CELSO BUENO, MONTE CARMELO – MG <i>Larissa Lima Gonzaga; Maria Lyda Bolaños Rojas</i>	111 - 114
ESTIMATIVA DO ASSOAREAMENTO DO RESERVATÓRIO BOM JARDIM A PARTIR DE MODELOS DE EFICIÊNCIA DE RETENÇÃO DE SEDIMENTOS <i>Diego Repeza Amaral; José Eduardo Alamy Filho</i>	115 - 124
FLOTAÇÃO POR AR DISSOLVIDO APLICADA AO PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE DE REATOR ANAERÓBIO DE LEITO EXPANDIDO <i>André Luiz de Oliveira</i>	125 - 133
GERAÇÃO E ATENUAÇÃO DE CARGAS POLUIDORAS DIFUSAS NA MICROBACIA DO CÓRREGO GUARIBAS NA CIDADE DE UBERLÂNDIA-MG <i>Júlio César Amorim; José Eduardo Alamy Filho</i>	134 - 140
IMPACTO NA PRODUÇÃO DE SEDIMENTOS DEVIDO AO USO E OCUPAÇÃO DO SOLO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO JORDÃO POR MEIO DO MODELO SWAT <i>Vinícius de Matos Brandão Raposo; Márcio Ricardo Salla; Carlos Eugênio Pereira</i>	141 - 144
INFLUÊNCIA DA URBANIZAÇÃO NA GERAÇÃO DE POLUIÇÃO DIFUSA NA MICROBACIA DO CÓRREGO GUARIBAS NA CIDADE DE UBERLÂNDIA-MG <i>Lays de Oliveira Fonseca; José Eduardo Alamy Filho</i>	145 - 155
INFLUÊNCIA DE CATALISADOR NA OZONIZAÇÃO DE EFLUENTE SANITÁRIO <i>Maria Zizi Martins Mendonça; Marcio Ricardo Salla; Andressa de Moura Silva; Camila Marques Alves Aguiar</i>	156 - 165
INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE DIFUSÃO NO AVANÇO DE PLUMAS POLUENTES EM RESERVATÓRIO <i>Lays Oliveira Fonseca; Maiane Ribeiro Silva; José Eduardo Alamy Filho</i>	166 - 173
INVESTIGAÇÃO DA FLOTAÇÃO POR AR DISSOLVIDO EM DIFERENTES PHS DE COAGULAÇÃO <i>Ana Gabriela Tomé Alves; Ingrid Pacheco da Silva; Marcelo Lima, Amanda Bessa Freitas; Juliana de Souza Ferreira; Sheila Cristina Canobre; Elaine Angélica Mundi e Fábio Augusto do Amaral</i>	174 - 182
MAPEAMENTO DO ÍNDICE PLUVIOMÉTRICO E DO CONSUMO DE ÁGUA DE MANANCIAIS SUBTERRÂNEOS NA ÁREA URBANA DO MUNICÍPIO DE MONTE CARMELO – MG <i>Analís da Silva Soares; Leticia Cristina Ribeiro; Maria Lyda Bolaños Rojas</i>	183 - 197

MICROALGAS COMO ALTERNATIVA NO TRATAMENTO TERCIÁRIO DE EFLUENTE ANAERÓBIO SUÍNO E BOVINO <i>Stephani Ioren de Menezes; Marcio Ricardo Salla; Gustavo Henrique Ribeiro da Silva; Edgar Silveira Campos</i>	198 - 202
MODELAGEM DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS BASEADA EM UM AQUÍFERO EXPERIMENTAL <i>Carlos Fernando Medina Navas; José Eduardo Alamy Filho</i>	203 - 211
MODELAGEM DE QUALIDADE DA ÁGUA NO RIO SÃO MARCOS, BACIA HIDROGRÁFICA DO ALTO PARANÁ <i>Nathália Barcelos Cunha; Marcio Ricardo Salla; Sérgio Siqueira Prado Soares</i>	212 - 237
MODELAGEM E SIMULAÇÃO DE POLUIÇÃO DIFUSA NA MICROBACIA DO CÓRREGO BONS OLHOS, UBERLÂNDIA, MG <i>Luíza Yamada Santos; José Eduardo Alamy Filho; Nágela Aparecida de Melo</i>	238 - 246
MODELO LAGRANGEANO DE DISPERSÃO DE POLUENTES EM LAGOS E AMBIENTES COSTEIROS <i>José Eduardo Alamy Filho; Guilherme Resende Magro</i>	247 - 255
OTIMIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HÍDRICO SUPERFICIAL NO ALTO CURSO DO RIO UBERABA, TRIÂNGULO MINEIRO <i>Emiliano Silva Costa; Marcio Ricardo Salla; Carlos Eugênio Pereira; José Eduardo Alamy Filho; Guilherme de Lima</i>	256 - 269
PROPOSTA DE NANOPARTÍCULA MAGNÉTICA REVESTIDA COM BIOPOLÍMERO PARA REMOÇÃO PB DE ÁGUA RESIDUÁRIA POR ADSORÇÃO <i>Pâmela Desirré Bernardes; Marcio Ricardo Salla; Ana Carolina Querino de Faria; Daniel Pasquini; Luis Carlos de Moraes</i>	270 - 276
QUALIDADE DE VIDA EM TUPACIGUARA (MG): ANÁLISES A PARTIR DE ÍNDICES SOCIOECONÔMICOS E AMBIENTAIS <i>Maraisa Costa da Silva; Nágela Aparecida de Melo; Beatriz Ribeiro Soares</i>	277 - 287
SILTINGZ: UM SIMULADOR DE ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS <i>José Eduardo Alamy Filho</i>	288 - 297
USO DO TANINO COMO COAGULANTE NA SIMULAÇÃO DOS PROCESSOS DE COAGULAÇÃO/FLOCULAÇÃO: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS FLOCOS E ACOMPANHAMENTO DA EVOLUÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE PARTÍCULAS (DTP) <i>Eliã Asafe Mello Suave; André Luiz de Oliveira; Lucas Cordeiro Ribeiro</i>	298 - 304
UTILIZAÇÃO DE LODO GRANULAR AERÓBIO PARA REMOÇÃO DE NUTRIENTES DE EFLUENTES DE LATICÍNIO <i>Marcilene Bernardo Silva; Ismarley Lage Horta Moraes</i>	305 - 311



Análise comparativa dos coagulantes Sulfato de Alumínio (Al_2SO_4) e Cloreto Férrico (FeCl_3) no processo de clarificação de água residuária textil

Igor Luz Goncalves¹; Frederico Carlos Martins de Menezes Filho²; Cassiano Rodrigues Oliveira³

RESUMO

Sendo a água indispensável para a vida dos seres vivos, além do desenvolvimento econômico e a pronunciada escassez hídrica, busca-se o consumo sustentável e a reutilização da mesma, já que se trata de um recurso esgotável. Cerca de apenas 2,5% da água disponível no mundo é potável e menos de 1% se encontra disponível de forma facilitada para o consumo humano, logo seu tratamento se torna essencial. Neste âmbito, temos as ETA's (estação de tratamento de água), onde através de processos de tratamento, a água retorna potável ao consumo humano. O presente trabalho objetivou a utilização dos coagulantes mais comuns para o tratamento de água, o cloreto férrico e o sulfato de alumínio, analisando a ação dos mesmos em amostras que simulam uma água residuária de uma indústria têxtil, utilizando diferentes quantidades de caulim, para simular a turbidez, e tinta de tecido, simulando a coloração. Os resultados obtidos variaram de acordo com a concentração da mistura de ambos materiais, sendo definido que o sulfato de alumínio trabalha melhor em soluções mais concentradas (1:3 (uma parte de corante para 3 de caulim) e 2:2 (duas partes de corante para 2 de caulim)), ao contrário do o cloreto férrico que resultou melhor desempenho na concentração 2:4. **PALAVRAS-CHAVE:** tratamento de água, água residuária, jar test

INTRODUÇÃO

A ausência do saneamento ambiental perfaz o quadro caótico da maioria das cidades brasileiras, ocasionando impactos ambientais como o lançamento de esgotos domésticos in-natura e consequente- degradação de mananciais urbanos para o abastecimento público; poluição difusa; disposição inadequada de resíduos que se avolumam nos lixões urbanos, inundações recorrentes nos períodos chuvosos, dentre outros.

Por ser um solvente universal e com alta capacidade de transporte de partículas, a água pode incorporar várias impurezas que definem sua qualidade (THEODORO,2016). Francisco (2015), afirma que a mesma é essencial para o desenvolvimento econômico, mas que sua utilização inadequada gera desperdício e contaminação, necessitando de tratamentos em ETA's, utilizando coagulantes naturais e/ou químicos.

Até o século XIX a cor era um parâmetro relevante para o tratamento de águas, já que representava a presença de substâncias orgânicas ou óxidos. Além disso, as águas impuras de fontes inapropriadas poderiam ser confundidas com águas devidamente tratadas. Vianna (1997), em seus estudos, afirmou que a presença de cor na água não era considerada um inconveniente sanitário, até o final da década de 70 onde pode-se comprovar que a coloração da água era o indicativo da presença de substâncias causadoras de problemas de saúde.

Neste enfoque, temos a utilização de coagulantes no tratamento de água. Consoante, Francisco (2015), coagulantes químicos são empregados para remover as impurezas presentes na água bruta que chegam as ETAs, sendo responsáveis pela desestabilização das partículas durante o processo de coagulação. A importância da coagulação química decorre da sua associação aos processos de floculação, sedimentação, filtração e desinfecção nas estações convencionais de

¹ Graduando em Engenharia Civil (UFV-CRP), (igorluzgoncalves@gmail.com), ^{2,3}Professor Doutor Orientador de Pesquisa – Universidade Federal de Viçosa, Rio Paranaíba (frederico.menezes@ufv.br) (cassiano.oliveira@ufv.br)



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

tratamento para, além de clarificar a água, remove protozoários, sob os quais a ação dos desinfetantes mais comumente utilizados não se apresenta de forma muito eficiente (LETTERMAN et al., 1999).

Neste sentido, Pavanelli (2001) ressalta que, as falhas ocorridas na etapa de coagulação comprometem todo o processo de tratamento, obrigando, em alguns casos, o descarte de toda a água por estar fora dos padrões de potabilidade.

Como coagulantes mais utilizados destacam-se os sais de alumínio e sais de ferro, e foram que se destinaram ao estudo neste trabalho. Como objetivo, avaliou-se os coagulantes sulfato de alumínio e o cloreto férrico em amostras que simulam os resíduos de uma indústria têxtil de alta turbidez e coloração. Para isso se utilizou um corante de tecido em pó, simulando a alteração de cor, e caulim, alterando a turbidez, em diferentes concentrações. Os coagulantes utilizados foram preparados em soluções 1%.

METODOLOGIA

A metodologia aplicada à realização do ensaio foi dividida em duas partes: O ensaio mecanizado e o ensaio manual.

Etapa manual

O ensaio manual consistiu no preparo de 200mL de solução, utilizando as mesmas concentrações para o ensaio mecânico.

Acrescentou-se o coagulante e se agitou, vigorosamente por 30 segundos, e lentamente por 2 minutos.

Após a agitação se observa-se a formação de flocos ou não. Caso não ocorra, aumenta-se a quantidade de coagulante e se repete o processo.

Ensaio mecânico

Para o ensaio mecânico utilizou-se a metodologia sugerida por Ritcher (2009), com algumas alterações definidas pelos ensaios manuais. O ensaio foi realizado no equipamento jar test (figura 1), da marca Milan. Essa etapa se dividiu em outras quatro, simulando o que acontece em uma ETA, apresentadas a seguir:



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 1- Equipamento jar test



- Preparo das soluções

As soluções foram preparadas utilizando o caulim e corante para tecido, simulando a água residuária de uma indústria têxtil de alta turbidez e coloração. As proporções utilizadas foi de 1:3,2:2 e 2:4 (partes de corante por partes de caulim).

- Cada material foi pesado utilizando uma balança com precisão de 0,01g. Após a pesagem, foi misturado os secos utilizando um bastão de vidro, afim de se obter uma mistura homogênea.
- Após a homogeneização dos secos, foram acrescentados água para dissolver os sólidos inicialmente.

- Homogeneização

- A mistura diluída foi acrescentada aos jarros do equipamento jar test. O próprio equipamento foi utilizado para a homogeneização da mistura, sendo acrescentado na primeira fase, denominada pelo mesmo nome, durante 10 minutos, com uma rotação de 100rpm.
- O objetivo dessa fase é homogeneizar os componentes da mistura, neste caso, caulim com o corante.

- Mistura rápida

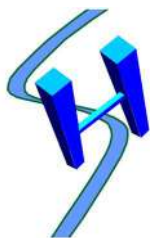
- Após a homogeneização, o equipamento automaticamente inicia o processo de mistura rápida, para a diluição do coagulante na amostra, que é acrescentado no início da fase.
- No presente trabalho se utilizou a rotação de 140rpm por 1 minuto e 40 segundos.

- Mistura lenta

- Dando continuidade no processo de dispersão do coagulante, se inicia a mistura lenta, que atua de forma menos vigorosa afim de se evitar a quebra dos flocos, enquanto se estimula a formação dos mesmos.
- Nessa etapa se utilizou a rotação de 40 rpm durante 15 minutos.

- Sedimentação

- No período de sedimentação se objetiva a decantação dos flocos, formados nas etapas anteriores, pela fora da gravidade. Para que isso ocorra as espátulas do equipamento cessam o movimento, para evitar que os flocos se quebrem.
- O tempo de sedimentação foi de 30 minutos.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Após a realização do processo mecânico se efetuaram-se as análises com o equipamento turbidímetro e pHâmetro, afim de se obter a variação de turbidez e de pH. Outra análise efetuada foi a remoção de cor, feita apenas visualmente, comparando com a amostra padrão, que passou pelo mesmo processo de homogeneização.

Metodologia de análise

Para fins mais práticos de análise mais precisa, buscando alcançar ambos objetivos (remoção de cor e redução de turbidez) seguiu-se da seguinte sequência a análise:

1. Análise visual das amostras: a partir da comparação com a solução padrão, visualiza-se se houve redução de cor em algum dos jarros. Caso não ocorra, o processo se repete, aumentando a quantidade de coagulante em todos os jarros. Com isso, caso houvesse mudança na coloração, se partia para a segunda análise.
2. Leituras de turbidez e pH: Retira-se as amostras de cada jarro, todos seguindo a mesma altura, e, utilizando o equipamento pHâmetro e Turbidímetro, se realizava as leituras dos resultados.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

1. Análise de cor

A análise de cor seguiu a comparação visual das amostras retiradas com uma solução padrão, preparada da mesma forma e em quantidades iguais a de cada ensaio. As imagens a seguir demonstram os resultados obtidos de coloração:

Figura 2 – Resultados da análise de cor



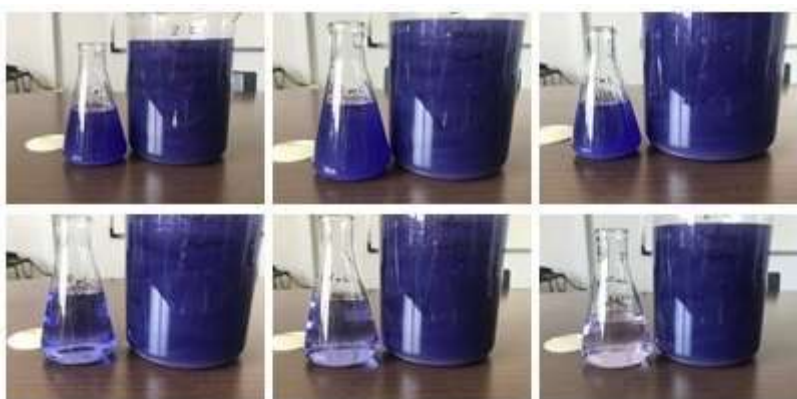
(a) Resultados concentração 1:3
 Coagulante: Sulfato de Alumínio



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia



(b) Resultados concentração 1:3
 Coagulante: Cloreto Férrico



(c) Resultados concentração 2:2
 Coagulante: Sulfato de Alumínio



(d) Resultados concentração 2:2
 Coagulante: Cloreto Férrico



(e) Resultados concentração 2:4
 Coagulante: Sulfato de Alumínio



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia



(f) Resultados concentração 2:4
 Coagulante: Cloreto Férrico

Ao analisar a remoção, nota-se que o cloreto férrico tem maior eficiência na mesma, com exceção na solução 2:2, onde seus efeitos começaram a ser notados a partir da quantidade de 5,5 MI de coagulante.

2. Análise de turbidez

Com as amostras retiradas para análise de cor, seguiu-se para as leituras no equipamento Turbidímetro. Os quadros a seguir demonstram os resultados obtidos:

Resultados de turbidez para solução 2:4- Cloreto Férrico (FeCl_3)			
Turbidez inicial:	984	pH inicial	7,5
Quantidade (ml)		Turbidez (NTU)	
1,0		571	
2,0		317	
3,0		226	
4,0		5	
4,5		5	
5,0		5	

Resultados de turbidez para solução 2:4- Sulfato de Alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$)			
Turbidez inicial:	984	pH inicial	7,5
Quantidade (ml)		Turbidez (NTU)	
1,0		743	
2,0		677	
3,0		749	
4,0		26,1	
4,5		25,0	
5,0		62,9	



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

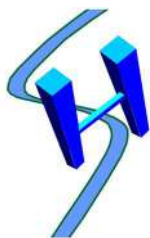
Resultados de turbidez para solução 2:2- Cloreto Férrico (FeCl_3)			
Turbidez inicial	659	pH inicial	7,79
Quantidade (ml)		Turbidez (NTU)	
5,5		5	
6,0		5	
6,5		5	
7,0		5	
7,5		5	
8,0		5	

Resultados de turbidez para solução 2:2- Sulfato de Alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$)			
Turbidez inicial	659	pH inicial	7,79
Quantidade (ml)		Turbidez (NTU)	
1,0		291	
2,0		281	
3,0		248	
4,0		5	
4,5		5	
5,0		5	

Resultados de turbidez para solução 1:3- Cloreto Férrico (FeCl_3)			
Turbidez inicial	959	pH inicial	7,38
Quantidade (ml)		Turbidez (NTU)	
1,0		269	
2,0		5	
3,0		5	
4,0		5	
4,5		5	
5,0		5	

Resultados de turbidez para solução 1:3- Sulfato de Alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$)			
Turbidez inicial	959	pH inicial	7,38
Quantidade (ml)		Turbidez (NTU)	
1,0		743	
2,0		677	
3,0		749	
4,0		26,1	
4,5		25,0	
5,0		62,9	

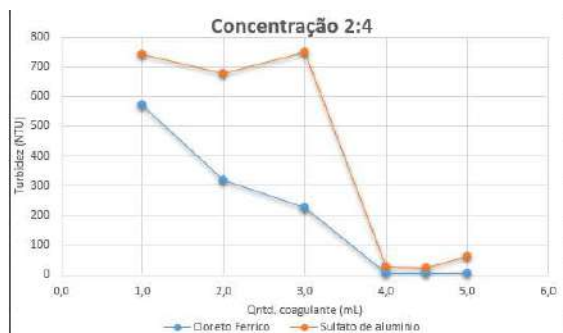
Nota-se que nas concentrações de 1:3 e 2:2, o sulfato de alumínio se mostrou mais eficiente na remoção da turbidez. Os gráficos a seguir exemplificam e comparam os resultados.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 3 – Gráficos de resultados de turbidez.

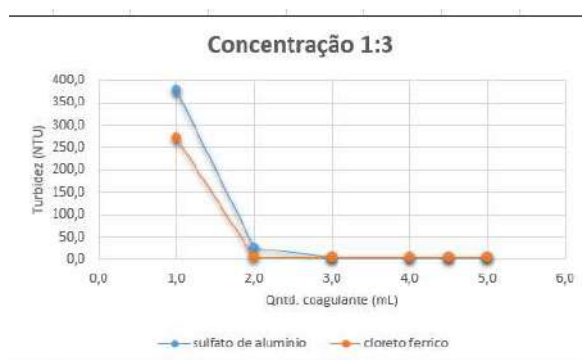
(a) Concentração 2:4



(b) Concentração 2:2



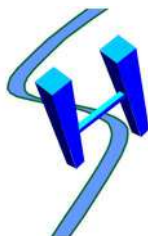
(c) Concentração 1:3



De uma forma geral, observa-se que ambos coagulantes trabalham de forma similar, tendo concentrações ótimas próximas quando se trata da redução da turbidez, com exceção da concentração 2:2, onde o cloroeto férrico começou a ser analisado após a quantidade de 5,5. Tendo em vista esse tipo de resultado, se partiu para a análise das alterações de pH, outro parâmetro importante no tratamento de águas.

3. Análise das alterações de pH

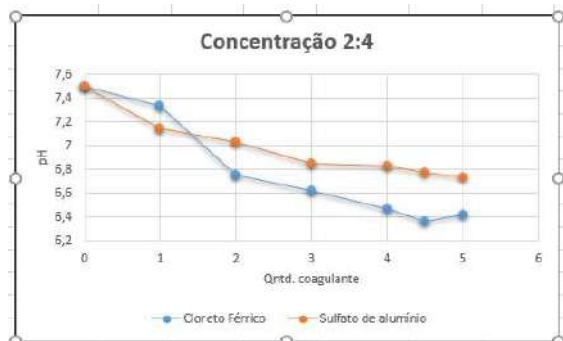
Para esta etapa das análises, utilizou-se o equipamento pHâmetro. Os gráficos a seguir demonstram a redução de pH para cada coagulante, comparando-os, seguindo o mesmo processo tomado para a análise de turbidez. A análise de pH se iniciou após a remoção de cor se mostrar eficiente.



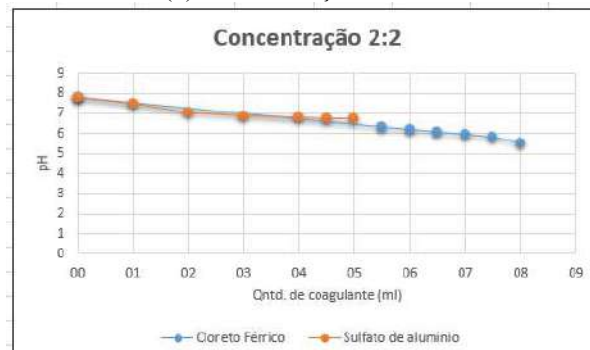
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 4 – Gráficos de análise de pH

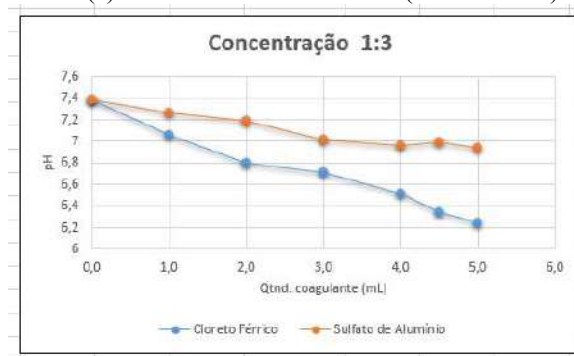
(a) Concentração 2:4



(b) Concentração 2:2



(c) Parâmetro: sólidos totais (cenário atual)



CONCLUSÕES

Após a análise dos ensaios realizados se conclui que as concentrações dos poluentes alteram significante a eficiência do coagulante, como vimos nos casos da concentração 2:4 para a concentração 2:2 em relação ao cloreto férrico. Nestes casos, seria necessária a análise preliminar das características da água, além de fazer ensaios manuais variando a concentração de coagulante até se encontrar a concentração ótima. É essencial que os ensaios sejam repetidos para se confirmar os resultados.

Em projeções futuras, temos a combinação de ambos coagulantes, analisando a funcionalidade de ambos isoladamente e em conjunto, além da comparação de coagulantes naturais, como a Moringa Oleífera. Estes passos serão as projeções para futuras análises do projeto realizado e aqui apresentado.

REFERÊNCIAS

FRANSCISCO, Amanda A. **Comparação entre a aplicação do coagulante natural Moringa Oleífera e do coagulante químico Sulfato de Alumínio no tratamento de água com diferentes níveis de turbidez.** Paraná, 2015.



**I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia**

LETTERMAN, R.D.; AMIRTHARAJAH, A. & O'MELIA, C.R.- **Coagulation and flocculation in: Water quality and treatment.** American Water Works Association, 5th Edition, McGraw Hill Inc., 1999

PAVANELLI, Gerson. **Eficiência de diferentes tipos de coagulantes na coagulação, floculação e sedimentação de água com cor ou turbidez elevada.** São Carlos, 2001.

RITCHER, Carlos A.. Relatório técnico. **Água: métodos e tecnologia de tratamento** São Paulo. 2009.

VIANNA, M.R. **Hidráulica aplicada às estações de tratamento de água.** 3^a Ed., Belo Horizonte, Imprimatur, 1997.



ANÁLISE DO PROGRAMA COLETA SELETIVA DE UBERLÂNDIA (MG) A PARTIR DE INDICADORES DE SUSTENTABILIDADE

Roberto Pôrto Filho¹; Nágela Aparecida de Melo²

RESUMO

O presente trabalho trata sobre o Programa Coleta Seletiva de Uberlândia, tendo em vista a sua caracterização e a sua avaliação, a partir de indicadores de sustentabilidade, para os anos de 2015, 2016 e 2017. Para a elaboração desse estudo, utilizou-se a matriz de indicadores de sustentabilidade de coleta seletiva de Fechine e Moraes (2015). Os dados foram obtidos por meio de publicações no Banco de Dados Integrados de Uberlândia (BDI) e por meios de entrevistas com servidores do Departamento Municipal de Água e Esgoto de Uberlândia (DMAE). Os resultados ressaltaram que o Programa avaliado apresentou um baixo grau de sustentabilidade nos anos de 2015 e 2016. Entretanto, houve uma melhoria no ano de 2017, quando atingiu médio grau de sustentabilidade.

PALAVRAS-CHAVE: resíduos sólidos, reciclagem, avaliação da coleta seletiva.

INTRODUÇÃO

Coleta seletiva de resíduos sólidos é um procedimento que faz parte das medidas de gerenciamento integrado de resíduos sólidos, o qual caracteriza-se pela coleta de materiais recicláveis previamente segregados e acondicionados na fonte geradora, segundo sua composição ou conforme critérios preestabelecidos. Os materiais coletados devem ser destinados para indústrias de reciclagem ou para o reaproveitamento, conforme for o caso.

A coleta seletiva é um dos instrumentos da Política Nacional de Resíduos Sólidos. Ressalta-se que a criação, implantação e manutenção da coleta seletiva devem ser metas dos planos municipais de gerenciamento integrado de resíduos sólidos. Além disso, nos programas de coleta seletiva a prioridade é para a participação de cooperativas e associações de catadores de recicláveis formadas por pessoas físicas de baixa renda (BRASIL, 2010a).

Esse sistema tem papel estratégico na gestão de resíduos, visto que contribui com a diminuição dos impactos gerados pelos resíduos sólidos, reduz o consumo de recursos naturais e a disposição final de materiais, suscita valorização econômica dos resíduos, permite inserção social e a geração de renda para população de baixa qualificação, entre outros (RIBEIRO; BESEN, 2007; BESEN, 2011). Entretanto, além da existência da coleta seletiva, é importante que a mesma seja eficiência para alcançar esses diversos benefícios.

Nesse sentido, o presente trabalho tem o objetivo de analisar o Programa da Coleta Seletiva de Uberlândia a partir de indicadores de sustentabilidade. Esse tipo de estudo fornecer embasamento para o planejamento de ações, para a revisão dos processos buscando melhorias e também serve para destacar os seus benefícios socioambientais e econômicos.

O Programa Coleta Seletiva de Uberlândia foi criado em 2011, inicialmente abrangendo os bairros Santa Mônica e Segismundo Pereira (PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERLÂNDIA, 2016). Esse Programa foi ampliado ao longo do tempo, aumentou o número de bairros abrangidos e a população atendida. Desde o início de 2017, o Departamento Municipal de Água e Esgoto de Uberlândia (DMAE) passou a ser responsável pelo Programa Coleta Seletiva de Uberlândia.

¹ Graduando em Gestão em Saúde Ambiental (IG/UFU), bolsista de Iniciação Científica (betodm0@gmail.com)

² Professora da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (nagela@ufu.br)

METODOLOGIA

A primeira etapa desse estudo consistiu na fase da revisão bibliográfica. Esta atividade subsidiou o embasamento teórico sobre o tema da pesquisa, o levantamento e a seleção de indicadores para a realização do diagnóstico do Programa da Coleta Seletiva de Uberlândia (ação da segunda etapa).

Na segunda etapa efetuou-se a caracterização e a avaliação do desempenho do Programa Coleta Seletiva de Uberlândia. Os indicadores usados foram estabelecidos a partir da matriz de indicadores de sustentabilidade de coleta seletiva, elaborada por Fechine e Moraes (2015). Essa matriz é dividida em quatro dimensões, sendo elas: 1. *Institucional/Operacional*: relacionada a produtividade e eficiência do Programa de Coleta Seletiva. 2. *Econômica*: custos e receitas da coleta seletiva. 3. *Ambiental*: preservação das riquezas naturais e diminuição da degradação ambiental. 4. *Sociocultural*: inclusão socioeconômica, equidade e universalização do serviço. Cada dimensão é composta por um conjunto de indicadores, contendo sua definição e forma de apuração. Os indicadores possuem uma tendência de sustentabilidade, com valores fixados pelos autores. Para se calcular o grau de sustentabilidade (GS) de cada dimensão, utilizou-se a Equação 1.

$$GS = \frac{\sum \text{notas da avaliação de campo}}{\sum \text{máxima pontuação da matriz final}} \times 10 \quad \text{Equação [1]}$$

A interpretação dessa equação e do grau de sustentabilidade dos programas de coleta seletiva é realizada de acordo com o quadro 1.

Grau de sustentabilidade da coleta seletiva	
Intervalo	Grau de Sustentabilidade (GS)
0 a 2,5	Insustentabilidade
2,6 a 5,0	Baixa sustentabilidade
5,1 a 7,5	Média sustentabilidade
7,6 a 10,0	Alta sustentabilidade

Quadro 1 – Grau de sustentabilidade da coleta seletiva, 2015.

Fonte: Fechine e Moraes (2015).

Autor: Roberto Pôrto Filho (2018).

Nessa fase, realizou-se o levantamento de dados sobre o Programa Coleta Seletiva de Uberlândia, conforme as variáveis previamente definidas. Para tanto, buscaram-se informações e dados no Banco de Dados Integrado de Uberlândia (BDI) e no DMAE-Uberlândia.

Na terceira etapa realizou-se a tabulação dos dados e estabeleceram-se as análises, conforme se apresenta a seguir.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Caracterização do Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia

O Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia caracteriza-se como um sistema de coleta porta a porta e é realizada por uma empresa terceirizada, com uma frota de 10 caminhões coletores (Quadro 2). Estima-se que, em 2017, esse Programa atendia 283.095 habitantes, residentes em 29 bairros da cidade e que corresponde a aproximadamente 41,8 % da população total de Uberlândia (Quadro 1). Apesar de não atender a população na mesma proporção da coleta comum, destaca-se que o percentual da cobertura da coleta seletiva de Uberlândia é superior à média verificada no âmbito nacional conforme dados do IBGE para no ano de 2012 (28%), do SINIS para o ano de 2014 (22%) e do



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

CEMPRE referente a 2012 (14%), segundo Conke e Nascimento (2018). Entretanto, considerando critérios aplicados pela FUNASA (BRASIL, 2010b) para avaliar a coleta seletiva na região metropolitana de São Paulo, pode-se considerar que a cobertura do Programa de Uberlândia é baixa, visto que o mesmo está faixa entre 30 e 50% de cobertura do atendimento.

Indicadores	Descrição	2017
Frota Caminhões	Número	10
População Atendida	Habitantes	283.095*
Quantidade de bairros atendidos	Bairros	29
Quantidade coletada de materiais	kg	1.960.698
Comercialização de materiais	kg	1.403.345
Equipe de divulgação	Estagiários	4
Equipe técnica	Técnico	6
Número de Associações	Número	5
Número de cooperativas	Número	1
Quantidade coletada de materiais recicláveis por habitante (kg/Ano)	Quantidade coletada (kg)/população do município	2,89
Coeficiente de cobertura por bairros (%)	Quantidade de bairros atendidos x 100/Total de bairros	39,18
População total do município	Habitantes	676.613
Quantidade de bairros na cidade	Número	74
Taxa de Rejeito (%)	(Quantidade coletada - Quantidade comercializada) X 100 / Quantidade coletada	28,42
Coleta seletiva per capita (kg)	Quantidade coletada/População atendida	6,93

Quadro 2 – Dados do Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia, 2019

Fonte: Diretoria de Gestão de Resíduos Sólidos do DMAE, 2018 e Prefeitura de Uberlândia/BDI, 2017.

Autor: Roberto Pôrto Filho, 2018.

Nota: * O número total da população atendida pelo Programa Coleta Seletiva foi ajustado pelo autor, considerando a taxa percentual de crescimento da população total de Uberlândia, segundo estimativas fornecidas pelo Instituto Brasileiro Geografia e Estatística (IBGE 2016 e 2017).

No ano de 2017 foram coletados 1.960.698 kg de resíduos sólidos, segundo os dados fornecidos pelo DMAE. Entretanto, essa quantidade é pequena mediante o tamanho da população atendida, visto que se verificou uma coleta per capita anual de apenas 6,93 kg/hab.dia (Quadro 1). Dados do CEMPRE (2012) e do SINIS (2014) indicaram uma coleta per capita anual para o Brasil de 13,6 kg/hab.ano e 11,3 kg/hab.ano, respectivamente (CONKE; NASCIMENTO, 2018).

Destaca-se ainda que a taxa de rejeito (28,42%) também pode ser considerada alta, conforme critérios da FANASA (BRASIL, 2010b).

De forma geral, os sistemas de coleta seletiva contribuem para a redução dos impactos ambientais dos resíduos sólidos produzidos pela sociedade. Entretanto, esses sistemas podem apresentar graus variados de sustentabilidade, conforme o modo como são realizados e com base nos princípios empregados. A seguir estabelece-se uma avaliação da coleta seletiva de Uberlândia a partir de indicadores de sustentabilidade.

Avaliação do Programa Coleta Seletiva de Uberlândia

O Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia foi avaliado, nos anos de 2015, 2016 e 2017, em três dimensões de sustentabilidade, sendo: 1. A dimensão institucional/ operacional. 2. Dimensão ambiental. 3. Dimensão sociocultural (Quadro 3).

INDICADORES E DIMENSÕES DA SUSTENTABILIDADE		NOTA 2015	NOTA 2016	NOTA 2017
DIMENSÃO INSTITUCIONAL/OPERACIONAL	Gestão compartilhada	2	2	2
	Marco legal no município	5	5	5
	Instrumentos legais na relação com as organizações de catadores	3	3	3
	Percentual de pessoas atendidas pela coleta seletiva	3	3	3
	Área de abrangência do serviço de coleta seletiva	1	1	1
	Parcerias entre as organizações	1	1	5
	NOTA FINAL	5	5	6,3
DIMENSÃO AMBIENTAL	Massa <i>per capita</i> anual recuperada - kg/hab	1	1	1
	Massa <i>per capita</i> coletada seletivamente - kg/hab.ano	1	1	1
	Taxa de rejeitos - %	5	1	1
	Taxa de recuperação de materiais recicláveis em relação à quantidade total (RDO+RPU) coletada - %	1	1	1
	NOTA FINAL	4	2	2
DIMENSÃO SOCIOCULTURAL	Programas de educação e divulgação	3	3	5
	Renda média mensal nas cooperativas - R\$	3	3	5
	Participação de catadores nas ações de coleta seletiva	5	5	5
	Existência de cooperativas ou associações no município - coop./hab.	1	1	1
	NOTA FINAL	6	6	8

Quadro 3 – Matriz de sustentabilidade do Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia, 2019

Fonte: Fechine e Morais (2015)

Autor: Roberto Pôrto Filho

Dimensão Institucional/Operacional

- *Gestão compartilhada*: esse indicador obteve nota 2 nos anos em que foram analisados o Programa de Coleta Seletiva, sinalizando que os instrumentos/instâncias de participação efetiva da sociedade existem, mas não funcionam ou funcionam de forma inadequada. O contato com a população era feito através das redes sociais, de palestras de conscientização em escolas, e de divulgação porta a porta.
- *Marco legal no município*: o Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia foi criado em 2011 e possui um gerenciamento integrado por ações normativas, operacionais, financeiras e de planejamento, coordenadas pelo Núcleo de Coleta Seletiva e contemplado pelo Plano Municipal de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos.
- *Instrumentos legais na relação com as organizações de catadores*: a relação com as organizações é feita através de convênio, sem remuneração, no qual o município disponibiliza o galpão para as associações, e custeia água, refeições, energia elétrica, e faz a entrega dos materiais para a realização da triagem.
- *Percentual de pessoas atendidas pela coleta seletiva*: se manteve em aproximadamente 42%, uma vez que não houve, no período analisado, aumento da área abrangida pela coleta seletiva (número



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

de bairros). Ressalta-se que embora a quantidade de bairros atendidos pelo Programa permaneceu o mesmo nos anos estudados, houve aumento da população do município. Como os dados obtidos referentes a população atendida pelo Programa apresentavam mesmo valor para os anos de 2015, 2016 e 2017 mesmo com o aumento da população do município, os dados sobre a população atendida nos anos de 2016 e 2017 foram reajustados pelo autor.

- *Área de abrangência do serviço de coleta seletiva*: esse indicador obteve nota 1 nos anos estudados, pois o programa abrange apenas parte da área urbana. Nos anos considerados nesse estudo, dos 74 bairros existentes no município, o Programa abrangia apenas 29 destes, representando um percentual de cobertura de bairros atendidos em torno de 42%.
- *Parcerias entre as organizações*: nos anos de 2015 e 2016 o tipo de parceria entre as organizações era do tipo assistencialista, através de convênio sem remuneração. Em 2017 o DMAE passou a ser o responsável pelo programa, organizando as associações e os galpões de triagem e planejando um novo contrato de prestação de serviço com as associações.

Dimensão Ambiental

- *Massa per capita anual recuperada*: esse indicador obteve nota 1 para os três anos estudados, representando um valor menor que 7 kg por habitante anualmente. Para se atingir um bom índice de sustentabilidade, o Programa deveria recuperar pelo menos 15 kg por habitante anualmente (FECHINE e MORAIS, 2015).
- *Massa per capita coletada seletivamente*: o programa teve uma coleta menor do que 10 kg por habitante/ano nos três anos considerados nesse estudo. Um valor considerado de alta sustentabilidade seria acima de 21 kg por habitante anualmente (FECHINE e MORAIS, 2015).
- *Taxa de rejeitos*: o ano de 2015 apresentou a menor taxa de rejeitos entre os anos considerados, com uma taxa de 6,56%, representando um bom índice de sustentabilidade. Esse valor subiu para 35,16% em 2016, e teve uma queda para 28,42% em 2017, representando um índice de baixa sustentabilidade para ambos os anos. Para se obter um alto grau de sustentabilidade do Programa, a taxa de rejeitos deveria ser menor que 10% (FECHINE e MORAIS, 2015). Observa-se que Muchinski e Pereira (2018), avaliaram esse indicador para o mesmo Programa, no ano de 2014, e verificaram uma taxa de 3%, o que para a época caracterizava-se com condição favorável à sustentabilidade. Entretanto, como se observou nesse estudo, esse índice sobre variações ano a ano.
- *Taxa de recuperação de materiais recicláveis em relação à quantidade total coletada*: para os três anos estudados, esse índice apresentou valores menores que 5%, sendo considerados baixos índices de sustentabilidade. Esse indicador deveria obter um valor acima de 11% para se garantir um alto grau de sustentabilidade (FECHINE e MORAIS, 2015).

Dimensão Sociocultural

- *Programas de educação e divulgação*: nos anos de 2015 e 2016 os programas de educação e divulgação eram realizados de forma bimestral ou trimestral. Em 2017 a realização desses programas passou a ser permanente, com frequência quinzenal ou mensal. Segundo a DGRS, esses programas eram realizados através de palestras de conscientização em escolas e condomínios, e divulgação porta a porta.
- *Renda média mensal para catadores nas cooperativas*: em 2015 e 2016 a renda média mensal dos catadores era entre 0,5 e 1 salário mínimo. Em 2017, a renda média mensal ultrapassou o valor de 1 salário mínimo, segundo a Diretoria de Gestão de Resíduos Sólidos (DGRS) do DMAE.
- *Participação de catadores nas ações de coleta seletiva*: é feita através de 1 cooperativa e 5 associações existentes na cidade. O DMAE contrata os serviços da Limpebras para a realização

da coleta dos resíduos sólidos, e leva os materiais recolhidos para os galpões, onde os catadores associados realizam a triagem e a comercialização dos materiais;

- *Existência de cooperativas ou associações no município*: a cidade possui 1 associação e 5 cooperativas, atingindo um valor de aproximadamente 9 para esse indicador nos anos estudados, representando uma baixa sustentabilidade por apresentar um valor abaixo de 15, conforme Fechine e Moraes (2015). Porém, como não foram encontradas explicações detalhadas sobre esse indicador na literatura, é possível fazer uma ressalva sobre a quantidade de cooperativas e associações necessárias para que se alcance um bom índice de sustentabilidade. Por meio das entrevistas realizadas nesse estudo, foi relatado pela DGRS que a quantidade de cooperativas e associações existentes no município consegue suprir a demanda do serviço de separação de materiais recicláveis. Foi ressaltado ainda que essas organizações trabalham abaixo de suas capacidades por falta de materiais. Esse indicador deveria levar em conta a quantidade de materiais coletados que são entregues as associações e cooperativas, e a quantidade de catadores associados cadastrados.

Ao analisar o Programa como um todo, nota-se que o mesmo obteve um baixo grau de sustentabilidade nos anos de 2015 e 2016, e houve uma melhora para o ano de 2017, quando atingiu médio grau de sustentabilidade (Quadro 4).

2015				
Dimensão	Pontuação máxima	Pontuação alcançada	Grau de sustentabilidade	
			Nota Final	Classe
Institucional/Operacional	30	15	5	Baixa
Ambiental	20	8	4	Insustentabilidade
Sociocultural	20	12	6	Média
Pontuação total	70	35	5	Baixa
2016				
Dimensão	Pontuação máxima	Pontuação alcançada	Grau de sustentabilidade	
			Nota Final	Classe
Institucional/Operacional	30	15	5	Baixa
Ambiental	20	4	2	Insustentabilidade
Sociocultural	20	12	6	Média
Pontuação total	70	31	4,4	Baixa
2017				
Dimensão	Pontuação máxima	Pontuação alcançada	Grau de sustentabilidade	
			Nota Final	Classe
Institucional/Operacional	30	17	6,3	Média
Ambiental	20	4	3	Insustentabilidade
Sociocultural	20	16	8	Alta
Pontuação total	70	37	5,7	Média

Quadro 4 – Grau de sustentabilidade do Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia, 2019
Autor: Roberto Pôrto Filho, 2019.

As dimensões Ambiental e Institucional/Operacional obtiveram os menores graus de sustentabilidade nos anos estudados, sendo que a dimensão Ambiental se manteve com conceito de “insustentável” no período analisado.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

As melhores notas foram obtidas pela dimensão Sociocultural, que obteve um médio grau de sustentabilidade nos anos de 2015 e 2016, e apresentou uma melhora no ano de 2017, obtendo um alto grau de sustentabilidade. Essa melhora nessa dimensão se deve ao aumento na frequência dos programas de educação e divulgação, e ao aumento da renda média mensal nas cooperativas, que passou a ser acima de 1 salário mínimo.

CONCLUSÕES

O Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia é bem consolidado, possui marco legal no município e lei específica que dispõe sobre os serviços realizados, e conta com a participação de associações e cooperativas com catadores cadastrados. Além disso, a coleta é feita regularmente, por método porta a porta, através de caminhões coletores, em dias e horários específicos em cada bairro abrangido pelo Programa.

A sustentabilidade do Programa aumentou de 2015 para 2017, representando uma melhoria dos serviços, porém a dimensão ambiental obteve a menor nota nesses anos.

A cobertura populacional e espacial (bairros) do Programa ainda é baixa. Isso reflete na quantidade de resíduos sólidos coletados seletivamente.

O alto índice de rejeitos pode representar um baixo nível de esclarecimento da população quanto à forma de separar os resíduos domésticos. Esse dado também eventualmente relaciona-se com o baixo índice de adesão da população ao Programa. Trata-se também de um indicador que desperta questionamentos com relação a eficácia da comunicação e dos projetos de educação ambiental voltados para a população.

Outro ponto verificado foi a falta de centralização dos dados referentes ao Programa. O DMAE passou a ser o responsável pelo Programa de Coleta Seletiva da cidade em 2017. Durante essa pesquisa, verificou-se que esse órgão não dispunha de alguns dados solicitados para esse estudo, como por exemplo, indicadores econômicos. Dados como orçamento municipal destinado ao Programa de Coleta Seletiva, custos e gastos, e o percentual de autofinanciamento são importantes indicadores para se analisar a sustentabilidade e a viabilidade da coleta seletiva na cidade. E ainda, seguindo os princípios da publicidade e da transparência, todos esses dados deveriam estar disponíveis no portal eletrônico do DMAE, abertos para toda a população.

Uma oportunidade que pode auxiliar na melhoria do sistema existente e a avaliação e adoção de outras opções de coleta de materiais recicláveis na cidade de Uberlândia. Apesar de já existir os Eco Pontos, esses funcionam voltados para atender o gerador de pequeno volume de resíduo de construção civil e materiais volumosos. Dessa forma, o que foi percebido nesse estudo é que a coleta de recicláveis é basicamente a realizada pelo método porta a porta. Conforme CEMPRE (2019), os sistemas mais eficientes de coleta de recicláveis, no Brasil, são aqueles que mesclam modelos diferentes. Nesse sentido, a diversificação da coleta de recicláveis em Uberlândia deve incluir modelos de menor custo econômico e melhor desempenho ambiental em médio e longo prazo.

As parcerias também precisam estar nas pautas do Programa, sobretudo de modo a envolver empresas que atuam no município, instituições de ensino e pesquisa e as cooperativas e associações de recicláveis locais. Sendo nesse caso, muito importante o investimento em equipamentos e a capacitação dos cooperados e associados, bem como o estabelecimento responsabilidades, metas e sistemas de verificação dos projetos.

Um fator que pode conferir ameaça ao Programa de Coleta Seletiva é a baixa adesão da população. O sucesso do Programa depende em grande parte da participação da população, a qual deve separar corretamente seus resíduos domésticos. Esse problema decorre por diversos fatores, tais como falta de informação e conhecimento sobre a correta separação dos resíduos, sobre os benefícios e os impactos ambientais das ações de coleta seletiva e pela ausência de cobertura do Programa no bairro.

O crescimento populacional e urbano também pode acarretar ameaça ao Programa. Com o aumento populacional e da área da cidade, mais resíduos domésticos são gerados e maior será a distância que a ser percorrida pelo sistema de coleta. Caso o Programa de Coleta Seletiva não acompanhe essa expansão, ampliando e inovando seus métodos, cobertura e eficiência, sua sustentabilidade será prejudicada ao longo do tempo.

Por fim, ressalta-se que não foi possível realizar uma avaliação completa do Programa, conforme a metodologia utilizada, devido a indisponibilidade de alguns indicadores, como os da dimensão econômica.

REFERÊNCIAS

BESSEN, Gina Rizpah. **Coleta seletiva com inclusão de catadores: construção participativa de indicadores e índices de sustentabilidade**. 275 f. Tese. Universidade de São Paulo, Programa de Doutorado em Saúde Pública, São Paulo, 2011.

BRASIL. República Federativa do Brasil. Política Nacional de Resíduo Sólido (PNRS). Lei Federal 12.305 de 2 agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998 e dá outras providências. Brasília, 2010a.

_____. Fundação Nacional de Saúde. **Programas municipais de coleta seletiva de lixo como fator de sustentabilidade dos sistemas públicos de saneamento ambiental na região metropolitana de São Paulo**. Brasília: Fundação Nacional de Saúde, 2010b.

CEMPRE. Compromisso Empresarial para Reciclagem. **Reciclando Ideias: Ciclossoft Demonstra Amadurecimento do Sistema**. Disponível em: <<http://cempre.org.br/cempre-informa/id/113/ciclossoft-demonstra-amadurecimento-do-sistema>>. Acesso em: 25 mar. 2019. Publicado em: 2019

CONKE, L. S.; NASCIMENTO, E. P. do. Coleta seletiva nas pesquisas brasileiras: uma avaliação metodológica. **Revista Brasileira de Gestão Urbana**. Curitiba (PR), n. 10, v.1, jan. /abril, p. 199-212, 2018.

FECHINE, Roberta; MORAES, Luiz Roberto Santos. Matriz de indicadores de sustentabilidade de coleta seletiva com utilização do método Delphi. REEC – **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, vol. 10 – n.1, 2015.

MUCHINSKI, C. M.; PEREIRA, B. B. Avaliação da sustentabilidade do Programa de Coleta Seletiva de Uberlândia, por meio de levantamentos e análise de indicadores sociais, ambientais e econômicos. **GETEC**. Monte Carmelo (MG), n.15, v. 7, p. 89-102, 2018.

PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERLÂNDIA. **Banco de dados integrados (BDI), ano base 2015**. Uberlândia: PMU, 2016. Disponível em: <<http://www.uberlandia.mg.gov.br/2014/secretaria-pagina/56/514/secretaria.html>>. Acesso em: 06 out. 2017.

_____. **Banco de dados integrados (BDI), ano base 2017**. Uberlândia: PMU, 2018. Disponível em: <<http://www.uberlandia.mg.gov.br/2014/secretaria-pagina/56/514/secretaria.html>>. Acesso em: março 2018.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

RIBEIRO, Helena; BESEN, Gina Rizpah. Panorama da coleta seletiva no Brasil: desafios e perspectivas a partir de três estudos de casos. **Revista de Gestão Integrada em Saúde do Trabalhador e Meio Ambiente**, INTERFACEHS, São Paulo: SENAC, v. 2, n. 4, artigo 1, p. 1-18, 2007.



APLICAÇÃO DE COAGULANTES BIODEGRADÁVEIS NO TRATAMENTO DE EFLUENTE INDUSTRIAL DE PROCESSAMENTO DE MILHO

Ingrid da Silva Pacheco¹; Ana Gabriela Tomé Alves²; Marcelo Lima², Amanda Bessa Freitas²; Juliana de Souza Ferreira²; Sheila Cristina Canobre³; Elaine Angélica Mundim⁴ e Fábio Augusto do Amaral³

RESUMO

No tratamento de águas e efluentes, os coagulantes que são utilizados em ampla escala, apesar de comprovada eficiência química, são inorgânicos e não biodegradáveis, como o sulfato de alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$), Policloreto de Alumínio ($\text{Aln}(\text{OH})_m\text{Cl}_{3n-m}$). Sendo que, o uso de coagulantes contendo alumínio, pode proporcionar danos ambientais e preocupações de saúde pública, tornando-se necessário estudos que busquem a substituição desses materiais. Neste contexto, o objetivo desse estudo foi investigar o uso do Tanino Catiônico (TC) individualmente e em conjunto a Hemicelulose Catiônica (HC), compostos naturais, obtidos de fontes renováveis, aplicado como coagulante primário seguido da separação sólido-líquido por sedimentação no tratamento físico-químico realizados em jar test, de um efluente industrial proveniente do processamento de milho. Os diagramas de coagulação foram determinados por interpolação espacial dos dados (pH de coagulação, dosagem de coagulante, com parâmetros de controle de remoção de turbidez) pelo modelo de regressão de *Kringing*. Os resultados apresentaram pontos com 100% da remoção de turbidez, tanto na aplicação de TC, quanto TC/HC (aplicação conjunta na proporção 3:1), onde a menor formação do volume de lodo, medido em cone Imhoff, ocorreu pela aplicação de uma dosagem de 350 ppm de TC, em pH de coagulação 5,65, com formação de 34 mL/L de sólidos sedimentáveis. Já para a aplicação conjunta de TC/HC, a maior remoção de turbidez ocorreu na dosagem de 500 ppm, pH de coagulação 10 e formação de 60 mL/L de volume de lodo, ampliando a faixa de pH de atuação em relação à aplicação do TC. Ambos os materiais analisados se apresentaram como promissores para o tratamento do efluente analisado. Sendo vantajosos por serem provenientes de materiais de fontes renováveis, gerando um lodo de origem orgânica, facilitando à disposição final do mesmo.

PALAVRAS-CHAVE: Coagulantes orgânicos; Hemicelulose catiônica; Efluente industrial.

INTRODUÇÃO

A Resolução do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA n° 430/2011, define o termo efluentes, como sendo “despejos líquidos provenientes de diversas atividades ou processos”. Sendo que, essa corrente de fluido, possui características variáveis, como a composição e a quantidade, pois, está intimamente ligada a fonte do processo gerador. Segundo Cavalcanti (2016), no setor industrial, as partículas que compõem os efluentes podem variar de acordo com o tipo de matéria prima utilizada, porte da indústria, grau de modernidade de seus processos produtivos, nível de automação destes processos, dentre outros. Ademais, o aproveitamento desses rejeitos líquidos industriais não é um

¹ Mestranda em Meio Ambiente e Qualidade Ambiental (PPGMQ-ICIAG/UFU) (ingridspache@gmail.com)

² Graduandos em Engenharia Ambiental (ICIAG/UFU)

³ Professora da Escola Técnica de Saúde (ESTES/UFU)

⁴ Professores do Instituto de Química (IQUFU/UFU)

procedimento simples, sendo esses, então, despejados em corpos hídricos receptores, após o tratamento adequado (CAVALCANTI, 2016).

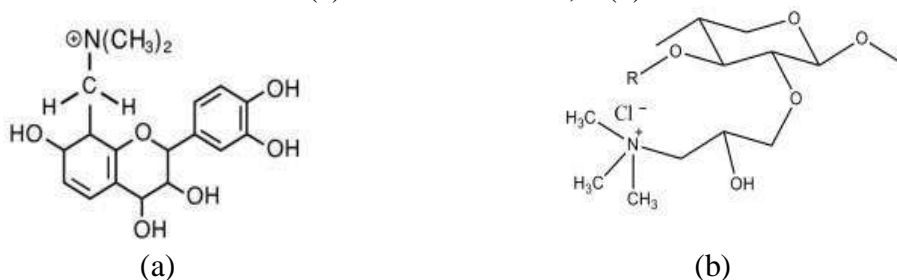
No processo de tratamento de efluentes, a eficiência da **etapa de coagulação** é essencial para o andamento das fases posteriores (floculação, decantação e filtração), a qual ocorre pelo mecanismo de interação entre as partículas do efluente e o coagulante, resultando na formação dos flocos (FLEER, 2010). No entanto, os coagulantes que são utilizados em ampla escala, apesar de comprovada eficiência química, são inorgânicos e não biodegradáveis, como o sulfato de alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$), cloreto de ferro (FeCl_3) e Policloreto de Alumínio ($\text{Al}_n(\text{OH})_m\text{Cl}_{3n-m}$) (CAVALCANTI, 2016). Sendo que, os usos desses compostos, muitas vezes, demandam altas concentrações para serem empregados no tratamento físico-químico, gerando elevado volume de lodo contendo esses elementos, que quando dispostos de forma inadequada, podem ocasionar impactos de ordem ambiental e de saúde pública, devido a presença de metais (BONGIOVANI et al., 2010; RICHER, 2001).

Tendo em vista às consequências associadas ao uso dos coagulantes inorgânicos, surgem alternativas, como o uso de **polieletrólitos orgânicos naturais**, os quais possuem vantagens quanto à segurança para a saúde humana e aos ecossistemas (RONDEAU et al., 2001; OZACAR; SENGIL, 2003; CARVALHO et al., 2010). Em comparação aos coagulantes inorgânicos, os coagulantes naturais, como por exemplo, os derivados de amido, taninos e celulose, em sua maioria são rentáveis, biodegradáveis, possuem baixo teor de toxicidade e são facilmente disponíveis a partir de recursos agrícolas e até mesmo resíduos sólidos de processamentos industriais (OZACAR; SENGIL, 2003; YIN, 2010; LEE; ROBINSON; CHONG, 2014). Além disso, também são benéficos, pois resultam em menor volume de lodo em alguns casos (NDABIGENGESERE, NARASIAH, TALBOT, 1995), o qual pode ser degradado eficientemente por microrganismos (RENAULT et al., 2009).

Os Taninos, vem sendo estudados e aplicados, como novas opções de coagulantes para o tratamento de água e efluentes. São materiais naturais derivados de fontes renováveis, extraídos principalmente da casca da árvore Acácia-negra de reflorestamento. Sendo que, o material já possui uso comercial com alto teor floculante, como o TANFLOC, pertencente a TANAC (Brasil). De acordo com a especificação da empresa, o composto é constituído principalmente de estruturas flavonoides com peso molecular médio de 1,7 kDa e a modificação química inclui um nitrogênio quaternário que dá caráter catiônico ao TANFLOC (TANAC, 2003), gerando o **Tanino Catiônico (TC)**, conforme estrutura demonstrada na Figura 1(a).

Ademais, estudos propõem o uso do resíduo da casca de amendoim para obtenção de hemicelulose, visto que essa contém grandes quantidades de hidroxilas ativas a serem utilizadas para modificação química (RIBEIRO, 2017; GONG et al., 2005), como a cationização da mesma, gerando a **Hemicelulose Catiônica (HC)**, estrutura apresentada na Figura 1(b). Os derivados catiônicos de hemicelulose, geralmente, apresentam elevada solubilidade em água, um aspecto relevante para o uso de polieletrólitos utilizados no tratamento de efluentes (REN et al., 2006; LANDIM et al., 2013).

Figura 1 - Fórmula estrutural de: (a) Tanino catiônico; e (b) Hemicelulose catiônica.



Fonte: (a) Adaptado de TANAC, 2003; (b) LANDIM et al., 2013.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Neste contexto, o objetivo principal do presente estudo foi investigar a remoção de turbidez (%) e o volume dos sólidos sedimentáveis (mL/L) no tratamento do efluente gerado por uma indústria de processamento de milho (indústria alimentícia), localizada na cidade de Uberlândia, Minas Gerais, utilizando como coagulante o TANFLOC SG (Tanino catiônico), cedido pela empresa TANAC e a Hemicelulose catiônica, sintetizada neste trabalho segundo metodologia proposta por Landim et al. (2013), extraída de cascas de amendoim. Deste modo, acredita-se que, o desenvolvimento desta pesquisa, poderá contribuir para estudos de aplicabilidade da hemicelulose catiônica ao tratamento de efluentes industriais.

METODOLOGIA

Caracterização do Efluente

O efluente bruto analisado foi coletado em uma indústria alimentícia multinacional de processamento de grãos (milho e soja), situada na cidade de Uberlândia, Minas Gerais. Para caracterização analítica do efluente deste estudo, foi analisado o índice de turbidez/NTU em um turbidímetro Ap 2000 Policontrol, pH inicial (phmetro Hanna instruments®) e sólidos sedimentáveis (mL/L) em Cone Imhoff®, segundo metodologia NBR 10561. Estes parâmetros de controle foram adotados como os padrões de comparação para a análise do tratamento e determinação da eficiência na remoção de turbidez (%) e das partículas indesejadas presente na amostra, visando também averiguar a formação de volume do lodo após a sedimentação.

Preparo do coagulante Tanino

Para os ensaios de tratabilidade do efluente utilizou-se o coagulante TANFLOC SG (Tanino Catiônico), cedido pela empresa TANAC. Sendo assim, realizou-se uma diluição 1:1, adicionando 83,3 mL de solução de coagulante em um balão volumétrico de 250 mL, o qual foi completado com água destilada. Resultando assim em uma solução de Tanino ca 10%.

Extração e isolamento de Hemicelulose

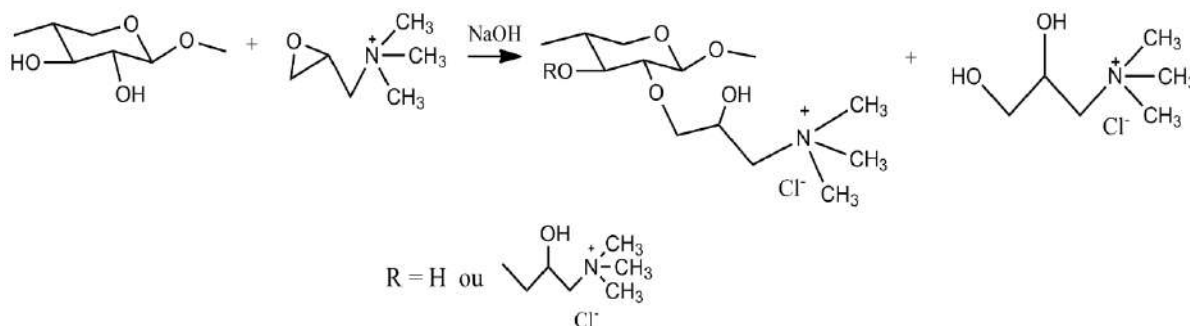
A extração da hemicelulose oriundas do resíduo lignocelulósico da casca do amendoim foi realizada pelo método clorito de sódio ácido, em que é extraído primeiramente a **holocelulose**, produto resultante da extração da lignina e constituída por celulose e hemicelulose (A e B) conforme metodologia de Vieira et al. (2007). A extração sucessiva da holocelulose com NaOH resulta na fração de hemiceluloses da casca do amendoim. A metodologia de separação das hemiceluloses da celulose foi obtida segundo procedimento de Morais, Rosa, Marconcini (2010).

Síntese do derivado de hemicelulose catiônica (HC)

A cationização das hemiceluloses foi realizada pela reação que ocorre entre as hemiceluloses e um agente cationizante 2,3-epoxipropiltrimetilamônio (ETA) por reação de eterificação das funções hidroxilas em meio alcalino, o que resulta na quaternização do polissacarídeo, como representado no mecanismo de reação mostrado na Figura 2, que representa a reação utilizando ETA como agente eterificante e NaOH para promover o meio alcalino, conforme a metodologia descrita por Landin et al. (2013). Nesta metodologia, verifica-se que, inicialmente ocorre a desprotonação de grupos

hidroxilas dos grupos glicosídicos pela ação do hidróxido de sódio, os oxigênios desprotonados atacam os carbonos menos impedidos do epóxido do ETA dando origem ao composto eterificado. A água, sendo um solvente prótico e polar proporciona a solubilidade das hemiceluloses naturais após a adição do hidróxido de sódio, sendo assim, necessário a precipitação das mesmas uma vez que estão solubilizadas (REN et al., 2008).

Figura 1 - Representação esquemática da reação de quaternização (cationização) das hemiceluloses extraídas da casca de amendoim segundo metodologia de Landim et al. (2013).



Fonte: LANDIM et al., (2013).

Coagulante Tanino Catiônico associado a Hemicelulose catiônica

O preparo do do Tanino associado a Hemicelulose catiônica (TC/HC), foi realizado na proporção 3:1, estabelecida por Ribeiro et al. (2017), sendo de 25% de solução de HC para 75% de solução de TC.

Tratamento físico-químico do Efluente Industrial por ensaio de jarro

Os ensaios de tratamento físico-químico foram realizados no Laboratório de Armazenamento de Energia e Tratamento de Efluente (LAETE/UFU) em testes de Jarros (Jartest da marca PoliControl) para coagulação/floculação, seguida da sedimentação. Os ensaios foram realizados para Tanino catiônico (TC) 10% e Tanino/Hemicelulose Catiônica (TC/HC) com as seguintes variações de dosagens: 200; 350 e 500 ppm, utilizando volumes de coagulante: 2; 3,5 e 5 mL. Ademais, com o objetivo de promover a variação do pH de coagulação, foi preparada uma solução de hidróxido de sódio 1 mol L^{-1} , por meio da diluição de 40g de NaOH (peso molecular = 40g/mol) em 1000mL de água destilada.

Sendo assim, a realização dos ensaios em Jartest seguiram os seguintes passos: (i) em cada jarro foi acrescentada 1 L do efluente de estudo, coletada previamente do reservatório de armazenamento; (ii) em seguida os respectivos volumes das soluções de coagulante foram colocados nos frascos dosadores apropriados; (iii) visando realizar uma variação para o pH de coagulação, foram adicionados volumes de base NaOH nos tubos dosadores; (iv) as pás nos jarros foram posicionadas e a agitação foi programada em 250 rpm; (v) por meio do dosador simultâneo, as soluções contidas nos frascos dosadores de coagulante e base foram adicionadas às amostras do efluente bruto e o cronômetro acionado; (vi) após o tempo de 10 segundos para ocorrência da **mistura rápida** em 250 rpm, simultaneamente, foram coletadas por meio do dispositivo de coleta, em um recipiente apropriado, 40 mL de amostra de cada jarro e aferidos os pH de coagulação; (vii) programou-se a **mistura lenta** para 30 rpm durante 15 minutos; (viii) o efluente recém-tratado foi transferido para Cones Imhoff® e após 30 min de decantação, o volume de lodo formado por sedimentação foi aferido e a turbidez remanescente foi medida.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

As medidas de turbidez do efluente bruto foram tomadas anteriormente para comparação com os índices de turbidez finais após sedimentação, de acordo com a equação 1.

$$\text{Eficiência na Remoção de Turbidez (\%)} = \left(\frac{\text{Turbidez inicial} - \text{Turbidez final}}{\text{Turbidez inicial}} \right) \times 100 \quad (1)$$

Os **Diagramas de Coagulação** para ambos os coagulantes foram elaborados por meio dos registros das leituras de pH de coagulação, dosagem de coagulante e os respectivos percentuais de remoção de cor aparente e turbidez, foram transferidos para o programa computacional *Surfer 10*, para interpolação espacial dos dados amostrados em laboratório pelo modelo matemático de regressão de *Kriging* (Krigagem). Visando a estimativa de percentuais com maior remoção de turbidez e pontos não amostrados e assim, sendo possível traçar as curvas de mesma eficiência de remoção.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

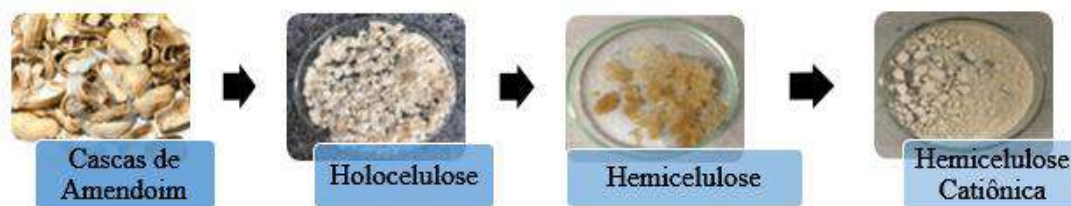
O efluente provindo do processamento de milho apresentava inicialmente os seguintes resultados de caracterização, demonstrados na Tabela 1. Esses parâmetros foram adotados como os padrões de comparação para a análise da eficiência do tratamento.

Tabela 1 – Caracterização do efluente bruto da indústria alimentícia de processamento de grãos.

Parâmetros analisados	Resultados
Turbidez (UT)	196
pH	3,91
Sólidos Sedimentáveis (mL/L)	2
Temperatura (°C)	24
Cor visual	Cinza escuro opaco

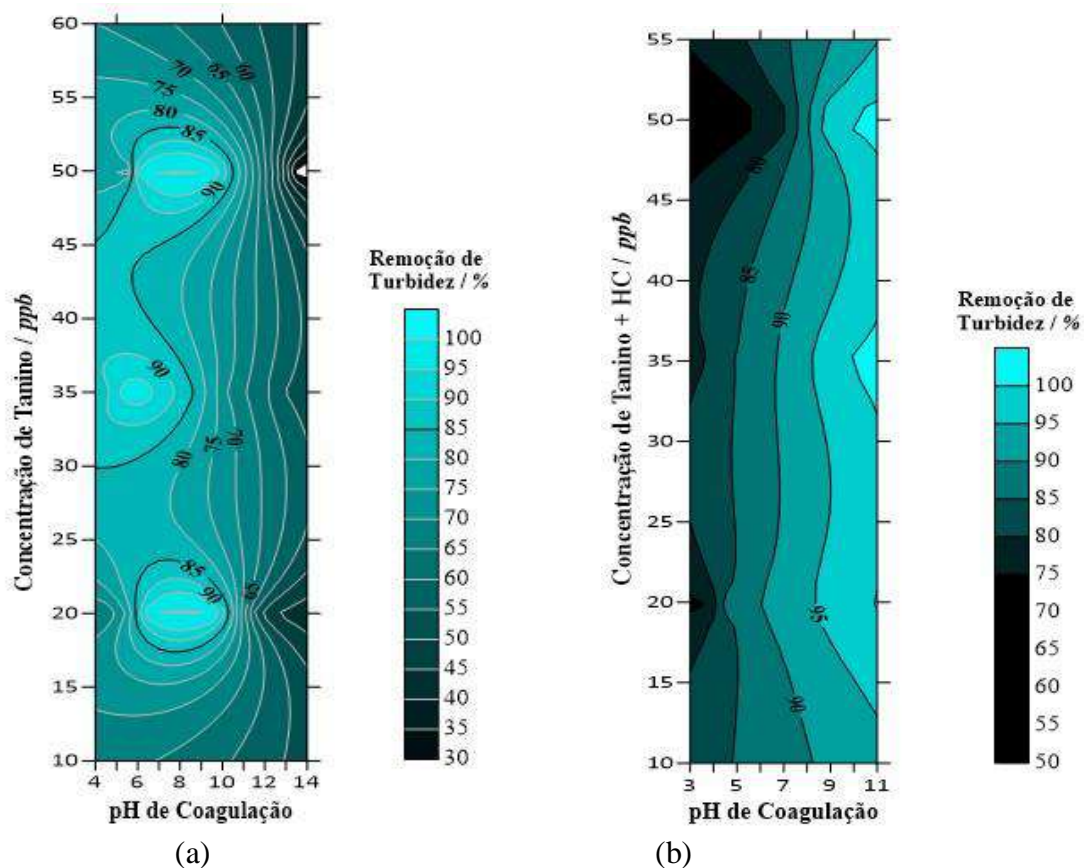
O resultado da extração da hemicelulose catiônica é ilustrado na Figura 3, as quais foram utilizadas em associação a Tanino catiônico para o processo de coagulação do efluente. Os ensaios de coagulação/floculação foram realizados de forma a verificar e comparar o efeito que diferentes dosagens dos coagulantes exerciam sobre a eficiência na remoção de turbidez do efluente bruto, de forma a determinar a concentração e pH de coagulação mais apropriado para o uso dos dois coagulantes estudados (TC e TC/HC). Para isso, em um primeiro momento foi investigada uma faixa de dosagens a fim de se verificar em qual faixa de valores os coagulantes apresentavam as maiores remoções de turbidez, e em seguida, quais desses pontos obtiveram menor formação de sólidos sedimentáveis (volume de lodo).

Figura 3 - Representação esquemática da reação de quaternização (cationização) das hemiceluloses extraídas da casca de amendoim segundo metodologia de Landim et al. (2013).



Os diagramas de coagulação (Figura 4) foram plotados para ambos coagulantes testados, utilizando o método de *Kriging* para interpolação dos pontos. No eixo das abscissas encontram-se os valores de pH de coagulação aferido após 10 segundos de mistura rápida (250 rpm) e no eixo das ordenadas encontram-se as concentrações em ppb, sendo que os valores aplicados em ppm foram convertidos para ppb para fins de melhor visualização do gráfico de interpolação. As curvas indicam pontos de isoeficiências para a remoção de turbidez (%). Uma escala de cores foi utilizada para simplificar a visualização, sendo que nas áreas azul claro estão os valores mais altos de eficiência de remoção de turbidez. Os diagramas de coagulação constituem um mapeamento da efetividade da remoção de turbidez considerando a faixa de varredura de pH em 4 a 14 para o TC e pH 4 a 11 para TC/HC.

Figura 4 – Diagramas de coagulação para remoção de turbidez (%) do efluente industrial de processamento de milho utilizando o coagulante: (a) Tanino catiônico (TC) classe SG e (b) Tanino associado a Hemicelulose Catiônica (TC/HC).





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

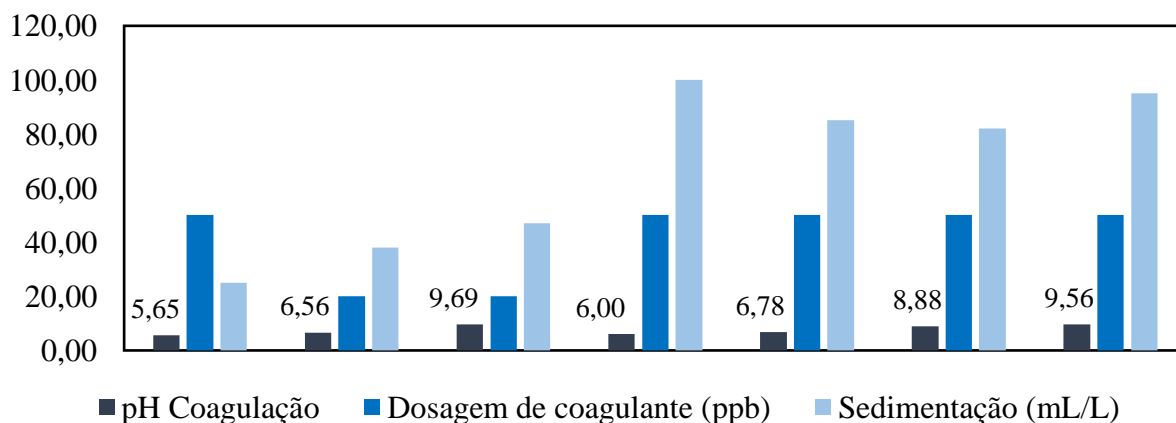
Verifica-se na Figura 4a que na região de pH 6 a 10 há predominância de remoções de turbidez altas (90 a 100%) para a aplicação de dosagens de coagulante em 200 ppm e 500 ppm de TC. Sendo possível afirmar que, para esses pHs a remoção do índice de turbidez é efetiva em conjunto com as dosagens citadas. Ademais, para a concentração de 350 ppm a região de maior remoção acima de 90% esteve em pH 5,5 a 6,5, com 100% de remoção em pH 5,65. Constituindo uma condição favorável para aplicação do tanino ao efluente estudado, visto que esse é predominantemente ácido, excluindo a necessidade de grandes dosagens de base para correção do pH do mesmo. Ademais, nota-se que após a faixa de pH 10, os resultados não se apresentaram satisfatórios, gerando remoções de turbidez entre 70 a 30%, conforme o aumento de OH^- no efluente, demonstrando que possivelmente pHs elevados não são apropriados para atuação do TC para o resíduo líquido estudado.

No entanto, em relação ao coagulante TC/HC, na Figura 4b nota-se que, o pH de melhor coagulação ocorreu acima de 7, com remoção de turbidez na faixa de 90 a 100%. Considerando um ponto ótimo de máxima remoção entre pH 9 a 10 para as concentrações de 350 e 500 ppm de coagulante, sendo um fator positivo, visto que a associação com a HC possivelmente colaborou para a ampliação da faixa de atuação de coagulação do TC.

Ademais, em faixas de pH ácido e neutro o TC/HC demonstrou-se menos eficiente, mas ainda com remoções de turbidez acima de 80%. Relata-se que, Ribeiro et al. (2017) utilizaram as hemiceluloses catiônicas, obtida da palha de milho associada ao tanino catiônico para tratamento de efluente de lavanderia industrial, demonstrando que a associação de TC/HC foi importante para uma remoção de turbidez superior a 95% em pHs superiores ao neutro, assim como demonstrado nesse trabalho.

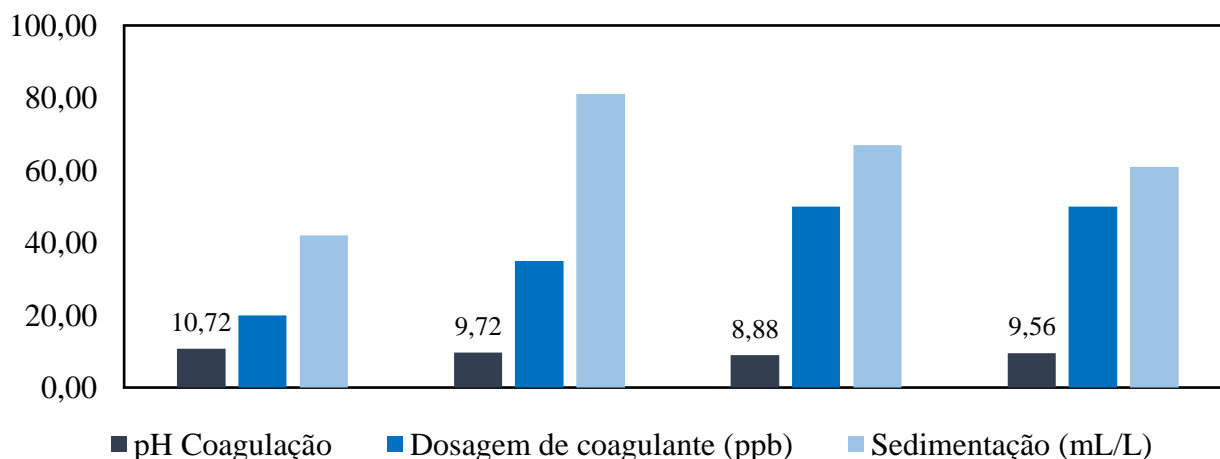
Para a conclusão do ponto de melhor remoção analisou-se também por sedimentação o volume de lodo formado após o processo de floculação. Sendo assim, selecionou-se todos os pontos onde ocorreram 100% de remoção com o uso de ambos os coagulantes e verificou-se a relação de menor formação de volume de sólidos sedimentáveis (mL/L) em Cone Imhoff. Como pode ser observado na Figura 5, dos 7 pontos com remoção de 100% de turbidez, o que apresentou menor volume de lodo formado foi quando aplicou-se **350 ppm, pH de coagulação 5,65 com formação de 34 mL/L de sólidos sedimentáveis**, apresentando o melhor desempenho.

Figura 5 – Sólidos sedimentáveis (mL/L) após tratamento físico-químico do efluente industrial após uso de TC com pontos de 100% de remoção de turbidez.



Já para o uso de TC/HC, nota-se que ocorreram 4 pontos com remoção de turbidez 100%, sendo que o menor volume de sólidos sedimentáveis após tratamento ocorreu no ponto de **pH de coagulação 10, dosagem de 500 ppm e 60 mL/L**.

Figura 6 – Sólidos sedimentáveis (mL/L) após tratamento físico-químico do efluente industrial após uso de TC/HC com pontos de 100% de remoção de turbidez.



CONCLUSÕES

De acordo com os resultados apresentados, para o efluente industrial do processamento de milho, o coagulante Tanino apresentou melhores resultados quando aplicado na faixa de pH de 6 a 10, porém o melhor resultado, com 100% de remoção de turbidez, indicou que a menor formação de lodo foi quando aplicou-se uma dosagem de 350 ppm, em pH de coagulação 5,65, com formação de 34 mL/L de sólidos sedimentáveis. Já quando aplicou-se o coagulante TC/HC, a faixa de atuação de pH do TC foi aplicada, com maior ação em pH na faixa de 9 e 10, com 100% de remoção de turbidez, quando dosado em 500 ppm, pH 10, e formação de 60 mL/L de sólidos sedimentáveis. No entanto, ressaltasse que a partir de pH 7 o coagulante associado demonstrou-se eficiente com remoções de turbidez acima de 80%, apresentando resultados satisfatórios em uma ampla escala de pH.

Comparando os dois coagulantes utilizados nesse estudo, nota-se que ambos apresentaram eficiência de remoção, resultando uma melhor qualidade ao efluente. Portanto, a Hemicelulose catiônica, a qual apresenta-se em fases iniciais de estudo, demonstrou-se ser um material promissor para o tratamento físico-químico de efluente com alta turbidez. Ademais, ambos os coagulantes são vantajosos por serem elaborados a base de materiais de fontes renováveis, reduzindo assim a concentração de ânions sulfatos ao efluente final, quando comparado ao uso de um coagulante convencional inorgânico, podendo gerar um lodo de origem orgânica, e conseqüentemente, melhorar à disposição final do mesmo.

Ademais, enfatiza-se que estudos futuros serão realizados, visando a ampliação de dosagens e maior preenchimento de pontos ao diagrama de coagulação, assim como variação das proporções de associação de TC/HC.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10561**: Águas - Determinação de resíduo sedimentável (sólidos sedimentáveis) - Método do cone de Imhoff. Rio de Janeiro: Copyright, 1988. 2 p.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

BONGIOVANI, M. C.; KONRADT-MORAES, L. C.; BERGAMASCO, R.; LOURENÇO, B.S. S.; TAVARES, C. R. G. **Os benefícios da utilização de coagulantes naturais para a obtenção de água potável.** Acta Scientiarum Technology, 32, 167–170, 2010.

BRASIL, Ministério do Meio Ambiente, Conselho Nacional de Meio Ambiente, CONAMA. **Resolução CONAMA n° 430 de 13 de maio de 2011.** Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=646>>. Acesso em: 1 de outubro de 2019.

CAVALCANTI, J. E. W. A. **Manual de Tratamento de Efluentes Industriais.** São Paulo: Engenho Editora Técnica Ltda. 2016.

FLEER, G. J. **Polymers at interfaces and in colloidal dispersions.** Advances in Colloid and Interface Science, 159, 99–116, 2010.

GONG, R.; DING, Y.; LI, M.; YANG, C.; LIU, H.; SUN, Y. **Utilization of powdered peanut hull as biosorbent for removal of anionic dyes from aqueous solution.** Dyes and Pigments, 64, 489–493, 2005.

LANDIM A. S., RODRIGUES FILHO G., SOUSA R. M. F., RIBEIRO E. A. M., DE SOUZA F. R. B., VIEIRA J. G., ASSUNÇÃO R. M. N., CERQUEIRA D. A. **Application of cationic hemicelluloses produced from corn husk as polyelectrolytes in sewage treatment.** Polímeros Ciência e Tecnologia, v. 23, n. 4, p.468-472, 2013.

LEE, C. S., ROBINSON, J., CHONG, M. F. **A review on application of flocculants in wastewater treatment.** Process Safety And Environmental Protection, v. 92, n. 6, p.489-508, nov. 2014. Elsevier BV.

MORAIS, J. P. S, ROSA, M. F. R, MARCONCINI, J. M. **Procedimentos para análise lignocelulósica,** Campina Grande: EMBRAPA. 36 p, 2010.

NDABIGENGESERE, A., NARASIAH, K. S., TALBOT, B. G. **Active agents and mechanism of coagulation of turbid waters using Moringa oleifera.** Water Research, v.29, p.703-710, 1995.

ÖZACAR, M.; ŞENGİL, İ. **Evaluation of tannin biopolymer as a coagulant aid for coagulation of colloidal particles.** Colloids And Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects, v. 229, n. 1-3, p.85-96, nov. 2003.

RIBEIRO, E. A. M.; DE SOUZA, F. R. B.; AMARAL, F. A.; RODRIGUES FILHO, G.; DE SOUSA, R. M. F.; VIEIRA, J. G.; COSTA, T. F. R.; THOMPSON JUNIOR, J. P.; DE ASSUNÇÃO, R. M. N.; CANOBRE, S. C.. **Utilização de hemiceluloses catiônicas, obtidas a partir do aproveitamento da palha de milho, associadas com tanino para o tratamento de efluentes de lavanderia industrial.** Química Nova, p.17-24, 19 ago. 2016. Sociedade Brasileira de Química (SBQ).

RICHTER, C. A. **Tratamento de lodos de estações de tratamento de água,** Ed. Edgard Blucher Ltda., S. Paulo, 2001.

RONDEAU, V., JACQMIN-GADDA H., COMMENGES, D., DARTIGUES, J-F. **Re: aluminum in drinking water and cognitive decline in elderly subjects: the Paquid cohort**, American Journal of Epidemiology, Oxford University Press (OUP), v. 154, n. 3, p.288-90, 2001.

TANAC. **Manual prático para uso em estações de tratamento de águas de abastecimento**. Montenegro, 2003.

VIEIRA, R. G. P.; RODRIGUES FILHO, G.; ASSUNÇÃO, R. M. N.; MEIRELES, C.S.; VIEIRA, J. G.; DE OLIVEIRA, G. S. **Synthesis and characterization of methylcellulose from sugar cane bagasse cellulose**. Carbohydrate Polymers, v. 67, p.182–189, 2007.

YIN, C.-Y. **Emerging usage of plant-based coagulants for water and wastewater treatment**. *Process Biochemistry*, v. 45, n. 9, p.1437-1444, set. 2010. Elsevier BV.



APLICAÇÃO DE MÉTODOS ESTATÍSTICOS PARA DEFINIÇÃO DE VAZÕES MÍNIMAS NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO BAGAGEM

Carlos Eugenio Pereira¹; Marcio Ricardo Salla² & Rodrigo de Almeida Oliveira Peixoto³

Resumo – A Bacia Hidrográfica do Rio Bagagem é um dos afluentes do Rio Paranaíba, sendo uma região potencialmente agrícola, a demanda pelo uso da água para irrigação torna esse recurso escasso, podendo ocasionar fortes conflitos pelo uso da água. No Alto curso dessa bacia foram instaladas onze estações fluviométricas, onde se tem dados desde o ano de 2005, com a finalidade de monitorar a vazão neste curso de água, e quantificar o uso da água dos mananciais superficiais nas atividades agrícolas, e assim auxiliar no planejamento, em especial do uso da água. Esse trabalho visa determinar as vazões mínimas (Q_{90} e Q_{95}), por meio da curva de permanência, com o intuito de auxiliar no planejamento dessa bacia, em atendimento a um dos instrumentos da Política Nacional Recursos Hídricos (PNRH), que diz respeito à outorga da água.

Palavras-Chave – Vazões Mínimas, Planejamento dos Recursos Hídricos.

1. INTRODUÇÃO

O Rio Paranaíba faz parte da Bacia do Rio Paraná, sendo um dos afluentes do Rio Grande, suas nascentes estão localizadas na mesorregião do Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba e entre os diversos afluentes está o Rio Bagagem, cujas nascentes se encontram nas proximidades da cidade de Iraí de Minas.

Segundo descreve Pessoa (1988), as transformações socioambientais na paisagem agrícola dessa região, iniciaram-se por volta da década de 1970, a partir da implantação de programas de desenvolvimento que foram dirigidos para a região daquele município. Tais programas levaram à região as inovações tecnológicas difundidas no mundo todo pela “a expansão da fronteira agrícola” e provocaram profundas modificações no espaço, substituindo a cobertura vegetal original por modernas plantações de grãos voltados à exportação e à agroindústria, como soja, milho, feijão, trigo e sorgo, que empregam avançadas técnicas de irrigação, controle de pragas e doenças e manejo do solo.

As antigas formas de ocupação, fundadas nas médias e pequenas propriedades familiares, criadoras de gado extensivo e ou com cultivos tradicionais perderam espaço para as grandes e médias propriedades provenientes dos programas de assentamento, que trouxeram produtores do sul do país para essa região, modificando as formas de produção do espaço, interferindo em manifestações culturais e, conseqüentemente, na mentalidade da população local, que consideravam as áreas de chapada como regiões de solos pobres, difíceis de serem manejados e que, atualmente, abrigam as fazendas mais valorizadas no mercado e com os maiores índices de produtividade e lucratividade.

Sendo assim, pode-se imaginar que essas transformações, fizeram com que os Recursos Hídricos do Rio Bagagem sofressem pela má utilização dos mesmos, tendo em vista sua disponibilidade para os múltiplos usos e, os problemas de gestão e manejo que passaram a ganhar

¹ Professor da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Av. João Naves de Ávila, 2121, Campus Santa Mônica, Uberlândia-MG, CEP 38408-100, 34 3239 4170, cepereira@ufu.br

² Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Av. João Naves de Ávila, 2121, Campus Santa Mônica, Uberlândia-MG, CEP 38408-100, 34 3239 4170, marcio.salla@ufu.br.

³ Mestre em Engenharia Civil e Engenharia Química pela Universidade Federal de Uberlândia, Av. João Naves de Ávila, 2121, Campus Santa Mônica, Uberlândia-MG, CEP 38408-100, 34 3239 4170

importância nesta região. Como consequência, nos dias atuais, problemas com relação a conflitos pelo uso da água tem ocorrido.

Um dos instrumentos da Política Nacional dos Recursos Hídricos (PNRH) é a outorga do uso da água, assim esse estudo busca auxiliar no planejamento dos Recursos Hídricos nessa região, considerando a disponibilidade hídrica da bacia em questão. Para isso, determinou-se pelo uso de métodos estatísticos as vazões Q_{90} e Q_{95} em onze postos fluviométricos instalados no Alto Rio Bagagem, inicialmente pelo traçado da curva de permanência, que segundo é descrito em Cruz e Tucci (2008) é a frequência com que as vazões são encontradas em uma seção fluviométrica, sendo representada pelo complemento da função de distribuição cumulativa de probabilidade de vazões ou a probabilidade de exceder as vazões.

2. METODOLOGIA

A Bacia Hidrográfica do Rio Bagagem se localiza na intersecção das coordenadas geográficas de $18^{\circ} 52'$ – $19^{\circ} 01'$ de latitude sul e $47^{\circ} 24'$ – $47^{\circ} 38'$ de longitude oeste de Greenwich, no domínio dos Planaltos e Chapadas da Bacia Sedimentar do Paraná, na porção sudoeste do Cerrado brasileiro. Possui como altitude máxima 1085 m e mínima de 821 m, com uma área total de 288,89 km².

Os dados de vazão em cada curso de água foram obtidos por meio de onze estações fluviométricas instaladas na bacia hidrográfica do Alto Rio Bagagem, sendo proprietária a ASSO BAG (Associação dos Usuários da Água da Bacia do Rio Bagagem).

Em particular nessa bacia o posto intitulado como número 15 apresenta uma série de dados de vazões com 60 anos, essa estação fluviométrica instalada nas proximidades da cidade de Iraí de Minas, recebe o código número 60145000 da Agência Nacional de Águas (ANA), de onde se obteve a série de dados no período de 1952 a 2011. A vazão Q_{90} calculada deste posto foi comparada com os mesmos dados de vazão obtidos no intervalo de tempo entre 2005 a 2011, com a finalidade de comparação entre as vazões, pois esse período abrange uma época relativamente chuvosa na região.

Entende-se que os resultados encontrados para a série com maior número de dados poderão servir como estimativa de vazões mínimas para os outros pontos, que só dispõe de uma série de sete anos de dados.

Para calcular a vazão Q_{90} é necessário obter a curva de permanência de vazões. Essa curva é determinada através de método estatístico, que parte da organização das vazões médias diárias observadas em ordem decrescente, dentro do período estudado. Em seguida, defini-se a amplitude da variação das vazões (A), ou seja, a variação das vazões máximas e mínimas, o número de intervalos de classe (N), definido como a raiz quadrada do número de dados de vazões médias (n) e K como a amplitude do intervalo de classe, sendo este último a relação entre a amplitude e o número de intervalos de classe, viabilizando a elaboração dos intervalos de classe, dentro dos quais, pode-se verificar a quantidade de vazões de cada intervalo, com os dados de vazões dispostos em ordem decrescente, e obter a frequência absoluta ou o número de dados que correspondem àquele intervalo.

Com o número de dados de cada intervalo de classe procedem-se ao cálculo da frequência relativa, determinada como a relação entre a frequência absoluta e o número de dados e da frequência relativa acumulada. Por fim, a curva de permanência das vazões é obtida por meio do gráfico com as vazões nas ordenadas e a correspondente frequência relativa acumulada nas abscissas.

Considerando que as vazões Q_{90} e Q_{95} correspondem aos valores de vazão cuja frequência relativa acumulada é de 90% e 95% e, que esse corresponde ao percentual de vezes em que a



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

mesma foi igualada ou superada, pela leitura do gráfico, obtém-se valores de vazões que apresentam em torno de 5% a 10% de ocorrerem. Essas vazões foram determinadas para onze postos instalados no Alto Rio Bagagem e os resultados são apresentados no item seguinte.

3. RESULTADOS

A Tabela 1 apresenta a localização e a numeração que as Estações Fluviométricas receberam e onde deságuam os cursos de água correspondentes.

Tabela 1 – Localização das Estações Fluviométricas de acordo com o curso de água

Nome do Curso de Água	Onde deságua os Cursos de Água	Número da Estação Fluviométrica
Córrego das Pontas	Afluente do Ribeirão Bagagem	18
Córrego Lebre	Afluente do Ribeirão Bagagem	17
Vereda do Pantaninho	Afluente do Ribeirão Bagagem	16
Córrego Paiol	Afluente do Ribeirão Bagagem	14
Ribeirão Bagagem	Afluente do Rio Bagagem	15
Vereda da Pindaíba	Afluente do Córrego Brejão	06
Córrego Brejão	Afluente do Ribeirão Bagagem	13
Córrego Vazante	Afluente do Ribeirão Bagagem	12
Córrego da Vereda	Afluente do Rio Bagagem	11
Rio Bagagem	Afluente do Rio Paranaíba	10
Rio Bagagem	Afluente do Rio Paranaíba	09

A Tabela 2 apresenta os resultados alcançados para a Estação Fluviométrica número 15, com sete anos de dados e localizados nas proximidades da cidade de Iraí de Minas. A curva de permanência foi montada considerando a média das vazões nos intervalos de classe, em m³/s e a frequência relativa acumulada, em porcentagem.

A coluna (1) numera as classes, as colunas (2) e (3) define os intervalos de classe, a coluna (4) a média dos intervalos de classe, as colunas (5) e (6), respectivamente, são apresentados o número de vazões por intervalo de classe e os correspondentes acumulados e as colunas (7) e (8) os valores calculados das frequências relativas e seus acumulados.

Tabela 2 – Cálculo da Frequência Relativa Acumulada em função das Vazões Médias para o Ponto 15

Classe	Intervalo de Classes		Média das Vazões nos Intervalos de Classe	Frequência a Absoluta (%)	Frequência Absoluta Acumulada (%)	Frequência Relativa (%)	Frequência Relativa Acumulada (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1	1,39	2,89	2,14	5	5	5,95	5,95
2	2,89	4,39	3,64	7	12	8,33	14,29
3	4,39	5,89	5,14	23	35	27,38	41,67
4	5,89	7,39	6,64	28	63	33,33	75,00
5	7,39	8,89	8,14	18	81	21,43	96,43
6	8,89	10,39	9,64	2	83	2,38	98,81
7	10,39	11,89	11,14	0	83	0,00	98,81
8	11,89	13,39	12,64	0	83	0,00	98,81
9	13,39	14,89	14,14	1	84	1,19	100,00

A Figura 1 apresenta a curva de permanência para o posto número 15, sendo utilizados para o cálculo os dados do período de 2005 a 2011, os valores verificados para as vazões mínimas Q_{90} e Q_{95} foram respectivamente de 4,50 e 4,00 m^3/s , muito superior as encontradas quando se compara com os resultados da mesma curva utilizando-se dados dos 60 anos de leituras, cujos resultados são apresentados na Figura 2. Na leitura da Q_{90} o valor encontrado foi de 0,80 m^3/s , em torno de cinco vezes menor que a registrada com menor número de dados.

A série histórica de vazões nesse ponto é bem abrangente, e pode auxiliar na estimativa das vazões mínimas para os outros pontos, considerando que existe relação entre todos os pontos nessa bacia.

Ambas as curvas de permanência apresentam forte declividade, o que pode indicar que a bacia hidrográfica em estudo apresenta maior potencialidade de ocorrência de cheias e vazões mínimas reduzidas, o que corrobora com o gráfico da curva de permanência da Figura 2 e a necessidade de um número maior de dados para essa estimativa.

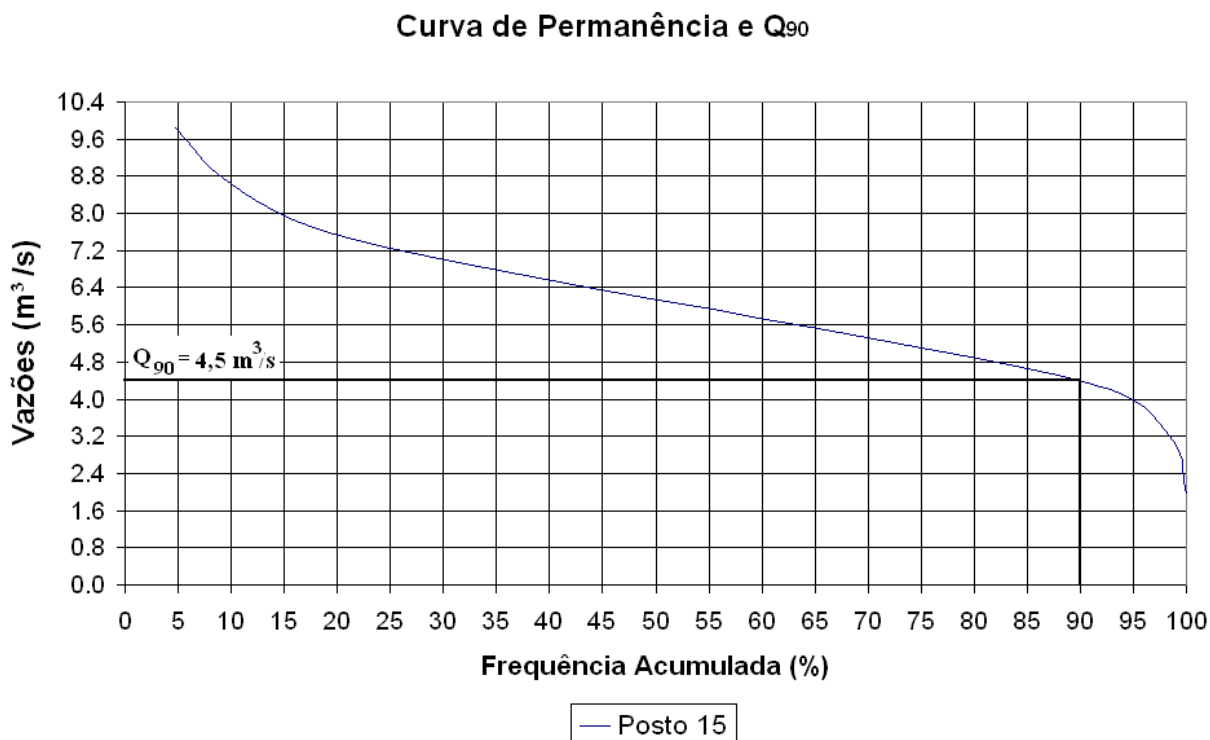


Figura 1 – Curva de Permanência para o cálculo das vazões Q_{90} e Q_{95} no Posto 15 em Iraí de Minas – Dados de 2005 a 2011.



Curva de Permanência e Q_{90} - Posto 15 - 60145000

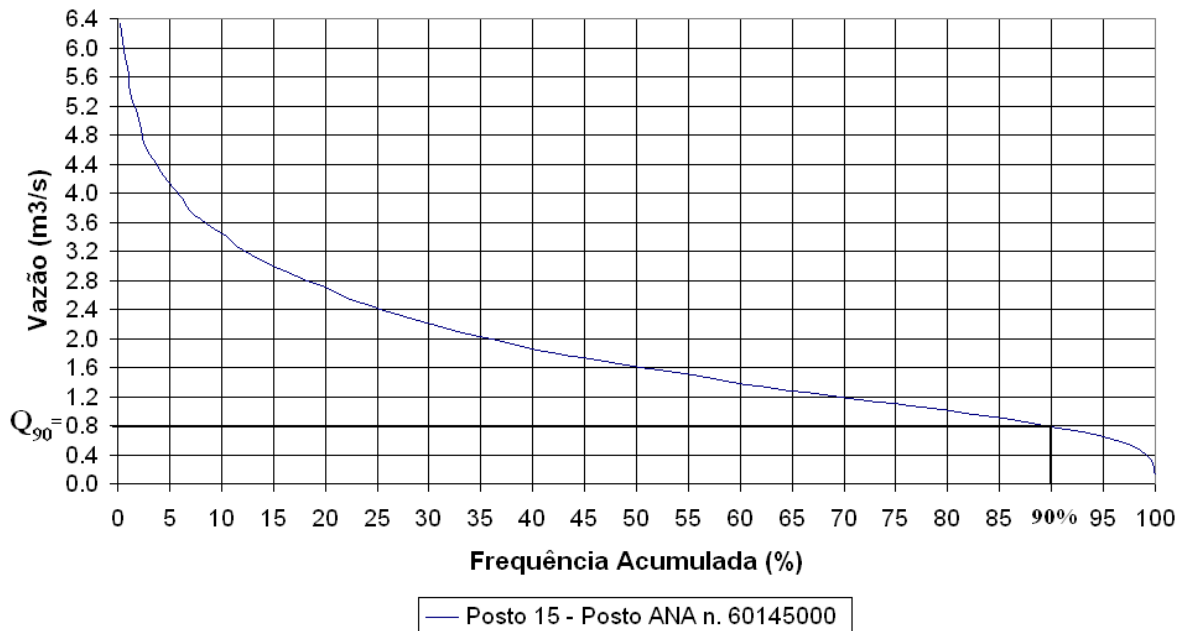


Figura 2 – Curva de Permanência para o cálculo das vazões Q_{90} e Q_{95} no Posto 15 (Código do Posto 60145000) – Irai de Minas.

A Tabela 3 apresenta os resultados das vazões de referência para os Postos Fluviométricos estudados dentro do período de sete anos de coleta de dados (2005 e 2011). A partir desses resultados é possível estimar as vazões utilizáveis dentro da Bacia Hidrográfica estudada para os diversos fins, abrangendo especialmente irrigação e abastecimento público.

Tabela 3 – Vazões de referência para o Rio Bagagem

Curso de Água	Número da Estação Fluviométrica	Vazão Q_{90} (m³/s)	Vazão Q_{95} (m³/s)
Rio Bagagem	09	10,76	6,60
Rio Bagagem	10	5,90	4,00
Córrego da Vereda	11	0,65	0,50
Córrego Vazante	12	0,57	0,48
Córrego Brejão	13	1,27	0,90
Vereda da Pindaíba	06	0,37	0,30
Córrego Paiol	14	1,60	1,15
Ribeirão Bagagem	15	4,50	4,00
Vereda do Pantaninho	16	0,52	0,38
Córrego Lebre	17	1,00	0,75
Córrego Duas Pontas	18	0,44	0,34

4. CONCLUSÕES

A bacia hidrográfica do Rio Bagagem historicamente vem sendo utilizada principalmente para irrigação das mais diferentes lavouras, sabe-se que esse tipo de uso requer uma quantidade significativa de água, sendo necessários estudos voltados para a quantificação desse recurso, em especial para o conhecimento das vazões mínimas e da capacidade de armazenamento em reservatórios, para utilização em especial nas épocas de estiagem. Existe também a necessidade de reestruturação no uso do solo, em especial nas áreas de recarga de aquíferos.

Com base em dados de vazões de sete anos foi possível determinar, por meios estatísticos as curvas de permanência e definir as vazões mínimas em diversos pontos, contudo, após comparação dos resultados em um posto fluviométrico, com maior número de dados, verificou-se que será necessário acrescer uma quantidade mais significativa de dados, para que esses possam expressar de maneira mais significativa os resultados alcançados.

No intuito de auxiliar a Associação de Usuários de água dessa bacia na gestão do uso da água pelos produtores rurais e melhorar a outorga da água este trabalho pode ser útil, já que se deve ter uma estimativa da mínima vazão presente na bacia para que se possa saber a quantidade que poderá ser utilizada e assim estar de acordo com a Política Nacional dos Recursos Hídricos (PNRH) e manter a quantidade suficiente para as gerações futuras.

REFERÊNCIAS

- CRUZ, J. C., & TUCCI, C. M. (2008). Estimativa da disponibilidade hídrica através da curva de permanência. *Revista Brasileira de Recursos Hídricos*, 13(1), 111-124.
- PESSOA, V. L. S. (1988). *Ação do Estado e as transformações agrárias no cerrado das zonas de Paracatu e Alto Paranaíba (MG)*. Tese (Doutorado em Geografia) – Universidade Estadual de São Paulo, Rio Claro.
- RIGHETTO, A.M. (1998). “Métodos Estatísticos e Quantificação da Chuva” in. *Hidrologia e Recursos Hídricos*. EESC/USP São Carlos. pp. 157 - 226.
- TUCCI, C.E.M. (2000). “Regionalização de Vazões”, in. *Hidrologia, Ciência e Aplicação*. Org. por Tucci, C. E.M. ABRH, ed. UFRGS: Porto Alegre – RS, pp.573 - 619.
- as. Porto Alegre: Ed. ABRH, 197 p. 2010.



AVALIAÇÃO DA PREVISÃO DO TEMPO PRODUZIDA PELO MODELO ETA COM O USO DE RADAR METEOROLÓGICO

Maiane Ribeiro Silva¹; Carlos Eugenio Pereira²; Márcio Ricardo Salla²

RESUMO

Os modelos numéricos de previsão do tempo são ferramentas essenciais para o planejamento urbano, uma vez que este informa com vários dias de antecedência a ocorrência de fenômenos naturais. A validação do desempenho dos modelos é de suma importância, pois permite avaliar a capacidade dos mesmos em captar os processos físicos da atmosfera. Com o intuito de avaliar a previsão do tempo para a cidade de Gama-DF e suas proximidades, este trabalho irá utilizar o modelo numérico regional ETA a fim de verificar a acurácia de suas previsões. Outro objetivo será o uso de dados de radar meteorológico nessa verificação. Através deste estudo espera-se verificar as previsões de precipitações calculadas pelo modelo ETA, onde essas previsões possam ser confrontadas com os dados de precipitação estimadas pela refletividade do radar.

PALAVRAS-CHAVE: Modelo numérico, radar, previsão do tempo.

INTRODUÇÃO

A simulação de complexos sistemas físicos utilizando modelos numéricos de previsão do tempo é uma representação matemática aproximada da realidade (SAMPAIO e DIAS, 2014). Tal simulação é feita a partir de uma condição inicial, em um momento estático, que efetua a simulação do movimento atmosférico, fornecendo a previsão do tempo para vários dias. A habilidade de prever o tempo (meteorológico) e o clima se intensificou nas últimas décadas, principalmente, em função do avanço no entendimento dos processos que controlam a evolução do estado da atmosfera, e dos componentes do sistema climático, o que possibilitou estimar com antecedência eventos como as precipitações.

Os Modelos de Circulação Geral da Atmosfera (MCGAs) possibilitam prever as condições climáticas para vários dias em diferentes regiões. Tais modelos podem ser globais ou regionais, sendo ambos capazes de simular os processos atmosféricos responsáveis pela mudança do tempo. No entanto para obtenção de informações mais detalhadas da atmosfera, os modelos regionais (ou de área limitada) são mais eficientes, pois, simulam as condições atmosféricas em pequenas porções do planeta (YNOUE et al., 2014).

O uso de modelos de circulação geral da atmosfera no Brasil, com a finalidade de previsão de tempo e simulações climáticas é relativamente recente, e teve início no final de 1994 com a inauguração do Centro de Previsão de Tempo e Clima (CPTEC) e o Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais (INPE) em Cachoeira Paulista - SP (COSTA, 1997). A fim de detalhar melhor os fenômenos atmosféricos, o CPTEC utiliza o modelo numérico regional ETA, usado para fins de pesquisa e operação. Para sua execução são necessárias as variáveis de prognóstico (vento, temperatura, umidade e pressão atmosférica) e condições de contorno que fornecem a tendência das variações prognósticas nas bordas do domínio do modelo (KALNAY, 2003).

O constante estudo da meteorologia vem desencadeando o surgimento de várias técnicas para verificação do acerto da previsão do tempo, tais como: comparações de dados previstos por modelos numéricos e de redes de estações meteorológicas, radares meteorológicos, satélites e radiossondas. Bassan (2014) afirma que o estudo deve ser efetuado para cada região de domínio do

¹ Mestranda em Engenharia Civil (FECIV/UFU), (eng.maianeribeiro@gmail.com).

² Professores da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (cepereira@ufu.br, márcio.salla@ufu.br).

modelo de previsão do tempo e clima, pois a resolução espacial horizontal do modelo, a topografia, o conjunto de dados meteorológicos de entrada, na região, dentre outros fatores, podem influenciar também no resultado das previsões.

De acordo com Silveira et al. (2011) as previsões numéricas de precipitação fornecem informações importantes para diversos setores da sociedade, principalmente para aquelas sensíveis a essa variável atmosférica, como os recursos hídricos. A possibilidade de prever eventos de precipitação permite que decisões possam ser tomadas, para que os impactos de tais eventos sejam minimizados, reduzindo assim, o grau de vulnerabilidade de uma determinada região.

Diante deste contexto, justifica-se o desenvolvimento do presente estudo, com o intuito de avaliar o desempenho do modelo numérico regional ETA, e indicar de forma objetiva os resultados de suas previsões do tempo. Será apurada a qualidade das previsões de precipitação do ETA, considerando a importância do elemento chuva nas questões de eventos de cheias em áreas urbanizadas. Outro objetivo almejado é desenvolver uma metodologia para usar dados de radar meteorológico nessa verificação.

METODOLOGIA

Etapa preliminar

A etapa preliminar foi dedicada à escolha da área de estudo, que irá utilizar dados do radar meteorológico localizado na cidade de Gama no Distrito Federal, conforme Figura 1.

Figura 1 – Localização área de estudo



Fonte: <https://www.redemet.aer.mil.br/> (2019).

Radar de Gama-DF

O radar é um equipamento de sensoriamento remoto ativo, que faz varreduras e detecção de obstáculos por meio da emissão e recepção de ondas eletromagnéticas. O radar realiza coleta de ondas de forma volumétrica dentro de um círculo com raio de 240 km, com centro no radar meteorológico. Essas informações coletadas são registradas em coordenadas de azimute e elevação.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

O radar de Gama funciona ininterruptamente sendo operado pelo DECEA (Departamento de Controle do Espaço Aéreo Brasileiro).

Alguns erros podem ocorrer nos ecos produzidos pelos radares devido à refração (desvio do feixe indicando lugar errado da precipitação), atenuação (precipitação sobre o radar), situações de inversões térmica, onde a temperatura do ar próxima à superfície é maior que a temperatura do ar na camada superior adjacente ao radar. Nesse contexto, a imagem gerada pelo radar será tratada utilizando um *Software* como o ENVI na tentativa de remover as possíveis falhas.

Modelo numérico de previsão do tempo ETA

Para o desenvolvimento deste trabalho foi escolhido o modelo numérico ETA. As condições iniciais de execução do mesmo são fornecidas pelo CPTEC (Centro de Previsão de Tempo e Estudos Climáticos) através de uma área de *download* para usuários cadastrados em seu site (<http://bancodedados.cptec.inpe.br/downloadBDM/>). Sua execução inicia-se com a resolução das equações básicas que descrevem o comportamento da atmosfera (Figura 2), apresentando valores das variáveis como vento, temperatura, umidade do ar, pressão atmosférica especificadas na grade do modelo. Em termos simples são essas as condições iniciais que possibilitam a integração do modelo no tempo para determinar a evolução temporal da atmosfera, resultando na previsão.

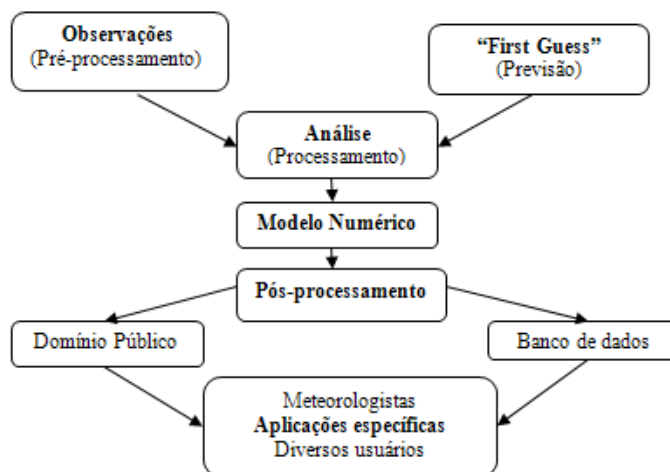
Figura 2 - Descrição dos processos fundamentais que ocorrem na atmosfera.

Equação	Descrição
$\frac{\partial \vec{V}}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla \vec{V} = -\frac{\nabla p}{\rho} - 2\vec{\Omega} \times \vec{V} + \vec{g} + \vec{F}_v$	Conservação do movimento: Força = massa . aceleração Descreve como o movimento horizontal do ar (o vento meridional: norte-sul e o vento zonal: leste-oeste) evolui ao longo do tempo cronológico.
$C_p \left(\frac{\partial T}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla T \right) = \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dt} + Q + F_T$	Conservação da energia: entrada de energia = aumento da energia interna + trabalho realizado Descreve quais mudanças na temperatura do ar resultam da adição/subtração de calor ou devido à expansão/compressão do ar.
$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla \rho = -\rho \nabla \cdot \vec{V}$	Conservação da massa: A soma dos gradientes do produto da densidade e velocidade do vento nas 3 direções ortogonais é zero. Descreve que a massa do volume de ar não muda, ou seja, a massa que entra no volume de ar é igual à massa que sai.
$\frac{\partial q}{\partial t} + \vec{V} \cdot \nabla q = \frac{S_q}{\rho} + F_q$	Conservação da água: Descreve o complexo transporte de água em suas diversas formas e estágios dentro do ciclo hidrológico.
$p = \rho \cdot R \cdot T$	Conservação do estado: Descreve a relação entre a pressão, o volume, a temperatura e quantidade de um gás ideal.

Fonte: YNOUE et al., (2014).

O modelo ETA inicialmente opera no módulo de processamento, o qual é responsável pela geração das condições iniciais. Em síntese esta etapa tem como objetivo criar um conjunto de dados com espaçamento horizontal uniforme a ser fornecido como condição inicial. Na fase do pós-processamento com os arquivos resultantes, são criadas as variáveis de ambiente, arquivos de dados, tabelas e programas auxiliares do próprio modelo. A seguir é possível visualizar de forma abreviada as etapas de uma previsão numérica do tempo (PNT) conforme Figura 3.

Figura 3 - Etapas da previsão numérica do tempo



Fonte: Compilação do autor (2019).

Os resultados do ETA são apresentados em uma grade cartesiana, posicionando os pontos descritos em latitude e longitude, em escala temporal. Para a leitura e interpretação dos resultados será necessário utilizar o *Software* GrADS e a linguagem de programação R, ambos oferecem facilidades para trabalhar com dados referenciados no espaço e tempo.

RESULTADOS ESPERADOS

Por meio deste estudo espera-se verificar as previsões de precipitações calculadas pelo modelo ETA para a região da cidade de Gama e suas proximidades, onde essas previsões possam ser confrontadas com os dados de precipitação estimadas pela refletividade do radar. Espera-se avaliar de duas formas: primeiro, considerando somente a ocorrência do evento chuva, segundo levar em consideração a quantificação da chuva. Assim será possível avaliar se os resultados poderão ser utilizados para auxiliar no planejamento, principalmente em áreas urbanizadas.

REFERÊNCIAS

BASSAN, J. M. **Avaliação da chuva produzida pelo modelo ETA de previsão do tempo para o estado de São Paulo com uso de radar meteorológico para aplicações agrícolas**. 2014. 73 f. Tese (Doutorado) - Curso de Agronomia, Faculdade de Ciências Agrônomicas, Universidade Estadual Paulista, Botucatu, 2014.

COSTA, P. N. F. **Verificação do modelo de circulação geral da atmosfera do CPTEC/COLA: ciclo hidrológico e processos de superfície**. 1997. 83 f. Dissertação (Mestrado)-Curso de Meteorologia, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, São José Dos Campos, 1997.

KALNAY, E. **Atmospheric Modeling: Data Assimilation and Predictability**. Cambridge: Cambridge University Press, 2003.

SAMPAIO, Gilvan; DIAS, Pedro Leite da Silva. **Evolução dos modelos climáticos e de previsão de tempo e clima**. Revista USP, São Paulo, n. 103, p.41-54, 2014.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

SILVEIRA, Cleiton da Silva et al. **Verificação das previsões de tempo para precipitação usando ensemble regional para o estado do Ceará em 2009**. Revista Brasileira de Meteorologia, [s.i], v. 26, n. 4, p.609-618, 2011.

YNOUE, Rita Yuri et al. **Previsão de tempo e clima**. 2011. Disponível em:
<https://midia.atp.usp.br/plc/plc0009/impressos/plc0009_12.pdf>. Acesso em: 07 jul. 2019.



AValiação da remoção de carbono orgânico total de efluente contaminado com cromo por cultura mista na presença de campo magnético

Gustavo Cezar Delatin¹; Roseli Mendonça Dias²; Vicelma Luiz Cardoso³; Miriam Maria de Resende³

RESUMO

Os impactos ambientais gerados pelo lançamento nos cursos d'água de efluentes industriais contendo cromo e matéria orgânica despertou o desenvolvimento de técnicas sustentáveis para o tratamento desses efluentes. Com o intuito de aumentar a eficiência de remoção de cromo total e carbono orgânico total (COT) de um efluente sintético em biorreatores, este estudo objetivou quantificar a remoção de COT durante a remoção de cromo total de efluente sintético por cultura mista usando biorreator com a presença de campo magnético. Dois biorreatores foram utilizados, sendo um com ímãs permanentes gerando campo magnético na frequência de 5 Hz e o outro sem campo magnético. A concentração inicial de cromo hexavalente utilizada nos experimentos foi de 100 mg/L. O efluente sintético recirculou durante 24 h pelos biorreatores. Após esse período, a remoção de cromo total pelos biorreatores com e sem campo magnético foi de 23,1% e 9,52%, respectivamente. A remoção de COT correspondeu a 26,5 % e 22,5 % para os biorreatores com e sem campo magnético, respectivamente, ao fim do mesmo período analisado. Notando que, a partir dos experimentos realizados, o campo magnético aumenta a remoção de cromo e COT.

PALAVRAS-CHAVE: carbono orgânico total, cultura mista, efluente.

INTRODUÇÃO

Os efluentes industriais são descartados direta ou indiretamente em recursos hídricos naturais tanto em países em desenvolvimento quanto em subdesenvolvidos, muitas vezes sem tratamento adequado, tornando-se um grande problema ao meio ambiente (SHAKOORI, MAKHDOOM e HAQ, 2000).

O consumo de oxigênio dissolvido pelos micro-organismos nos seus processos metabólicos de utilização e estabilização da matéria orgânica é o principal problema de poluição de cursos d'água causado pela matéria orgânica contida nos efluentes (VON SPERLING, 2005).

Um dos metais pesados mais tóxicos descarregados por indústrias, o cromo gera impacto ambiental negativo, visto a potencial contaminação de seres vivos. A qualidade das águas está ameaçada pela presença desse contaminante por sua toxicidade para organismos biológicos, alta solubilidade e mobilidade do Cr (VI) (ESHAQ et al., 2015).

As técnicas sustentáveis que fazem uso do campo magnético para remoção de cromo e carbono orgânico total vêm se desenvolvendo ao longo dos anos, adquirindo resultados satisfatórios de remoção (DIAS et al. (2016), MOURA et al. (2015), LEBKOWSKA et al. (2011).

Assim, o objetivo deste estudo foi quantificar a remoção de carbono orgânico total (COT) de efluente sintético contaminado com cromo por cultura mista em biorreator com campo magnético.

1 Graduando em Engenharia Química (FEQ/UFU), bolsista de Iniciação Científica (gustavodelatin@gmail.com)

2 Professora da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (rmdias@ufu.br)

3 Professoras da Faculdade de Engenharia Química (FEQ/UFU) (vicelma@ufu.br, mresende@ufu.br)

METODOLOGIA

Para acompanhar o comportamento da remoção da concentração de carbono orgânico total (COT) durante a remoção de cromo de efluente contaminado foram utilizados os biorreatores desenvolvidos por Dias et al. (2017). Os biorreatores tubulares possuíam 90 cm de comprimento e 2 cm de diâmetro, com volume de 283 mL cada. Um dos biorreatores possuía 6 grupos de 20 ímãs de neodímio de tamanho 10 mm x 4 mm x 2 mm fixados na parede do tubo e espaçados de 1 cm. O outro biorreator foi confeccionado sem ímãs para controle.

Os biorreatores operaram com uma vazão de 28,3 cm³/s cada, gerando uma frequência de campo magnético de 5 Hz, a qual foi calculada em função da velocidade de escoamento. A intensidade do campo magnético foi de 16,2 mT e medida por um Gaussmeter modelo HT201.

A composição do efluente sintético consistiu de micro-organismos, meio de cultura e íons de cromo hexavalente (Cr VI). O efluente sintético (600 mL em cada biorreator) foi bombeado por uma bomba peristáltica Watson Marlow, modelo 520S, durante 24 h. Amostras de 10 mL foram retiradas em intervalos de duas horas para análise.

Os micro-organismos de cultura mista foram cultivados em meio de cultura com composição de NH₄Cl (1,0 g/L), MgSO₄.7H₂O (0,2 g/L), CaCl₂.2H₂O (0,001 g/L), CH₃COONa.3H₂O (6,0 g/L), K₂HPO₄ (0,5 g/L), FeSO₄.7H₂O (0,001 g/L) e Levedura Cervejeira Residual (3,0 g/L) (Dermou et al., 2005). Estes micro-organismos já estavam adaptados ao cromo no laboratório da Faculdade de Engenharia Química da UFU. A concentração inicial de Cr (VI) no efluente foi de 100 mg/L, tendo como fonte o dicromato de potássio (K₂Cr₂O₇).

A concentração inicial do COT consistiu no carbono do CH₃COONa.3H₂O (a contribuição de 6 g/L de CH₃COONa.3H₂O será aproximadamente 1,4 g/L de carbono) e da Levedura Cervejeira Residual (a contribuição de 3 g/L de Levedura Cervejeira Residual será aproximadamente 1,1 g/L, uma média de 38,5% de carbono, variando devido à marca).

A concentração do COT foi determinada pela técnica de combustão catalítica a alta temperatura e empregando o aparelho analisador Total Organic Carbon Analyzer TOC-L CPH/CPN da Shimadzu e a concentração de cromo total pelo espectrofotômetro de absorção atômica AA-7000 da Shimadzu.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

O comportamento da concentração de COT nos experimentos realizados pode ser observado pela Figura 1. A concentração final de COT no biorreator com campo na frequência de 5 Hz ficou em 1840 ± 25,4 mg/L e remoção de 26,5 % e no biorreator sem campo 1940 ± 19,0 mg/L e remoção de 22,5 %, após 24 h de recirculação do efluente pelo biorreator e 7 h e 32 min de aplicação de campo magnético. A remoção de cromo total foi de 23,1% e 9,52% pelos biorreatores com e sem campo, respectivamente.

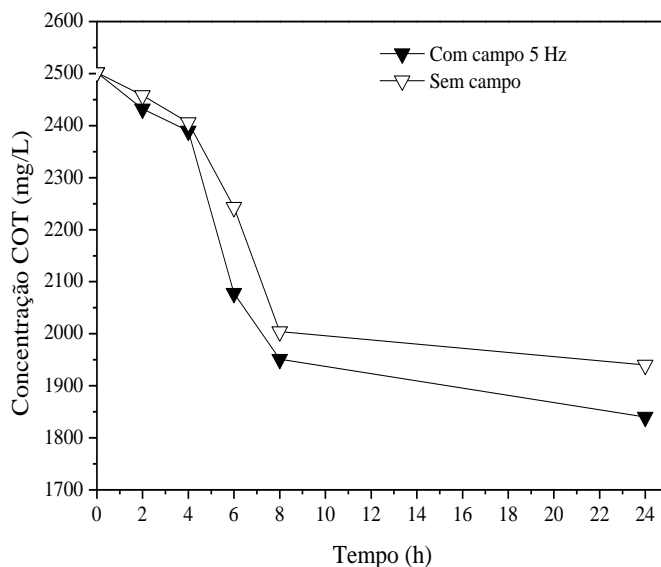
Estes resultados mostram menor concentração de cromo e COT no efluente sintético tratado ao final dos experimentos com o biorreator na frequência de 5 Hz.

Nota-se, que as remoções de COT foram maiores no biorreator com campo magnético. Observou-se, que a maior remoção de COT ocorreu após a maior remoção do cromo, sugerindo que a remoção de carbono só se acentua após os micro-organismos removerem o cromo e ao que parece esse processo é melhorado na presença do campo, portanto, os valores de remoção de COT obtidos foram baixos no tempo avaliado.



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 1 – Concentração de carbono orgânico total (COT) durante 24 horas de processo de remoção de cromo do efluente sintético.



Os valores de remoção de COT podem ser comparados aos obtidos por Dias et al. (2016), que quantificaram a remoção de COT para a frequência de campo magnético de 5 Hz e sem campo no qual encontraram remoção de aproximadamente 34,2 e 11,7 %, respectivamente, em 4 h e 17 min de aplicação de campo. Os autores usaram biorreator com 1 cm de diâmetro e 200 cm de comprimento, 170 ímãs de neodímio, intensidade de campo magnético de 25 mT e 280 mL de efluente sintético.

Ji et al. (2010) também estudaram o efeito do campo magnético gerado por ímãs permanentes na capacidade de biodegradação orgânica de bactérias em lodos ativados para tratamento de esgotos, com um tempo de biodegradação de 48 h. Os resultados mostraram remoção da DQO das águas residuais em aproximadamente 35%, na faixa de pH de 6 a 10, quando houve exposição ao campo magnético. Sem exposição ao campo magnético, o valor máximo da eficiência de remoção de DQO foi de aproximadamente 20% dentro da faixa de pH de 7 a 8. Os autores constataram, que a capacidade de biodegradação das bactérias de lodos ativados poderia ser aumentada pela exposição ao campo magnético. A aclimação das bactérias no campo magnético ou a exposição das bactérias ao campo magnético durante o processo de degradação, ou ainda ambos os processos, podem melhorar os resultados.

CONCLUSÕES

A maior remoção de COT ocorreu no biorreator com campo magnético quando comparado ao biorreator sem campo magnético. Verificou-se que após o aumento da remoção do cromo, a remoção de COT aumentou, indicando que a presença do campo magnético auxilia no processo de remoção de ambos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Apoio Universitário/UFU, do Conselho Nacional de Desenvolvimento Tecnológico e Científico (CNPq), Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e Fundação do Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS

DERMOU, E.; VELISSARIOU, A.; XENOS, D.; VAYENAS, D. V. **Biological chromium (VI) reduction using a trickling filter**. *Journal of Hazardous Materials*, v.B126, p.78–85. 2005.

DIAS, R. M.; CARDOSO, V. L.; RESENDE, M. M. **Influence of magnetic field frequency generated by permanent magnets in mixed culture used for the treatment of effluent contaminated with chromium**. *Water Air Soil Pollut*, v.227, n.305, p.1-6. 2016.

DIAS, R. M.; DELATIN, G. C.; CARDOSO, V. L.; RESENDE, M. M. Evaluation of magnetic field contact time in mixed culture to different process conditions at total chromium removal. In: XXI SIMPÓSIO NACIONAL DE BIOPROCESSOS, 2017, Aracaju. **Anais...** Aracaju: 2017. #58829.

ESHAQ, Gh.; RABIE, A. M.; BAKR, A. A.; MADY, A. H.; ELMETWALLY, A. E. **Cr (VI) adsorption from aqueous solutions onto Mg–Zn–Al LDH and its corresponding oxide**. *Desalination and Water Treatment*. p.1-11, 2015.

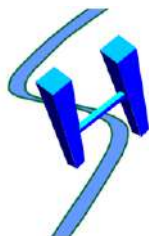
JI, Y.; WANG, Y.; SUN, J.; YAN, T.; LI, J.; ZHAO, T.; YIN, X.; SUN, C. **Enhancement of biological treatment of wastewater by magnetic field**. *Bioresource Technology*, v.101, p.8535–8540. 2010.

LEBKOWSKA, M.; RUTKOWSKA-NAROZNIAK, A.; PAJOR, E.; POCHANKE, Z. **Effect of a static magnetic field on formaldehyde biodegradation in wastewater by activated sludge**. *Bioresource Technology*. v.102, p.8777–8782. 2011.

MOURA, A. A. O.; TERRA, N. M.; BORGES, W. S.; COSTA, E. J. X.; CARDOSO, V. L.; RESENDE, M. M. **Influence of an electromagnetic field on the bioreduction of chromium (VI) using a mixed culture of microorganisms**. *Environmental Progress & Sustainable Energy*, v.34, n.1, p.88-98. 2015.

SHAKOORI, A. R.; MAKHDOOM, M.; HAQ, R. U. **Hexavalent chromium reduction by a dichromate-resistant gram-positive bacterium isolated from effluents of tanneries**. *Applied Microbiology and Biotechnology*. v.53, p.348–351. 2000.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. Vol. 1, 3ª edição, DESA, Ed. UFMG, 2005.



AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE FLOCOS FORMADOS A PARTIR DE ÁGUA COM COR ELEVADA E COAGULANTE *MORINGA OLEIFERA*

Lucas Cordeiro Ribeiro¹; André Luíz de Oliveira²; Eliã Asafe Mello Suave³

RESUMO

Muito tem sido discutido ultimamente sobre a utilização de coagulantes naturais para o tratamento de águas, seja para consumo humano ou residuárias, visando tratamento mais compatível com o meio ambiente com menor produção de resíduos causadores de problemas de saúde na população, como é o caso do sulfato de alumínio, um coagulante que é extensivamente utilizado em estações de tratamento de água e que, em estudos recentes, vem demonstrando associação entre o alumínio residual e o mal de Alzheimer, dentre outros distúrbios cerebrais. A *Moringa Oleifera* é uma planta cujas sementes possuem propriedades coagulantes e que podem ser utilizadas nas estações de tratamento, apresentando alta eficiência de remoção de diversos compostos, como turbidez, cor, DQO e metais pesados. Neste artigo será apresentado um projeto de pesquisa que tem como objetivo avaliar a eficiência da *Moringa Oleifera* como coagulante, para a remoção de cor aparente elevada em água sintética. Para tanto, será avaliada a evolução da distribuição de partículas (DTP), força e morfologia dos flocos, além da ruptura e refloculação, sendo todas as análises realizadas a partir de técnicas dedicadas de imagem.

PALAVRAS-CHAVE: coagulação, floculação, *Moringa Oleifera*.

INTRODUÇÃO

Para garantir a qualidade da água potável que chega para a população é necessário o tratamento adequado da mesma, sendo o tipo de tratamento a ser utilizado dependente das características da água bruta. De acordo com a Portaria 2914 do Ministério da Saúde (BRASIL, 2011), toda água destinada ao consumo humano deve atender a um conjunto de parâmetros químicos, físicos, microbiológicos e radiológicos.

Sendo assim, vários coagulantes são utilizados em estações de tratamento de água, na etapa de coagulação/floculação com objetivo de retirar impurezas da água e torná-la potável. Esses coagulantes são classificados como inorgânicos, polímeros orgânicos sintéticos e coagulantes naturais (KATAYON et al., 2006). De acordo com Santos (2004) esta etapa é uma das mais importantes em uma estação de tratamento de água, visto que as demais dependem dela, independente da tecnologia de tratamento utilizada ser de ciclo completo ou filtração direta.

Os dois coagulantes mais utilizados são os sais de alumínio e ferro, no entanto, como o alumínio não é biodegradável, concentrações elevadas do composto podem afetar a saúde humana, como o desenvolvimento de mal de Alzheimer e problemas semelhantes, associados ao alumínio residual em águas tratadas (NDABIGENGESERE; NARASIAH, 1998). Pelo contrário, o uso de um coagulante de origem natural, como a *Moringa Oleifera*, pode ser vantajoso, pois evita o uso de produtos químicos e é mais compatível com o meio ambiente.

A *Moringa Oleifera* é uma espécie vegetal pertencente à família *Moringaceae* e é muito abundante no Brasil (BARBOSA, 2018). De acordo com Magalhães (2014) é uma planta originária da Índia, de médio porte e tem seu crescimento na maioria dos tipos de solo com favorecimento em planícies. Segundo Price (2007) seu desenvolvimento ocorre em clima quente e semiárido tropical em

¹ Mestrando em Engenharia Civil (FECIV/UFU), (englucascordeiro@gmail.com)

² Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC/UFU), (andreoliveirafeciv@ufu.br)

³ Mestrando em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (elia.asafe@gmail.com)

temperaturas na faixa de 25-35 °C, sendo que seu crescimento é rápido, podendo alcançar 4 metros no primeiro ano.

Alguns estudos utilizando a *Moringa Oleifera* como coagulante foram realizados tanto para tratamento de água para abastecimento quanto em águas residuárias. Paterniani, Mantovani e Sant'anna (2009) avaliaram o tratamento de águas superficiais por filtração lenta direta e por filtração simples utilizando a *Moringa* como coagulante e obtiveram remoções de turbidez e cor aparente de 90 e 96%, sendo esta eficiência verificada para águas com turbidez de 50 a 100 NTU. Ndabigengesere e Narasiah (1998) utilizaram água sintética com caulinita para conferir turbidez de 105 NTU à água, e obtiveram 90% de remoção.

Paula et al. (2018) avaliaram a dosagem de *Moringa Oleifera* e outros coagulantes para tratamento de efluente de concreteira, obtendo-se a dosagem de 9,4 mL/L para remoção de 99,9% de turbidez. Dotto et al. (2019) avaliaram a eficiência de remoção de cor aparente, turbidez e DQO no tratamento de efluente de indústria têxtil, obtendo remoção na ordem de 80% nos parâmetros estudados quando foi utilizado a *Moringa Oleifera* extraída com KCl. Já Franco (2015) avaliou a remoção de metais pesados por filtração lenta com coagulante de *Moringa Oleifera* sendo obtidas eficiências de 58, 71 e 70% de eficiência de remoção de zinco, cobre e chumbo, respectivamente, quando foi utilizado solução líquida do coagulante,

O objetivo deste trabalho é analisar a remoção de cor aparente elevada em água sintética utilizando a semente de *Moringa Oleifera* como coagulante, avaliar a evolução da distribuição de tamanho de partículas (DTP), as características morfológicas dos flocos e sua força utilizando análise dedicada de imagem. Além disso será investigada a ruptura de flocos e refloculação, para diferentes gradientes de mistura rápida para ruptura, através da análise de sedimentação e por técnicas dedicadas de imagem.

METODOLOGIA

Preparo da água de estudo

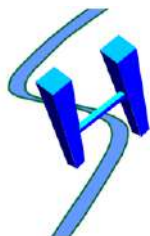
Inicialmente, preparar-se-á uma solução mãe de ácido húmico, com objetivo de conferir cor aparente à água de estudo. Para tal, será adicionada solução de hidróxido de sódio 0,5 M em solução de ácido húmico. Em seguida, a amostra será colocada em agitador magnético por 30 min e posteriormente mantida em repouso por 1,5 h. Por fim, será coletado o sobrenadante desta solução e será filtrada a vácuo utilizando-se o filtro de papel, grade 41 da marca *Whatman* com porosidade de 20 µm. O processo será repetido na solução de ácido húmico enquanto estiver eficiente a extração de cor da solução.

A água da rede de abastecimento de Uberlândia será submetida à destilação, com objetivo de padronizar os ensaios. Em seguida será adicionada gradativamente na água destilada a solução mãe de ácido húmico de modo que a cor aparente seja de 50 (± 1) Pt/Co. A água de estudo será armazenada em caixa d'água com capacidade de 250 L.

Preparação do coagulante

O processamento das sementes de *Moringa Oleifera* para extração dos componentes ativos pode ser realizado de muitas formas, não tendo atualmente uma metodologia padrão para a extração. Portanto, será avaliado diferentes formas de extração e será proposta uma alternativa, sendo as metodologias descritas a seguir, em todas elas as sementes serão removidas das vagens, reservadas e serão descascadas apenas no momento de serem extraídas.

Método A: Ainda com casca, as sementes serão secas em estufa a 50° C por 24 h. Após esfriarem, serão descascadas e batidas em liquidificador até que formem um pó médio e fino. 5 g do pó será misturado em 200 mL de água destilada e batidos em liquidificador por 2 min em alta velocidade.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Por fim, a solução será filtrada em tecido e o volume será completado em 500 mL com água destilada. A solução será reservada em recipiente de vidro (KATAYON et al., 2006).

Método B: Após descascadas, serão colocados em um liquidificador 5 g de sementes e 500 mL de água destilada. O aparelho será ligado em velocidade máxima por 1 min. Em seguida a solução será filtrada em peneira com abertura de 125 μm (ARANTES; RIBEIRO; PATERNIANI, 2012).

Método C: Após descascadas, as sementes serão moídas em almofariz até que seja formado um pó fino. Em seguida será pesado 5 g do pó e misturado com 500 mL de solução de NaCl 1,0 M. A solução será colocada em agitador magnético por 10 min e em seguida filtrada em papel filtro com porosidade de 7 μm (OKUDA et al., 1999).

Método D: Este método será muito parecido com anterior, só que o pó da semente de *Moringa Oleifera* será misturado com 500 mL de água destilada.

Método E: Primeiramente, ainda com cascas, as sementes serão secas a 50° C por 24 h. Após serem descascadas serão moídas em almofariz até que seja formado um pó fino. Em seguida, será peneirado com abertura de malhas de 1,0 mm. 20 g do material passante na peneira será misturado em 250 mL de solução de NaCl 1M e levado em agitador magnético por 20 min. Por fim a solução será filtrada a vácuo em papel filtro com porosidade de 8 μm .

Após a finalização das extrações propostas, será realizado ensaio de Jarteste conforme a metodologia descrita a seguir, com concentração de *Moringa Oleifera* de 80,0 mg/L em cada jarro. A extração que apresentar maior eficiência de remoção de cor aparente será utilizada para a obtenção do diagrama de coagulação e demais etapas posteriores deste estudo.

Obtenção do diagrama de coagulação

O ensaio de Jarteste será realizado de acordo com metodologia descrita por Di Bernardo, Dantas e Voltan (2002) em equipamento da marca Nova Ética modelo 218/6 LDB. O pH de coagulação será varrido na faixa de 4 a 10 com variação de aproximadamente 0,5 e para correção serão utilizadas soluções de ácido clorídrico (HCl) e hidróxido de sódio (NaOH). Para aferir o pH de coagulação será utilizado pHmetro da marca *HANNA Instruments* modelo HI 8314.

Utilizar-se-á *Moringa Oleifera* como coagulante, com concentrações variando de 10 mg/L a 220 mg/L em intervalos de 10 mg/L. Os parâmetros utilizados no ensaio serão os seguintes: tempo de mistura rápida (T_{mr}) igual a 10 s; gradiente médio de mistura rápida (G_{mr}) igual a 1000 s^{-1} ; tempo de floculação (T_f) igual a 20 min; gradiente de velocidade médio na floculação (G_f) igual a 20 s^{-1} . As amostras serão coletadas em tempos correspondentes a velocidades de sedimentação de 1,0, 2,5, e 5,0 cm/min e a cor será aferida com o espectrofotômetro modelo DR 5000 UV-Vis, da marca HACH.

Após realizar todos os ensaios, os dados serão inseridos no *software* computacional Surfer 10 para interpolação dos dados e geração dos diagramas de coagulação para cada velocidade de sedimentação.

Aquisição e tratamento das imagens

A partir da análise do diagrama de coagulação, serão escolhidos oito pontos distintos (pH e dosagem de coagulante) que obtiveram bons resultados para remoção de cor aparente. Esses pares de pH e dosagem de coagulante serão replicados novamente em equipamento Jarteste, porém, com o objetivo de obter imagens de alta resolução, para avaliar a evolução da DTP, a dimensão fractal das partículas e a força dos flocos. As imagens serão obtidas por uma câmera digital D5500, da marca *Nikon*, com resolução de 20 megapixels.

As imagens serão capturadas nos tempos de 1, 2, 5, 10 e 20 min após o início da floculação, a partir da incidência de um plano de luz, obtido por meio de um laser incidindo sobre o jarro, conforme metodologia realizada por Oliveira (2018).

Após a obtenção das imagens, será utilizado o *software JPEGCrops* Beta versão 0.7.5 para fazer o corte das imagens e em seguida será utilizado o *software ImageJ* versão 1.5.1 para a mensuração

dos parâmetros para a caracterização dos flocos, para em seguida serem obtidos a DTP, o diâmetro fractal e a força dos flocos.

Ruptura e recrescimento de flocos

Os ensaios de ruptura dos flocos serão realizados para os mesmos pontos escolhidos no item anterior e serão realizados ensaios de jarteste conforme já apresentado, porém, ao final do tempo de floculação serão utilizados gradientes médios de ruptura dos flocos (G_{rf}) de 50, 100, 150 e 800 s^{-1} por 5 s. Após a ruptura, os flocos serão novamente submetidos a floculação com tempo de refloculação (Tr_f) igual a 20 min e gradiente de velocidade médio na refloculação (Gr_f) de 20 s^{-1} . Após o tempo de refloculação, as amostras serão coletadas em tempos correspondentes a velocidades de sedimentação de 1,0, 2,5, e 5,0 cm/min e a cor será aferida. Durante o tempo de refloculação, também serão captadas imagens, nos tempos de 1, 2, 5, 10 e 20 min, para obtenção da evolução da DTP, da dimensão fractal das partículas e a força do floco conforme metodologia já apresentada.

Distribuição de tamanho de partículas, força e diâmetro fractal dos flocos

O diâmetro fractal será obtido a partir de um gráfico log x log entre a área projetada e o perímetro dos flocos, sendo o diâmetro fractal o coeficiente angular da reta linearizada desses pontos, conforme descrito por Bubakova, Pivokonsky e Filip (2013). A força dos flocos será calculada conforme Bache, Moffat e McGilligan (1999).

Já a DTP será analisada por meio de distribuição de frequência, para dez classes, com base nos diâmetros equivalentes, obtidos por meio de análise das imagens. Posteriormente será obtida a porcentagem de flocos em cada tempo (1, 2, 5, 10 e 20 min durante o tempo de floculação e refloculação), os dados serão agrupados em função do diâmetro médio, e calcular-se-á as frequências absoluta, relativa e relativa acumulada das partículas e posteriormente serão construídos histogramas de frequência relativa de DTP.

RESULTADOS ESPERADOS

A partir dos ensaios de Jarteste, mantendo-se as condições da água de estudo, serão coletadas amostras para velocidades de sedimentação de 1,0, 2,5, e 5,0 cm/min e aferidas a cor aparente de cada uma. Para cada velocidade de sedimentação será realizado um diagrama de coagulação, no qual será possível identificar as dosagens e valores de pH que apresentarem melhores valores de cor aparente remanescente, sendo esses pares de valores importantes para os estudos posteriores e também importantes para confirmarem a eficácia do coagulante no tratamento de águas.

Com base nas análises de imagens obtidas, será possível realizar o cálculo do diâmetro médio equivalente, a DTP e a força do floco, tanto para a floculação quanto para a refloculação, sendo que esses parâmetros serão comparados posteriormente para que seja avaliada a regeneração do floco após ruptura e se o mesmo alcança a mesma dimensão anterior, sendo esta uma informação de grande importância, já que na estação de tratamento podem ocorrer gradientes de velocidades elevados que venham a romper os flocos, e a refloculação é um parâmetro importante a se saber ao escolher o tipo de coagulante a ser utilizado. A refloculação será avaliada também com base na velocidade de sedimentação, tendo-se os resultados com e sem o rompimento.

Ao se determinar o diâmetro fractal, com base em um gráfico log x log entre a área projetada e o diâmetro dos flocos, será possível avaliar a compacidade dos flocos, já que agregados que possuem valores de dimensão fractal maiores dispõem de estruturas mais densas e próximas da forma circular.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

REFERÊNCIAS

- ARANTES, C. C.; RIBEIRO, T. A. P.; PATERNIANI, J. E. S. Processamento de sementes de Moringa oleifera utilizando-se diferentes equipamentos para obtenção de solução coagulante. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, [s.l.], v. 16, n. 6, p.661-666, jun. 2012. Disponível em: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1415-43662012000600011. Acesso em: 05 out. 2019.
- BARBOSA, A. D. et al. Combined use of coagulation (M. oleifera) and electrochemical techniques in the treatment of industrial paint wastewater for reuse and/or disposal. **Water Research**, [s.l.], v. 145, p.153-161, nov. 2018. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0043135418306420>. Acesso em: 20 set. 2019.
- BACHE, D. H.; MOFFAT, D.; MCGILLIGAN, F. J. On the strength and character of aluminohumic flocs. **Water Science and Technology**. [s.l.], v. 40, n. 9, p.81-88, 1999. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0273122399006435>. Acesso em: 21 set. 2019.
- BRASIL. **Ministério da Saúde. Portaria Nº 2.914, de 12 de dezembro de 2011.** Dispõe sobre os procedimentos de controle e vigilância da qualidade da água para consumo humano e seu padrão de potabilidade. Brasília, [2011]. Disponível em: http://bvsms.saude.gov.br/bvs/saudelegis/gm/2011/prt2914_12_12_2011.html. Acesso em: 19 set. 2019.
- BUBAKOVA, P.; PIVOKONSKY, M.; FILIP, P. Effect of shear rate on aggregate size and structure in the process of aggregation and at steady state. **Powder Technology**, [s.l.], v. 235, p.540-549, fev. 2013. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0032591012007632?via%3Dihub>. Acesso em: 23 set. 2019.
- DI BERNARDO, L. DANTAS, A. D. B., VOLTAN, P. E. N. **Ensaio de tratabilidade de água e dos resíduos gerados em estações de tratamento de água.** São Carlos: RiMa, 2002.
- DOTTO, J. et al. Performance of different coagulants in the coagulation/flocculation process of textile wastewater. **Journal Of Cleaner Production**, [s.l.], v. 208, p.656-665, jan. 2019. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652618331263>. Acesso em: 23 set. 2019.
- FRANCO, M. **Remoção de metais pesados da água por filtração lenta em não tecidos com auxílio de coagulante extraído de sementes de Moringa Oleifera.** Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2015. Disponível em: http://repositorio.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/256753/1/Franco_Monalisa_D.pdf. Acesso em: 23 set. 2019.
- KATAYON, S. et al. Effects of storage conditions of Moringa oleifera seeds on its performance in coagulation. **Bioresource Technology**, [s.l.], v. 97, n. 13, p.1455-1460, set. 2006. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0960852405003603#bib16>. Acesso em: 19 set. 2019.

MAGALHÃES, E. R. B. **Avaliação de floculante natural à base de Moringa Oleifera no tratamento de água produzida na indústria do petróleo:** aplicação da técnica combinada floculação/flotação. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2014. Disponível em: https://repositorio.ufrn.br/jspui/bitstream/123456789/19428/1/EmiliannyRafaelyBatistaMagalhaes_DISSERT.pdf. Acesso em: 21 set. 2019.

NDABIGENGESERE, A.; NARASIAH, K. S. Quality of water treated by coagulation using Moringa oleifera seeds. **Water Research**, [s.l.], v. 32, n. 3, p.781-791, mar. 1998. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0043135497002959#BIB47>. Acesso em: 19 set. 2019.

OKUDA, T. et al. Improvement of extraction method of coagulation active components from Moringa oleifera seed. **Water Research**, [s.l.], v. 33, n. 15, p.3373-3378, out. 1999. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0043135499000469?via%3Dihub>. Acesso em: 23 set. 2019.

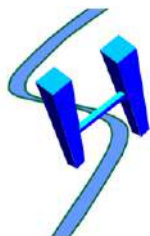
OLIVEIRA, A. S. **Avaliação da morfologia e da distribuição de tamanho de partículas para pontos distintos do diagrama de coagulação/floculação.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

PATERNIANI, J. E. S.; MANTOVANI, M. C.; SANT'ANNA, M. R. Uso de sementes de Moringa oleifera para tratamento de águas superficiais. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, [s.l.], v. 13, n. 6, p.765-771, dez. 2009. Disponível em: <http://repositorio.unicamp.br/bitstream/REPOSIP/26692/1/S1415-43662009000600015.pdf>. Acesso em: 23 set. 2019.

PAULA, H. M. de et al. Dosage optimization of Moringa oleifera seed and traditional chemical coagulants solutions for concrete plant wastewater treatment. **Journal Of Cleaner Production**, [s.l.], v. 174, p.123-132, fev. 2018. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0959652617326161?via%3Dihub>. Acesso em: 23 set. 2019.

PRICE, M. L. The Moringa tree. **Echo technical note**. Publicado em 1985, revisado em 2007. Disponível em: http://chenetwork.org/files_pdf/Moringa.pdf. Acesso em: 21 set. 2019.

SANTOS, E. P. C. C. **Coagulação da água da represa Vargem das Flores visando o tratamento por filtração direta.** 2004. Dissertação (Mestrado em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte 2004. Disponível em: <http://www.smarh.eng.ufmg.br/defesas/121M.PDF>. Acesso em: 23 set. 2019.



AVALIAÇÃO DE ALOCAÇÃO DE ÁGUA NO SISTEMA HÍDRICO DOS PEQUENOS LIBOMBOS– MOÇAMBIQUE

Pedro Francisco Notisso¹; Klebber Teodomiro Martins Formiga²

RESUMO

A satisfação das necessidades hídricas humanas e ambientais é um tema que tem merecido atenção no âmbito da gestão e planejamento dos recursos hídricos na bacia do rio Umbeluzi. O que pode acontecer com a oferta de água se os padrões de crescimento populacional, industrial e de aumento de áreas de irrigação mudarem? Este artigo tem como objetivo avaliar a capacidade de satisfação das necessidades de água na região do Grande Maputo parte moçambicana da bacia de Umbeluzi, através da aplicação do WEAP (*Water Evolution and Planning System*). Simularam-se quatro cenários: o cenário de referência que corresponde a exploração atual dos recursos hídricos; três cenários de impacto: Otimista, Intermédio e Pessimista que correspondem à expansão do cenário de referência, entre 2018 e 2040. A metodologia incluiu a estimativa de afluências ao sistema a partir de resultados do *Water Year Method*. A avaliação do sistema foi feita recorrendo a estatísticas como cobertura e garantia de abastecimento. Os resultados obtidos demonstram a incapacidade do sistema de satisfazer as necessidades atuais e futuras nos cenários Intermédio e Pessimista com níveis baixos de garantias mensais e muitas falhas na distribuição.

PALAVRAS-CHAVE: Demanda hídrica, Pequenos Libombos, modelo WEAP.

INTRODUÇÃO

Apesar de a água existir em grandes quantidades no planeta Terra, a sua distribuição no espaço e no tempo origina desencontros entre as necessidades e as disponibilidades e situações de risco ou de conflito. São frequentes as situações de excesso ou de *déficit* de água, de poluição da água e de preços excessivos. A região do Grande Maputo é abastecida pelo reservatório dos Pequenos Libombos (RPL) localizado no baixo Umbeluzi. Nos últimos anos os desequilíbrios entre disponibilidade e necessidades tendem a agravar-se em resultado das mudanças globais, não só devido às alterações climáticas, mas também a outras mudanças como o aumento populacional, mudanças no uso do solo e urbanização (Juízo e Liden, 2010; Droogers et al., 2014). A expansão da irrigação e a intrusão salina são outros desafios que alteram o regime hidrológico natural do rio (SWECO e Associates, 2005).

A gestão sustentável dos recursos hídricos é um desafio quando uma região sofre com a escassez e experimenta uma crescente demanda antrópica por água (Hassan et al., 2017). A planificação de longo prazo da gestão dos recursos hídricos enfrenta muitos desafios vinculados a alto grau de incerteza associado tanto ao uso de recurso como à disponibilidade do mesmo. A água superficial é a principal fonte de água na bacia do rio Umbeluzi (BRU), conhecer a sua disponibilidade e as respectivas demandas ajuda a melhorar as formas de gestão para garantir a sua distribuição para os usuários (Hussen et al., 2018). Uma situação de estresse hídrico em uma bacia hidrográfica não ocorre instantaneamente, é um fenômeno que se desenvolve ao longo do tempo (Adgolog et al., 2016). É útil fazer análise de alocação de água antes ou após a manifestação de sintomas de escassez de água, pois leva ao desenho de políticas de gestão dos recursos hídricos na bacia.

No planejamento e gestão dos recursos hídricos, a simulação matemática é de grande utilidade porque, permite representar o funcionamento do sistema de forma bastante realista (Simões e

¹ Mestrando em Ciências Ambientais (CIAMB/UFG), bolsista de CNPq (pedro.notisso@gmail.com)

² Professor da Escola de Engenharia Civil e Ambiental (EECA/CIAMB/UFG) (klebber.formiga@gamil.com)

Oliveiras, 2010). Vários modelos são utilizados na modelagem dos recursos hídricos com destaque para WEAP (*Water Evolution and Planning System*). Muitos pesquisadores fizeram estudos sobre alocação dos recursos hídricos em diferentes escalas espaciais e temporais em todo o mundo (McCartney et al., 2004; Le Roy, 2005; Arranz e McCartney, 2007; Johannsen et al., 2016). Esses estudos indicaram que a avaliação dos recursos hídricos foi realizada nas escalas de bacias e subbacias hidrográficas em muitos países para um melhor planejamento e gerenciamento dos recursos hídricos. Na BRU destacam-se os estudos de SWECO e Associates, 2005; Juízo e Líden, 2010; Droogers et al., 2014. Porém, os primeiros dois estudos estão um pouco desatualizados, e o último não incorporou a demanda industrial. Portanto, este trabalho utilizou sempre que foi necessário os dados, métodos e resultados desses estudos. O que pode acontecer com a oferta de água se os padrões de crescimento populacional, industrial e de aumento de áreas de irrigação mudarem ao longo do tempo?

Perante esse panorama, o objetivo deste trabalho é a avaliar o sistema hídrico, tendo em vista a satisfação das necessidades de água urbana, agrícola e industrial no baixo Umbeluzi em Moçambique. Para tal, utilizou-se o modelo WEAP para avaliar as afluições e efluências no reservatório dos Pequenos Libombos e sua capacidade para satisfazer as necessidades de água atuais e futuras na região.

METODOLOGIA

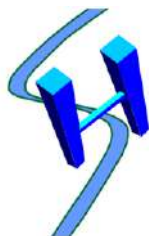
Área de estudo

Moçambique é um país situado na parte sul do continente africano, com uma área total de cerca de 800000 km², no interior é limitado pela Tanzânia, Malawi, Zâmbia, Zimbabwe, Suazilândia e África do Sul, no lado leste pelo Oceano Índico. A BRU é uma bacia internacional, compartilhada por três países: Suazilândia, África do Sul e Moçambique (Figura 1a), nasce na Suazilândia e entra em Moçambique na fronteira de Goba (SWECO e Associates, 2005). Tem uma área total de 5460 km² sendo que 2184 km² em Moçambique.

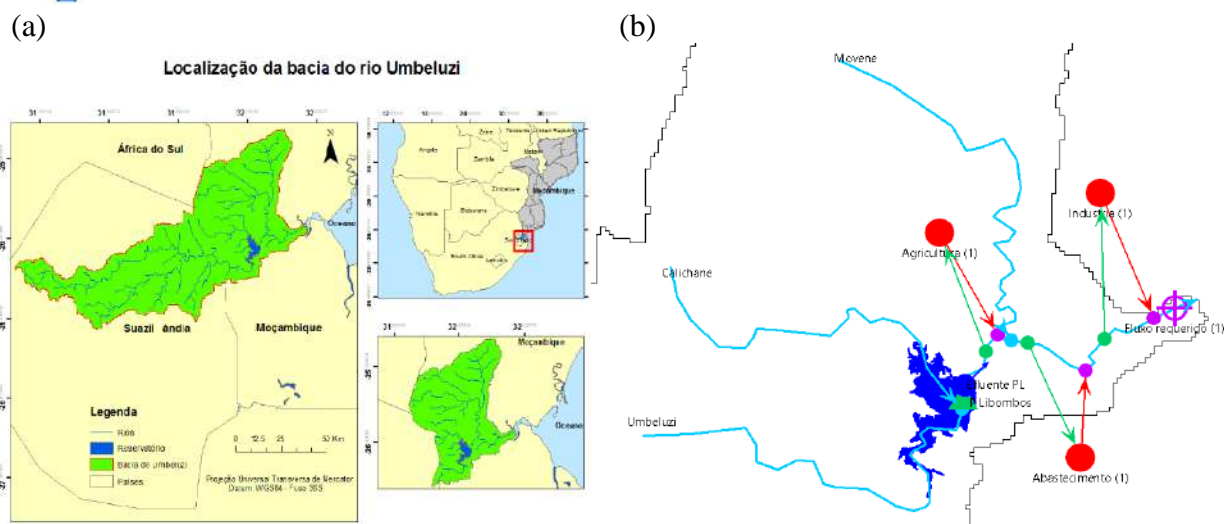
A parte moçambicana da bacia está localizada inteiramente na província de Maputo e os afluentes são o rio Calichane e o rio Movene, respectivamente, a montante e a jusante do reservatório. É considerada como uma bacia estratégica, pois é responsável pelo abastecimento de água da Suazilândia e de Moçambique. O RPL localiza no rio Umbeluzi-se na parte moçambicana da bacia e é responsável em abastecer água às cidades de Maputo, Matola e distrito de Boane em Moçambique (ARA-Sul, 2014), fornecendo diretamente a 1693000 habitantes nessas cidades. Segundo SWECO e Associates (2003), as áreas de irrigação totalizam cerca de 3362 ha na parte moçambicana da bacia e apresentando um consumo médio de 9000 m³/ha/ano considerado muito alto. A precipitação média na bacia é de 800 mm/ano, variando de 600 na zona costeira a 1000 mm na cordilheira dos Libombos (ARA-Sul, 2014). Apresentando uma vazão afluente de 11,24 m³/s (ARA -Sul, 2010).

Segundo Droogers et al. (2014) com o aumento da demanda espera-se que a competição por água aumente na bacia. Os usuários de água geralmente têm objetivos conflitantes, sendo necessário a aplicação de modelo imparcial na modelação dos recursos hídricos da bacia (Juízo e Líden, 2010). Estes autores referem ainda que a integração de pequenos grupos de interesse na gestão de bacias fluviais em grande escala requer, portanto, a harmonização dos interesses locais. É, portanto, necessária uma melhor compreensão do comportamento da bacia em relação à demanda, oferta e disponibilidade de água.

Figura 1- Localização da bacia e reservatório (a) esquematização do modelo de alocação (b)



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



Etapas de modelagem

A primeira etapa da modelagem se deu com a construção da rede no WEAP. Foram utilizados os planos de informação em formato vetorial dos rios e lagos que estão dentro do limite do baixo Umbeluzi. A partir da inserção desses planos de informação foi possível desenhar o traçado dos rios, localizar o reservatório e os locais de demanda. O RPL é esquematizado por um nó do reservatório (triângulo verde na Figura 1b). Os tributários dos Pequenos Libombos são representados por dois nós de fluxo (linhas azuis e pontos). Os fluxos de retorno são esboçados por linhas e setas vermelhas, tendo-se assumido um fluxo de retorno de 10% para todos os locais de consumo. Os locais de consumo são estruturados por três nós de demanda e canais de transporte (pontos vermelhos e setas verdes, respectivamente). Para além disso, foi incorporado ainda um nó de exigência de vazão ecológica e um nó de medição de vazão de saída do reservatório (pontos cor de vinho e azul, respectivamente). A água é fornecida pelo reservatório situado a montante de locais de consumo. A água superficial foi definida como única fonte de distribuição para todos os locais de consumo. Segundo Arranz e McCartney (2007) a estrutura de dados e o nível de detalhe podem ser personalizados para corresponder aos requisitos de uma análise específica e restrições impostas por dados limitados. Neste estudo, toda a demanda para abastecimento foi agrupada num único nó de demanda, acontecendo o mesmo com as áreas de irrigação e indústrias conforme estratégia adotada por Omar e Moussa (2016) no estudo sobre o gerenciamento de água no Egito.

A segunda etapa diz respeito as características do reservatório necessárias na estruturação do modelo. A infraestrutura está projetada para armazenar na sua capacidade total $391,52 \text{ hm}^3$ à cota de 47 m, com uma superfície inundada de $40,7 \text{ km}^2$. O topo do armazenamento inativo corresponde a um volume de $10,17 \text{ hm}^3$ e uma elevação do reservatório de 25 m. A curva Cota-Área-Volume apresentada na Tabela 1 foi calculada para cada metro entre 25 metros e 47 metros.

A terceira etapa consistiu na definição de dados de entrada. Segundo AEP (2014) o consumo per capita de água em Moçambique é de $46 \text{ m}^3/\text{p}/\text{ano}$, estimado em 2001. O fluxo mensal afluente e efluente, evaporação líquida e volume do reservatório foram fornecidos pela Unidade de Gestão da Bacia de Umbeluzi (UGBU) para o período de 1988 a 2017, assim como os dados de projeção para o futuro. De acordo com Arranz e McCartney (2007) o modelo WEAP é aplicado configurando o sistema para simular um ano base recente, para o qual a disponibilidade de água e as demandas podem ser determinadas com confiança. As simulações foram executadas mensalmente, o ano 2001 foi escolhido como o ano base, que é o ano do início do modelo, por motivos de disponibilidade de dados e por ser considerado um ano sem muitas alterações no sistema como um todo. Esse ano base é

definido como ano atual, e são inseridos somente dados do sistema hídrico referentes a esse ano, informação detalhada sobre dados de entrada pode ver Yates et al., 2005; SEI, 2015.

Todos os locais de consumo são atribuídos prioridades que variam de 1 e 99, sendo 1 a prioridade mais alta e 99 a mais baixa. Quando a água é limitada, um algoritmo é formulado para restringir progressivamente a alocação de água a esses locais de demanda, dada a menor prioridade (Yates et al., 2005; CCG-UCC e SEI, 2009). Foi adotada a prioridade 1 para todos os locais de demanda, incluindo a vazão mínima ecológica (figura 1b) e prioridade 99 para o reservatório, mantendo assim as regras de distribuição de água aplicadas atualmente pela UGBU e ARA-Sul na bacia do rio Umbeluzi e utilizadas no estudo de Droogers et al. (2014). A avaliação da capacidade de satisfação das necessidades de água foi feita definindo o valor mínimo de armazenamento do reservatório de 82.73 hm³ abaixo desse volume começam as restrições de distribuição de água e recorrendo a estatísticas como cobertura e garantia de abastecimento.

A quarta etapa foi o desenvolvimento de cenários de impacto que correspondem ao período de 2018 a 2040. Para o alcance dos objetivos do trabalho, foram testados 3 cenários de impacto, cada cenário é definido pelo período de simulação, por um conjunto de afluências e por um conjunto de necessidades (Yates et al., 2005). A elaboração de cenários seguiu a abordagem adotada por Droogers et al. (2014) e leong e Lai (2017), onde os incrementos se devem à consideração do crescimento demográfico, agrícola e industrial, e o próprio programa calcula a projeção para os anos de interesse.

Cenário de Referência - o cenário de referência representa a situação atual, foi modelado e projetado nas condições atuais (2001). O reservatório foi considerado como tendo volume inicial de 325,26 hm³, referente ao mês de janeiro de 2001. Este cenário, levou em consideração os seguintes pressupostos: crescimento populacional (1,3%), aumento de áreas de irrigação (0,1%) e aumento de indústrias (0,8%). Os dados referentes a população, áreas irrigadas e número de indústrias são 1693000 habitantes, 3,362 ha e 56 indústrias, respectivamente. A partir deste cenário, foram criados três cenários de impacto para o período de 2018 a 2040.

Cenário Otimista - o cenário descreve uma situação do crescimento lento da população, das áreas de irrigação e indústrias 1,4, 0,2 e 1,2%, respectivamente, o que pressupõe um ligeiro aumento de demandas hídricas.

Cenário Intermédio - apresenta um crescimento médio de locais de consumo obedecendo os seguintes pressupostos: crescimento populacional (1,6%), Aumento de áreas de irrigação (0,3%) e aumento de indústrias (1,8%).

Cenário Pessimista - este cenário descreve uma situação de crescimento mais alto de locais de consumo, adotando um crescimento populacional de 2,0%, as áreas irrigadas em 0,6% e indústrias em 2,5%.

A quinta etapa consistiu na definição de cenários hidrológicos. Para isso, as condições hidrológicas observadas de 1986 a 2016 foram utilizadas para o futuro, selecionando para cada ano no futuro um ano aleatório no passado. Para isso, recorreu-se a distribuição empírica discreta e aplicando o método transformação inversa. Em relação à modelagem hidrológica foi utilizado o *Water Year Method* para gerar uma série de afluências no sistema uma vez que não existem dados observados do futuro. Os anos hidrológicos são caracterizados por uma percentagem de precipitação em relação à média (CCG-UCC e SEI, 2009). O mesmo autor realça que com esse pressuposto, um ano considerado de precipitação normal apresenta coeficiente 1 e para definir os outros coeficientes basta retirar ou adicionar a diferença de precipitação que cai anualmente. Partindo desse pressuposto, foram determinados os coeficientes dos restantes anos hidrológicos de seguinte forma: muito seco (0.48), seco (0.77), normal (1.0), chuvoso (1.25) e muito chuvoso (1.53).

A quinta e última etapa foi a aplicação e calibração do modelo. A escolha de coeficiente que mais se aproximasse do comportamento de vazão e volume observados foi calculado o coeficiente de Nash-



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Sutcliffe (NSE) que avalia o desempenho da simulação realizada pelo modelo. Este coeficiente é definido por Leong e Lai (2017) como:

$$Nash = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (Q_{s,i} - Q_{o,i})^2}{\sum_{i=1}^n (Q_{o,i} - \bar{Q}_o)^2} \quad (1)$$

Na Equação (1), $Q_{o,i}$ é a vazão simulada, enquanto $Q_{s,i}$ é a vazão observada e \bar{Q}_o a vazão média observada no período analisado.

Foi calculado também o Bias (desvio relativo): quanto menor a porcentagem de Bias, melhor correspondência entre os dados observados e simulados. Um Bias positivo indica superestimação e negativo subestimação (leong e Lai, 2017). O Bias deve estar entre -5% e 5% e se define segundo CCG-UCC e SEI (2009) como:

$$Bias = 100 * [(\bar{Q}_s - \bar{Q}_o) / \bar{Q}_o] \quad (2)$$

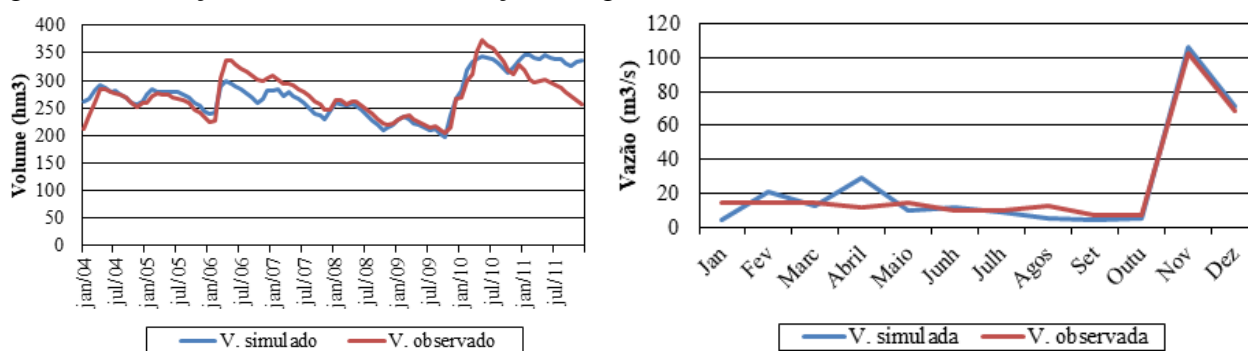
Na Equação (2), \bar{Q}_s é a vazão média simulada enquanto \bar{Q}_o é a vazão média observada.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Calibração e validação do modelo

Para a calibração do modelo comparou-se o volume e vazão mensal do reservatório observados versus simulados como sugerido por (Metobwa et al., 2018) como ilustrado na Figura 2.

Figura 2- Validação do modelo de alocação de água, volume do reservatório (a) e vazão média (b)



A calibração do volume do reservatório foi realizada considerando o volume mensal dos últimos cinco anos (2012 -2017), enquanto para vazão utilizou-se médias mensais de 2014. Em geral, os volumes e vazões simulados pelo WEAP se ajustam aos volumes e vazões observados. O modelo apresentou problemas de ajuste para simular os meses com picos negativos de volumes, superestimando em 16%, enquanto para a vazão o modelo subestimou em -5% como mostra a Tabela 2. Para validação do modelo utilizou-se a série de volumes mensais do período 2004-2011 do reservatório e a vazão média mensal de 2001, tal como se vê na Figuras 2a e 2b os resultados de ajuste de volumes e vazões. A Tabela 2 mostra que o modelo simula bem o comportamento de volumes e vazões.

Tabela 1 – Funções objetivas de parâmetros observados e simulados

Parâmetros	Calibração		Validação	
	Bias (%)	NSE	Bias (%)	NSE
Volume do reservatório	16	0,76	2,9	0,89
Vazão média mensal	-5	0,82	2,0	0,91

Cenário de referência

A simulação do cenário de referência permitiu validar o modelo e corrigir um conjunto de erros existentes nos primeiros ensaios do modelo. Após aplicar as regras de prioridade indicadas acima o programa apresentou resultados válidos. A população estimada pelo modelo é de 2081652 habitantes em 2017 e a área de irrigação de 3416,2 ha. Os valores da população estimados pelo modelo se comparados com os dados do Instituto Nacional de Estatística (INE), referentes ao censo 2017, verifica-se que os resultados do modelo WEAP estão próximos da realidade. Os resultados de censo apresentados pelo INE (2019), apontam para 2107316 habitantes. Para o modelo WEAP esse valor poderá ser atingido em 2019.

Em relação às demandas atuais no ano 2014 para abastecimento, irrigação e industrial são, respetivamente, 94,2, 30,3 e 9,3 hm³. Comparados com os valores totais registados pela ARA-Sul (2014), nota-se que o modelo superestimou em 9,8%. A irrigação apresentou maior valor (33,7%), a explicação de elevada superestimação assenta na contabilização progressiva do uso de água na irrigação, o modelo não previu a não utilização de água em algumas áreas agrícolas.

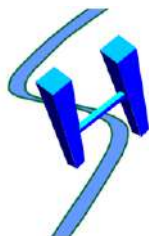
No que concerne ao atendimento às demandas atuais, os resultados mostram que as vazões fornecidas não garantem o provimento de água a 100%, durante todo o período analisado. Observa-se déficit na cobertura que começa em setembro de 2016 e coincide com o início de anos muito secos e arrasta-se até 2017. A cobertura de atendimento em setembro de 2016 é de 83,6% e 69,3%, para abastecimento e irrigação, respetivamente. Importa salientar que as demandas para indústria e vazão ecológica foram cobertas totalmente.

O reservatório apresentou uma queda constante do seu volume a partir de dezembro de 2015 com registo de 269,1 hm³. Em novembro de 2016 foi observado o volume de 81,7 hm³ e em junho de 2017 o volume baixou para 79,4 hm³. Estes valores estão abaixo do volume de disponibilidade de água que é de 82,73 hm³, isto é, quando o volume do reservatório estiver abaixo desse valor começam as restrições de fornecimento de água. A incapacidade do reservatório de satisfazer totalmente as necessidades para abastecimento e irrigação era esperada, já que na situação atual a distribuição de água não é satisfatória e o reservatório apresentou volumes abaixo do valor de disponibilidade.

O reservatório apresentou uma garantia anual de 91,3% com duração média de falha de 4 meses. A duração média de cada falha menor é explicada pelo facto de registrar maior número de falhas se comparado com abastecimento e irrigação. O sistema apresenta uma resiliência baixa, isto é, baixa capacidade de recuperação após uma falha. O facto de a resiliência do reservatório ser de 33,3% se explica por apresentar poucas falhas com apenas um mês.

Cenários de impacto

Os valores elevados observados para todos os locais de consumo, podem estar associados a perdas de água nos canais de distribuição (infiltração e evaporação). A contabilização de perdas do sistema está fora deste estudo. No horizonte de 23 anos, espera-se que a demanda cresça em 54,6, 14,0 e 71,8% para abastecimento, irrigação e indústria, respetivamente, no cenário Pessimista. No cenário Otimista espera-se valores menores de crescimento para todos os locais de demanda.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Verifica-se maior aumento da demanda hídrica associado ao crescimento populacional em todos os cenários e não a variação do consumo *per capita*, resultado também encontrado por Arranz e McCartney (2007) no estudo sobre o rio Elefante na África do Sul.

Tabela 2 – demanda hídrica futura estimada pelo WAEP

Ano	Abastecimento			Irrigação			Indústria		
	P	I	O	P	I	O	P	I	O
2018	111,5	104,3	100,9	33,5	31,8	31,3	12,8	11,4	10,3
2020	116,0	107,7	103,7	33,9	32,0	31,4	13,4	11,8	10,5
2025	128,1	116,6	111,2	34,9	32,5	31,7	15,2	12,9	11,2
2030	141,4	126,2	119,2	36,0	33,0	32,1	17,2	14,1	11,9
2035	156,2	136,6	127,8	37,1	33,5	32,4	19,4	15,4	12,6
2040	172,4	147,9	137,0	38,2	34,0	32,7	22,0	16,8	12,6

P – Cenário Pessimista

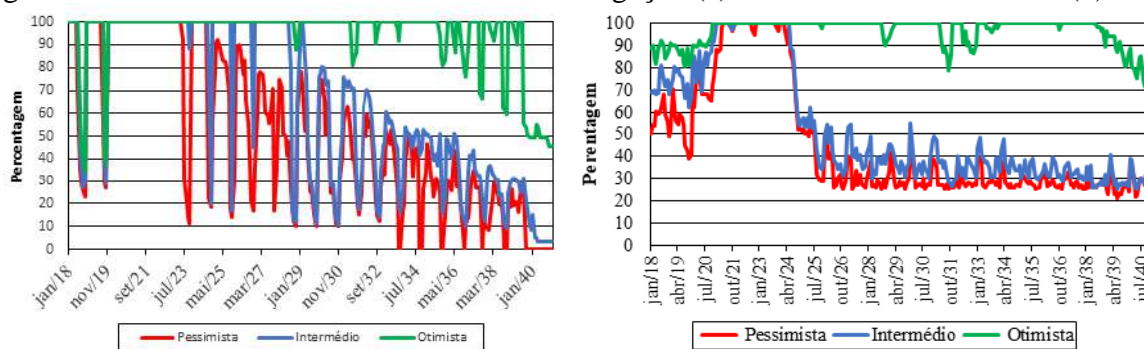
I – Cenário Intermédio

O – Cenário Otimista

Irrigação agrícola e abastecimento

Observa-se que, já nos primeiros anos, a cobertura às necessidades de irrigação não apresenta resultados de 100% para todos os cenários (Figura 3a). No horizonte de 23 anos, a cobertura é satisfeita totalmente em 222, 117 e 66 meses para os cenários Otimista, Intermédio e Pessimista, respectivamente.

Figura 3 – Cobertura de necessidades hídricas irrigação (a) abastecimento doméstico (b).



A cobertura menor de 50% é esperada a partir de outubro de 2038 no cenário Otimista, enquanto a escassez de água para o cenário Intermédio é esperada muitos anos antes, ou seja, em janeiro de 2025. Com o aumento de demanda hídrica, a escassez de água no cenário Pessimista é esperada a partir de julho de 2023. O modelo não apresenta distribuição de água durante 4 meses de cada ano de 2033 a 2037 devido à escassez hídrica no cenário Pessimista. Após esse período a cobertura é nula (0%) até o final da simulação. Apenas o cenário Otimista apresenta cobertura superior a 40% no final de simulação, enquanto o cenário Intermédio apresenta cobertura máxima de 3,5%.

Verifica-se que o nível de satisfação diminui para os grandes usuários (abastecimento e irrigação) corroborando com os valores obtidos por Juízo e Liden (2010) apesar da diferença nas prioridades adotadas. Para estes autores a satisfação para irrigação por exemplo seria de 47% em 2025 mesmo com introdução de ações mitigadoras. A melhoria de eficiência da irrigação pode ser alcançada através da aplicação de estratégias de conservação de água para reduzir déficits futuros como sistema de irrigação por gotejamento que economiza 25% da água agrícola em vez de irrigação por aspersão

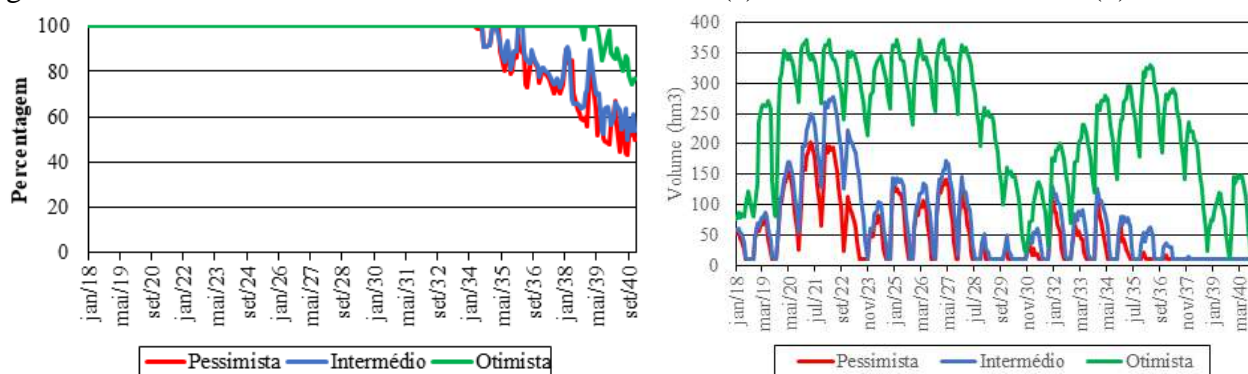
(Metobwa et al., 2018) e o revestimento do canal pode reduzir perdas de infiltração até 50% (Hassan et al., 2017).

No que concerne ao abastecimento urbano, a partir de julho de 2025, o atendimento às demandas mostra uma queda constante e progressiva até o fim da simulação, para os cenários Intermédio e Pessimista (Figura 3b). Portanto, a escassez de água é esperada cinco anos mais cedo que os resultados encontrados por Droogers et al. (2014). Isto mostra que a situação piorou se comparados os resultados dos dois estudos. Neste período, espera-se uma cobertura não superior a 55% para o cenário Intermédio e 42% para o cenário Pessimista. Nota-se ainda que os dois cenários poderão apresentar as coberturas mais baixas de 27,4 e 20,3% em maio de 2040. Espera-se uma queda a partir de agosto de 2038 para o cenário Otimista. A cobertura das necessidades mostra níveis muito baixos do que é aceitável para o abastecimento urbano. Por forma a responder as necessidades cada vez mais crescente o abastecimento e vazão ecológica poderiam ter prioridade (1), indústria (2) e irrigação (3).

Indústria e volume do reservatório

Em função do aumento de demandas hídricas totais e da série hidrológica prevista, após agosto de 2036 as demandas não serão mais atendidas em sua totalidade (Figura 4^a), mesmo num período muito chuvoso, para os cenários Intermédio e Pessimista. Observa-se que no período muito chuvoso previsto para 2040, numa perspectiva dos cenários Intermédio e Pessimista, a cobertura máxima esperada é de 49,6 e 41,9%, respectivamente.

Figura 4- Cobertura de necessidades hídricas na indústria (a) e volume do reservatório (b).



Mesmo nos anos chuvosos previstos para 2039 e 2040, o cenário que representa menor crescimento (1,2%), poderá sofrer com a escassez de água, com uma cobertura máxima de 95,3% em novembro de 2039 e o valor mais baixo de 70,6% em outubro de 2040. Portanto, os números apresentados podem representar uma barreira no crescimento do setor.

Quanto ao volume do reservatório, verifica-se que com o aumento de demandas, associado a períodos chuvoso e seco, cria uma flutuação do volume mostrando em alguns casos dificuldades de atender às demandas futuras nos três cenários. Nota-se que o reservatório continua a apresentar um acréscimo de volume armazenado positivo apresentando o valor médio de 228,5 hm³ para o cenário Otimista, o mesmo não acontece para os cenários Intermédio e Pessimista que apresentam 69,1 e 47,3 hm³, respectivamente.

O reservatório abastece o sistema sempre até atingir o seu volume morto. Os picos mais negativos da Figura 4b correspondem aos períodos em que o reservatório atinge o valor morto nos cenários Intermédio e Pessimista e valor de 82,73hm³ no cenário Otimista. Observa-se ainda que os valores elevados de volume armazenado até 2027 são referentes aos anos chuvosos, enquanto os valores mais baixos para anos secos. A partir do ano 2028 os anos chuvoso e muito chuvoso passam a não ter influência substancial no aumento de volume armazenado e consequentemente no atendimento às



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

demandas. Nos anos chuvoso e muito chuvoso, espera-se apenas pequenos picos de fluxo de entrada que não causam nenhum aumento no atendimento às demandas nos cenários Intermédio e Pessimista.

Para o armazenamento de água, o reservatório atinge valores abaixo de disponibilidade em 8 anos e em cada um desses anos nunca ultrapassa dois meses com déficit no cenário Otimista, enquanto para o cenário Intermédio no mesmo horizonte de 23 anos, registra volumes abaixo de disponibilidade em 13 anos, sendo que pelo menos quatro meses em cada ano apresentam déficit. A situação é ainda mais crítica para o cenário Pessimista com 17 anos em que o volume é menor que 82,73 hm³, com uma média de 7 meses. Estima-se que o cenário Intermédio apresente volume morto em pelo menos cinco anos no período simulado, enquanto para o cenário Pessimista o valor morto pode ser atingido durante 13 anos.

A liberação de água do reservatório entre 2020 e 2023 é suficiente para satisfazer as necessidades de todos os locais de consumo, para os três cenários. Pode-se concluir que para todos os cenários, exceto o cenário Otimista, espera-se níveis muito baixos e frequentes a partir de 2023. A diminuição do volume do reservatório foi encontrada também por Droogers et al. (2014) por volta de 2030, embora com diferença substancial no valor médio. Em suma, o volume do reservatório mostra uma tendência decrescente, também encontrada por (Juízo e Líden, 2010; Droogers et al., 2014).

A proposta de construção de nova infraestrutura de armazenamento na bacia para aumentar a disponibilidade hídrica sugerida em vários estudos (SWECO; Associates, 2005; Juízo; Líden, 2010; Droogers et al., 2014; Levi, 2016), requer que seja testada simultaneamente com as perdas de água por infiltração nos canais de transporte.

Indicadores de desempenho

Verifica-se que a garantia é diferente para os três cenários (Tabela 3), variando de 65% do cenário Otimista para 21% no cenário Pessimista. Apenas o cenário Otimista apresenta uma garantia anual regular, sendo insatisfatório para os restantes cenários. O cenário Pessimista apresenta a maior duração média de falha de 18 meses. Durante todo o período de simulação, espera-se uma garantia de 248, 112 e 58 meses para os cenários Otimista, Intermédio e Pessimista, respectivamente, período em que o reservatório pode abastecer água aos locais de demanda sem restrições.

Tabela 3 – Resultado de desempenho do reservatório entre 2018 e 2040

Indicadores	Otimista	Intermédio	Pessimista
Garantia mensal (%)	89,5	40,6	21,1
Garantia anual (%)	65,2	39,1	17,4
Nr médio de cada falha	2,5	7,5	18,1
Resiliência (%)	45,6	20,0	16,7

A resiliência apresenta valores menores para todos os cenários, significando a dificuldade de recuperação do sistema após um período de *déficit*. A existência de poucas falhas com duração máxima de um mês, fez com que a resiliência apresentasse valores críticos. Portanto, o reservatório não se mostra capaz de recuperar após o *déficit* para os cenários Intermédio e Pessimista.

À medida que o crescimento da demanda continua, o sistema ficará mais vulnerável à escassez de água. Os resultados do modelo neste artigo mostram que os problemas enfrentados talvez possam ser mitigados por meio de uma abordagem integrada. A abordagem pode incorporar os efeitos do aumento do crescimento populacional, da variabilidade climática e das atividades econômicas.

CONCLUSÕES

Na BRU o crescimento populacional representará maior impacto na demanda de água em todos os cenários porque é o maior consumidor de água atualmente e espera-se que continue assim no futuro em função das suas taxas de crescimento e do aumento do consumo *per capita* de água.

Nas condições atuais o reservatório apresenta um volume médio de 280,9 hm³, chegando ao armazenamento mínimo de 80,1 hm³. Para o cenário Otimista, espera-se que apresente um volume médio de 228,5 hm³ e volume mínimo armazenado de 20,4 hm³. O volume médio para o cenário Intermédio é de 69,1 hm³ e um volume mínimo de 10,17 hm³, enquanto o cenário Pessimista, poderá atingir um valor médio de 47,3 hm³ e um volume mínimo de 10,17 hm³.

O cenário Pessimista demandará mais água que os outros cenários, ou seja, 50,4 hm³ em relação ao cenário Otimista e 33,8 hm³ em relação ao cenário Intermédio. Para o cenário Intermédio a escassez de água pode ser esperada por volta de 2025, enquanto para o cenário Pessimista a escassez de água pode ser esperada muito antes, em 2023. Tomando em consideração que estas previsões se basearam em cenários hidrológicos, portanto, as condições hidrológicas futuras podem alterar isso.

Portanto, estes resultados enfatizam a necessidade de reduzir a pressão nesta bacia e no reservatório em particular, através de estratégias de gestão e fontes alternativas.

REFERÊNCIAS

ADGOLIGN, T.B.; RAO, G. V. R. S.; ABBULU, Y. **WEAP modeling of surface water resources allocation in Didessa Sub-Basin, West Ethiopia**. *Sustain. Water Resour. Manag.* n. 2, p. 55–70. 2015.

AEP. Associação Empresarial de Portugal. **Cluster da Água Moçambique. Uma Estratégia Coletiva. Manual de Boas Práticas**. Projeto Água Global - Internacionalização do Setor Português da Água. 2014.

ARA-Sul. Administração Regional de Águas do Sul. **Informação para a operação da barragem dos Pequenos Libombos**. 2010.

ARRANZ, R.; McCARTNEY, M.P. **Application of the Water Evaluation and Planning (WEAP) model to assess future water demands and resources in the Oliphant Catchment, South Africa**. *International Water Management Institute*, v.1, n.116, p. 103. 2007.

CCG -UCC – Centro de Cambio Global -Universidad Católica de Chile; SEI - Stockholm Environment Institute. **Guia Metodológica – Modelación Hidrológica y de Recursos Hídricos com el Modelo WEAP**. Disponível: <http://weap21.org>. 2009.

DROOGERS, P.; DE BOER, F.; TERINK, W. **Water Allocation Models for the Umbeluzi River Basin, Mozambique**. *Report Future Water*, v.1, n. 132, p. 41-69. 2014.

HASSAN, D.; BANO, R.; BURIAN, S.J.; ANSARI, K. **Modeling water demand and supply for future water resources management**. *International Journal of Scientific & Engineering Research*, v. 8, n. 5, p. 175-1750. 2017.

HUSSEN, B.; MEKONMEN, A.; PINGALE, S.M. **Integrated water resources management under climate change scenarios in the sub-basin of Abaya-Chamo, Ethiopia**. *Modeling Earth Systems and Environment* n. 4, p. 221–240. 2018.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

INE. Instituto Nacional de Estatística, **Resultados definitivos do censo 2017**. Maputo. 2019.

JOHANNSEN, I. M.; HENGST, J.C.; GOLL, A.; HÖLLERMANN, B.; DIEKKRÜGER, B. **Future of Water Supply and Demand in the Middle Drâa Valley, Morocco, under Climate and Land Use Change**. *Water*, v. 8, n. 313, p. 1-18. 2016.

JUIZO, D.; LIDEN, R. **Modeling for transboundary water resources planning and allocation: the case of Southern Africa**. *Hydrology na Earth System Sciences* n.14, p. 2343–2354. 2010.

LEONG, W.K.; LAI, S.H. **Application of Water Evaluation and Planning Model for Integrated Water Resources Management: Case Study of Langat River Basin, Malaysia**. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering* (210) 2017.

METOBWA, O.G.M.; MOURAD, K.A.; RIBBE, L. **Water Demand Simulation Using WEAP 21: A Case Study of the Mara River Basin, Kenya**. *International Journal of Natural Resource Ecology and Management*, v. 3, n. 1, p. 9-18. 2018.

McCARTNEY, M.P.; YAWSON, D.; MAGAGULA, T.F.; SESHOKA, J. **Hydrology and water resources development in the Olifants river catchment**. *IWMI* (76) 2004.

OMAR, M.E.D.M.; MOUSSA, A.M.A. **Water management in Egypt for facing the future challenges**. *Journal of Advanced Research*, n.7, p. 403–412. 2016.

SEI - Stockholm Environment Institute. 2015. **User Guide – WEAP**. [online]. Disponível: <http://weap21.org>.

SIMÕES, J.; OLIVEIRA, R. 2014. **Modelos de gestão de bacias hidrográficas: o desempenho dos modelos IRAS- 2010 e AQUATOOL na simulação do aproveitamento hidroagrícola do Vale do Sorraia**. *Revista Recursos Hídricos*, v. 35, n. 2, p. 29-39. 2014.

SWECO; Associates. **Estudo conjunto da bacia do Rio Umbeluzi. NDF197. 2005**. Primeiro projeto nacional de desenvolvimento do setor de águas.

Yates, D.; SIEBER, J.; PURKEY, D.; LEE, A. 2005. **WEAP21 - A demand, priority, and preference-driven water planning model-part 1: model characteristics**. *Int. Water Res. Assoc* v.30, n.4, p. 487–500. 2005.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

AValiação Preliminar da Qualidade da Água ao Longo do Córrego Mumbuca da Cidade de Monte Carmelo–MG

Gabriel da Costa Resende¹, Maria Lyda Bolanos Rojas², Edmar Isaias de Melo³

RESUMO

O objetivo desta pesquisa foi avaliar a qualidade da água do Córrego Mumbuca, uma das principais fontes de abastecimento de água para consumo humano da cidade de Monte Carmelo – MG. Dada a localização geográfica deste Córrego, com sua nascente na área rural e no seu percurso atravessando a cidade, faz-se necessário mensurar a qualidade da sua água visando identificar possíveis interferências antrópicas. Assim, ao longo do córrego foram definidos pontos para coleta de amostras de água, que representem o estado atual da água do córrego. Ao todo foram definidos cinco pontos de coleta, iniciando na nascente e terminando no encontro do Córrego Mumbuca com o Rio Perdizes. Os parâmetros analisados foram temperatura, pH, turbidez, oxigênio dissolvido e sólidos sedimentáveis. Os resultados mostraram que a qualidade em relação ao parâmetro oxigênio dissolvido, sólidos sedimentáveis e turbidez é afetada quando o córrego passa pela cidade, mostrando que há interferência humana que está contribuindo com a poluição deste recurso hídrico. Medidas como preservação da nascente, melhorias no sistema de esgotamento sanitário, campanhas de educação ambiental devem ser planejadas para evitar ou minimizar problemas relacionados com a crise hídrica em uma cidade com expectativa de crescimento e desenvolvimento como Monte Carmelo.

PALAVRAS-CHAVE: qualidade da água, recursos hídricos, saneamento.

INTRODUÇÃO

A água é um recurso natural que têm complexas e variadas funções, sendo a mais importante prover condições para a realização das diversas reações químicas e processos biológicos que sustentam a vida, portanto, sem água, não é possível a existência de nenhum tipo de vida no planeta.

No planeta Terra existem disponíveis $1,38 \times 10^{18}$ m³ de água. Desse total, 97% correspondem a água salgada, os outros 3% são de água doce, mas apenas 0,8% está a disposição do homem, pois 2,2% estão incorporados em forma de geleiras, neve e solos congelados. Da água tecnicamente disponível para o consumo humano, 97% se encontra armazenada em aquíferos e 3% dessa água é encontrada na superfície terrestre, no solo, lagos, rios, zonas úmidas, na umidade do ar, em plantas e animais (VON SPERLING, 2017).

Constata-se que a quantidade de água evidenciada acima para extração é diminuta, motivo pelo qual os recursos hídricos devem ser preservados, evitando-se a contaminação da restrita fração disponível.

¹Graduando em Engenharia de Agrimensura e Cartográfica (IG/UFU), bolsista de Iniciação Científica (Gabriel-resende10@hotmail.com)

² Professora da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU), (marialyda@ufu.br)

³ Professor do Instituto de Química (IQUFU), (emelo@ufu.br)

As limitadas reservas naturais de água, o aumento da demanda deste recurso, a poluição e a deterioração dos mananciais, têm provocado graves problemas de escassez. Por conseguinte, nota-se uma crescente preocupação dos governos relacionada à adoção de medidas que visem a proteção e a preservação dos recursos hídricos, visando a garantia do fornecimento para consumo.

Nas últimas décadas, sobreveio um significativo aumento na variedade e volume de resíduos produzidos pela população e pelas atividades industriais, que têm provocado desmedidos prejuízos ambientais em virtude da inadequada disposição desses resíduos no meio ambiente.

Pelo exposto anteriormente, fica evidente que o desenvolvimento de atividades humanas e industriais requer cada vez mais a utilização de recursos hídricos, seja como fonte de abastecimento ou como receptor de resíduos líquidos tratados ou não tratados nas diferentes atividades humanas.

A utilização dos cursos de água como destino final de lançamento de efluentes tratados ou não tratados, tem gerado substanciais impasses vinculados à poluição. Como problema primordial expõe-se o consumo de oxigênio dissolvido.

Devido ao lançamento de efluentes nos corpos de água, há uma introdução de matéria orgânica, que resulta no consumo de oxigênio dissolvido.

Este consumo deve-se aos processos de estabilização da matéria orgânica realizados por bactérias decompositoras, que utilizam o oxigênio disponível no meio líquido para a sua respiração.

Do ponto de vista ambiental, o decréscimo dos teores de oxigênio dissolvido é o principal resultante ecológico da poluição orgânica em um curso de água.

A redução da concentração de oxigênio no meio aquoso pode resultar na morte de múltiplos seres aquáticos, principalmente as bactérias aeróbias que vivem na presença de oxigênio dissolvido. Caso, eventualmente o oxigênio dissolvido seja consumido completamente, serão criadas condições anaeróbias, com possível geração de odores desagradáveis.

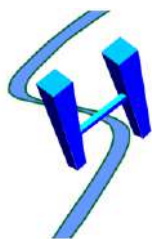
O efeito do lançamento de um efluente biodegradável, na concentração de oxigênio dissolvido de um corpo receptor próximo ao lançamento, pode ser observado pela concentração de uma população microbiana que consome as substâncias orgânicas, consumindo o oxigênio dissolvido da água (DEZOTTI, M. 2008).

Entender este fenômeno é importante no tratamento de águas residuárias, já que, norteia a definição da qualidade permitida para o efluente a ser lançado, o estabelecimento do nível de tratamento e a eficiência de remoção da matéria orgânica, expressada como Demanda Bioquímica de Oxigênio – DBO ou Demanda Química de Oxigênio - DQO.

A Lei 11.445 de 05 de janeiro de 2007 discorre sobre a Política Federal de Saneamento Básico, o qual constitui um conjunto de serviços, infraestruturas e instalações operacionais de abastecimento de água potável, esgotamento sanitário, limpeza urbana e manejo de resíduos sólidos, drenagem e manejo de águas pluviais urbanas. Esta Lei admite a gestão e o gerenciamento integrado dos serviços de infraestrutura, assegurando a melhoria ou a manutenção da saúde e em decorrência o bem-estar físico, social e mental da comunidade.

Os problemas gerados pela poluição têm sido objeto de numerosos estudos nas últimas décadas. Em virtude das crescentes exigências por parte da população, no que tange à saúde pública, cientistas e pesquisadores têm se empenhado no desenvolvimento e aprimoramento de sistemas que minimizem os problemas causados pela poluição, evitando ou minimizando danos ao meio ambiente.

Neste caso, com referência ao tratamento de águas residuárias urbanas e industriais, a pretensão por novas tecnologias e modelos de gestão, tem sido estimulada por numerosos fatores, como a crescente exigência dos padrões de lançamento de efluentes nos corpos receptores; necessidade de sistemas de tratamento com elevado desenvolvimento, excepcionalmente sujeitos a falhas operacionais; disponibilidade de área para instalação de sistemas de tratamento em áreas urbanas e industriais e desintoxicação e eliminação de agentes poluentes emergentes (SILVA, 1995).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Assim, as empresas de saneamento têm a responsabilidade de coletar, tratar e dispor as águas residuárias domésticas geradas em uma localidade, para assegurar boas condições de saúde pública para a população e preservar a qualidade do meio ambiente.

Atualmente, a concepção de sistemas de esgotamento sanitário deve considerar também aspectos relacionados ao gerenciamento operacional e ambiental e assim torná-los mais eficazes e valorizados pela comunidade.

Por este motivo, o gerenciamento do impacto do lançamento de águas residuárias dentro ou fora das normas solicitadas pela legislação ambiental, em cursos de água deve ter prioridade e ser uma continuação do processo de tratamento.

O gerenciamento do impacto do lançamento de águas residuárias é importante porque após, esse lançamento os cursos de água podem se recuperar por mecanismos meramente naturais, através do fenômeno de autodepuração. Este fenômeno permite avaliar a capacidade de assimilação dos rios, sem causar problemas do ponto de vista ambiental, desde que o lançamento de águas residuárias seja feito dentro de critérios técnicos seguros e bem definidos.

Facilita também o estabelecimento de normas impedindo que o lançamento de efluentes esteja acima da capacidade de assimilação do curso de água

A Prefeitura da cidade de Monte Carmelo – MG, através do Departamento Municipal de Água e Esgoto – DMAE, é a instituição responsável pelo esgotamento sanitário da cidade. Atualmente, são coletados e tratados aproximadamente 70% das águas residuárias domésticas geradas no município, destacando-se que os 30% restantes são lançados nos cursos de água localizados na jurisdição do município sem nenhum tipo de tratamento.

Os Córregos Mumbuca, Lambari, Urubu e Olaria, são os cursos de água que recebem as águas residuárias tratadas e não tratadas da cidade de Monte Carmelo – MG.

Este trabalho teve como objetivo a coleta de amostras d'água do Córrego Mumbuca, analisando os parâmetros: Oxigênio dissolvido, OD (mg/l), pH (UN), Sólidos sedimentáveis (ml/L.h), Turbidez (NTU), Temperatura °C, visando a avaliar a qualidade da água do córrego Mumbuca e direcionar a proposição de medidas para preservar a qualidade da água do Córrego.

METODOLOGIA

Inicialmente foi realizado o georreferenciamento da bacia hidrográfica, que serviu como base para a escolha de pontos ao longo do Córrego, onde foram coletadas amostras de água para realização das análises físico-químicas.

Os pontos foram definidos ao longo do rio com o objetivo de ter informação sobre o comportamento do curso de água principalmente quando atravessa a cidade. As características principais dos pontos de coleta são descritas a continuação:

Ponto 1, localizado na nascente do Córrego Mumbuca, dentro de uma propriedade privada, no meio de uma mata fechada, onde não há evidências de interferência antrópica, sendo que a olho nu observa-se que a água da nascente é limpa e aparentemente adequada para o uso.

Ponto 2, localizado dentro do perímetro urbano nas proximidades da Escola Polivalente. Neste local observa-se que o Córrego Mumbuca recebe vários lançamentos indevidos de esgoto e também outro córrego, chamado Olaria.

Ponto 3, localizado antes da Estação de Tratamento de Águas Residuárias -ETAR, aproximadamente a uma distância de 55 metros. O local é de difícil acesso, devido a presença de vegetação muito densa.

Ponto 4, localizado em uma área pública às margens da rodovia MG-190, e após a ETAR, aproximadamente a 145 metros de distância.

Ponto 5, localizado em uma área rural privada próximo a uma estrada vicinal, onde o córrego Mumbuca se encontra com o rio Perdizes.

Na Figura 1, apresenta-se o mapa gerado com auxílio do georreferenciamento, mostrando as coordenadas dos 5 (cinco) pontos de coleta.

A Figura 2, apresenta fotos mostrando características dos pontos de coleta monitorados com suas respectivas coordenadas.

Os pontos foram definidos ao longo do rio com o objetivo de ter informação sobre o comportamento do curso de água principalmente quando atravessa a cidade.

A coleta das amostras de água foi realizada com frequência quinzenal de acordo com a norma Brasil (1987).

A análise dos parâmetros propostos para avaliação da qualidade da água do córrego foi realizada de acordo com as metodologias definidas na última edição do APHA (2012).

As análises foram realizadas no LAGRAM – Laboratório de Análises de Amostras Agrícolas e Ambientais do Campus de Monte Carmelo.

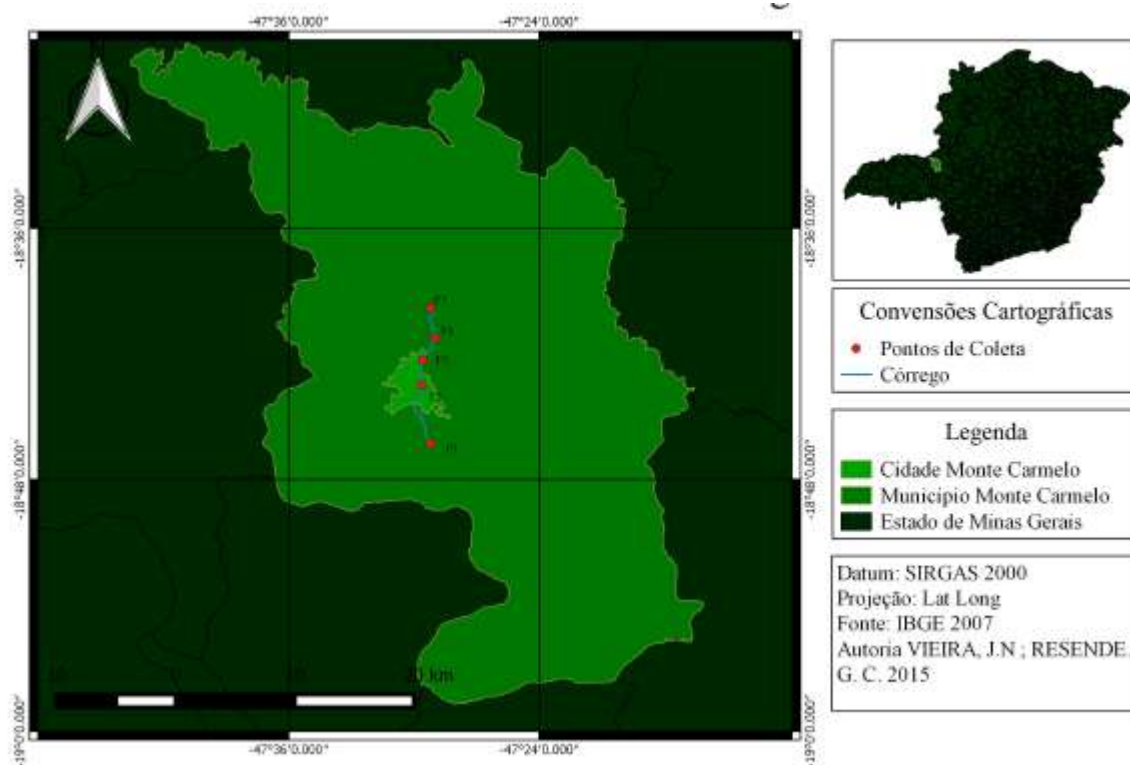


Figura 1 – Georreferenciamento dos pontos de coleta no Córrego Mumbuca.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

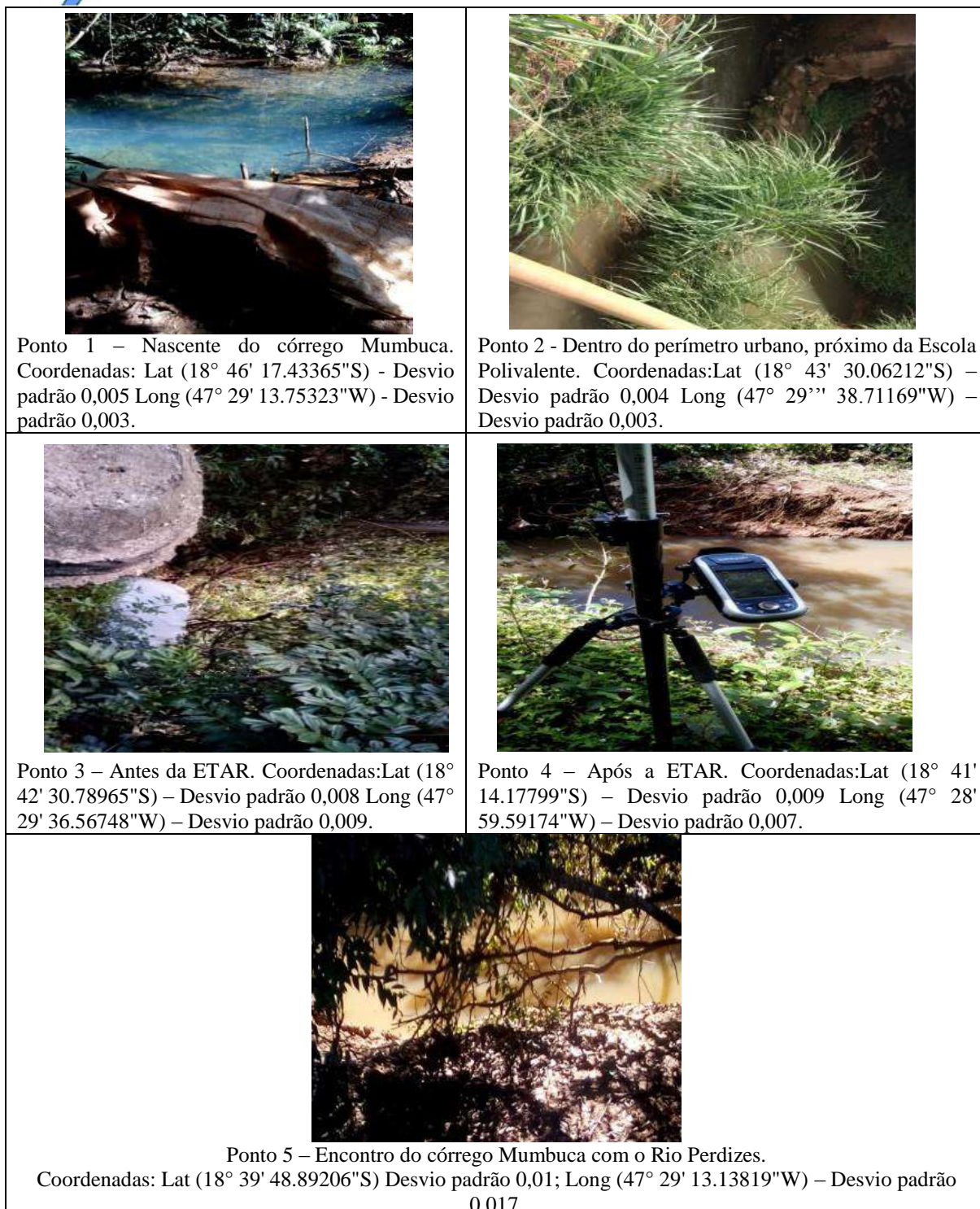


Figura 2 – Localização e características dos pontos escolhidos para monitoramento da água do córrego Mumbuca.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para cada ponto de coleta foi medida in loco a temperatura da água do córrego, conforme apresentado na Figura 3a.

Pode-se notar que ao longo do córrego a temperatura oscilou entre 22,6°C e 23,3°C, mostrando um valor relativamente constante no percurso analisado do córrego, o que indica a possibilidade da não existência de resíduos com características industriais sendo lançados ao longo do córrego.

Com relação ao oxigênio dissolvido (OD) os resultados encontrados nas análises das amostras de água realizadas no laboratório, estão apresentados na Figura 3b.

Através dos resultados, observa-se que o segundo ponto apresenta a menor concentração de oxigênio dissolvido, sendo justamente o ponto localizado dentro do perímetro urbano. Este resultado mostra que o córrego Mumbuca no seu percurso dentro da cidade de Monte Carmelo está sofrendo os efeitos da poluição das águas por despejos orgânicos.

De acordo com a temperatura média encontrada nas medições da água do córrego a concentração de oxigênio dissolvido no Córrego deve estar entre 7,5 mg/l e 8,0 mg/l.

Observa-se que entre os pontos 1 e 4 a concentração de oxigênio dissolvido está entre 2,4 mg/l e 3,5 mg/l, valores abaixo da concentração de saturação de oxigênio dissolvido, o qual é indicativo da presença de matéria orgânica, devido possivelmente ao lançamento indevido de esgoto sem tratamento no trajeto que o córrego percorre pela cidade. Vale salientar que com estas concentrações de oxigênio dissolvido fica comprometida a presença de peixes no Córrego.

Ao comparar com a legislação vigente Brasil (2005) e Brasil (2008) e considerando o Córrego Mumbuca como classe II, observa-se que a qualidade da água nos pontos 1, 2, 3 e 4, não se enquadra dentro dos padrões estabelecidos, os quais exigem oxigênio dissolvido em qualquer amostra não inferior a 5,0 mg/l. Com relação ao ponto 1, convém averiguar a causa da baixa concentração de oxigênio dissolvido, já que pelas características não deveria apresentar indícios negativos em relação à qualidade da água.

No último ponto quando o Córrego Mumbuca encontra o rio Perdizes, obteve-se um valor alto de oxigênio dissolvido, indicando ausência de interferência antrópica neste setor e mostrando a capacidade de autodepuração que o rio possui para se recuperar das cargas orgânicas recebidas a montante deste ponto. Neste ponto a legislação ambiental é atendida.

A Figura 3c apresenta os resultados obtidos para a análise de turbidez. Observa-se que na nascente (Ponto 1) a turbidez apresentou um valor baixo. Este resultado era esperado, já que de acordo com as características do local descritas acima, a nascente é preservada e não apresenta sinais de interferência antrópica, porém esta análise não condiz quando observada a concentração de oxigênio dissolvido que mostra possível poluição desse ponto. Estudos mais detalhados deverão ser realizados para implementar medidas que ajudem a esclarecer a causa deste resultado.

Com relação aos pontos 2, 3 e 4 houve aumento da turbidez, mantendo-se constante e dentro da norma fixada pela legislação ambiental que permite até 100 NTU para corpos de água enquadrados como classe II.

O último ponto teve aumento da concentração, mesmo assim se manteve dentro do limite definido. Este incremento pode ser devido a contribuição por fatores naturais como partículas provenientes de rocha, argila e silte ou características próprias do leito do córrego que precisariam ser estudadas com mais aprofundamento.

O parâmetro pH foi medido em laboratório e o resultado das análises é apresentado na Figura 3d.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

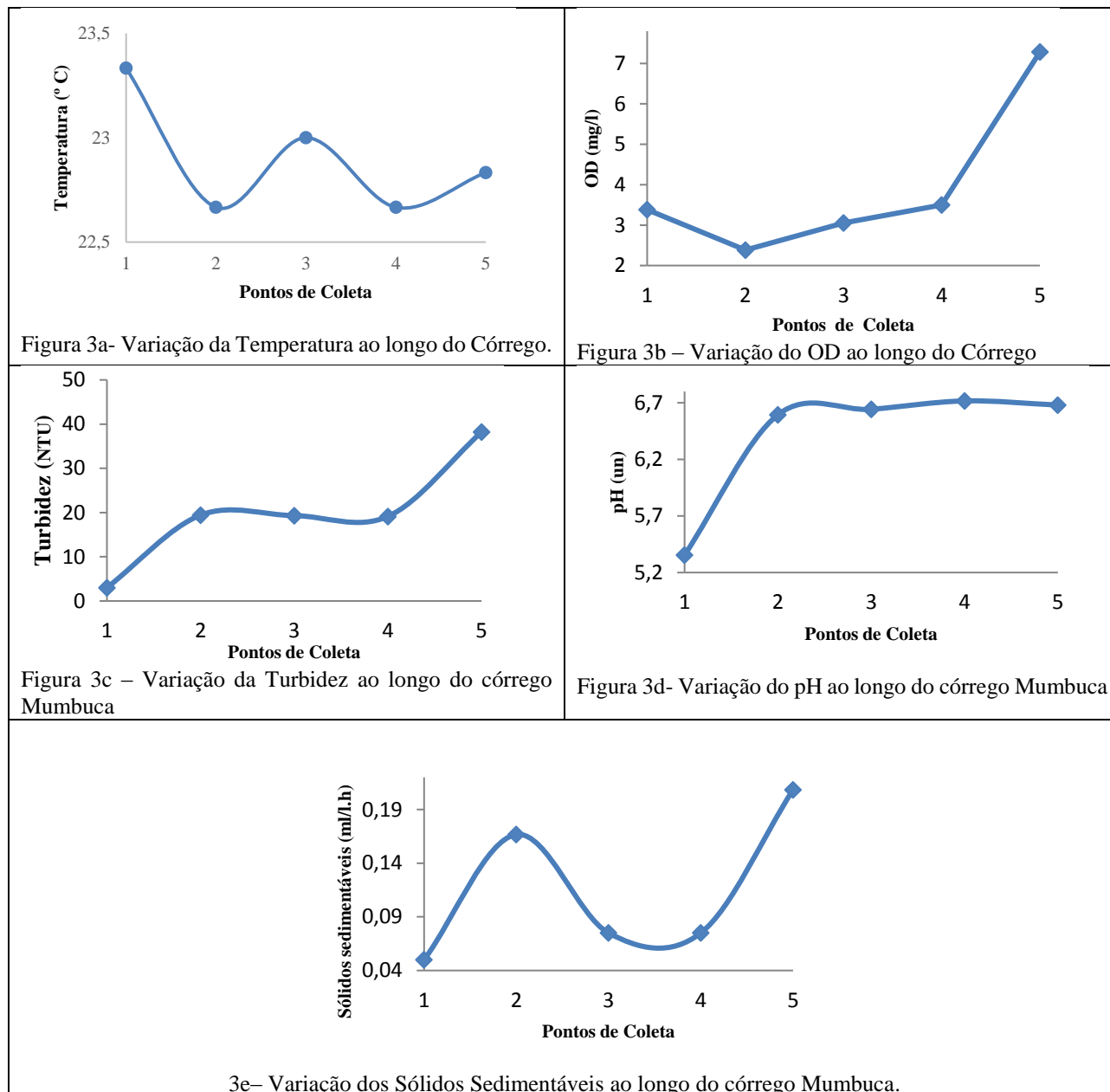


Figura 3 – Comportamento dos parâmetros monitorados ao longo do Córrego Mumbuca.

O valor do pH oscilou entre 5,3 e 6,7 para o primeiro e o último ponto, sendo que entre o segundo e o último ponto a variação foi entre 6,6 e 6,7.

O primeiro ponto apresenta características ácidas, provavelmente devido à influência das características ácidas do solo da região. De acordo com o valor mensurado este ponto não se enquadra dentro da norma ambiental, os outros pontos apresentam pH dentro da exigência estabelecida pelo órgão ambiental para corpos de água classe II em relação ao pH, que exige valores entre 6 e 9.

Com relação aos sólidos sedimentáveis, na Figura 3e pode-se observar a alteração da qualidade da água do córrego quando atravessa a cidade de Monte Carmelo, já que no ponto 2 aumenta a concentração de sólidos sedimentáveis, mostrando que este ponto é crítico em relação a este parâmetro.

Depois desse ponto observa-se que há diminuição da concentração desse parâmetro, sendo que a jusante do lançamento da ETAR sua concentração aumenta novamente.

Este comportamento mostra que o córrego consegue se recuperar da carga orgânica recebida ao atravessar a cidade, no entanto, contribuições naturais, provavelmente o lançamento final da ETAR ou lançamentos indevidos podem provocar o aumento da sua concentração ao final do percurso analisado.

Estudos mais detalhados deverão ser realizados para identificar com mais precisão a variabilidade dos parâmetros analisados para assim identificar a causa e definir procedimentos que ajudem a preservar a qualidade da água do córrego Mumbuca.

CONCLUSÕES

A avaliação da qualidade da água do córrego Mumbuca, através dos parâmetros turbidez, pH, temperatura, sólidos sedimentáveis e oxigênio dissolvido mostrou que no ponto 1 correspondente à nascente faz-se necessário uma pesquisa mais aprofundada já que em relação ao oxigênio dissolvido durante todo o período de estudo sua concentração foi baixa, o pH ácido e a turbidez baixa.

De acordo com as características observadas no local, de área preservada e sem interferência humana além da atividade agrícola, não eram esperados valores tão baixos de oxigênio dissolvido.

O comportamento dos parâmetros ao longo do córrego Mumbuca, mostra uma clara interferência da atividade humana quando o córrego passa pela cidade, haja vista que a concentração de oxigênio dissolvido diminui, e a turbidez e os sólidos sedimentáveis aumentam no ponto localizado dentro da cidade.

No entanto, observa-se que o córrego ainda consegue ter uma relativa recuperação, principalmente em relação ao parâmetro oxigênio dissolvido.

Com a avaliação da qualidade da água do córrego Mumbuca, por meio do monitoramento das características físico-químicas, obtêm-se indicadores de qualidade que refletem suas alterações.

Através destes resultados, detectou-se que há possíveis fontes de poluição das águas do córrego Mumbuca, que a nascente precisa ser preservada com ações que visem a definição de procedimentos para minimizar ou evitar a deterioração da qualidade da água do córrego Mumbuca, tais como melhorias no sistema de esgotamento sanitário e campanhas de educação ambiental

Considerando o desenvolvimento da cidade de Monte Carmelo, a proteção dos recursos hídricos da cidade, deve ser prioridade das instituições envolvidas com a manutenção da qualidade de vida da população e diante da crise hídrica, um bom planejamento e medidas de prevenção poderiam evitar a escassez de água.

REFERÊNCIAS

APHA. **Standard Methods for Examination of Water and Wastewater**. 22nd edition. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environmental Federation. 2012.

BRASIL. ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9898: Preservação e técnicas de amostragem de efluentes líquidos e corpos receptores**. Rio de Janeiro, 1987. 22 p.

BRASIL. Ministério do meio ambiente – CONAMA. **Resolução nº 357 de 17 de março de 2005**. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para seu enquadramento, bem



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá providências. Diário oficial da república Federativa do Brasil, Brasília, DF, 18 de março de 2005. Secção1, p. 58-63.

DEZOTTI, M. **Processo e Técnicas para o Controle Ambiental de Efluentes Líquidos**. Série Escola Piloto em Engenharia Química COPPE/UFRJ, v.5, editora e-papers. 2008.

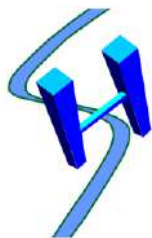
MINAS GERAIS (Estado). **Deliberação Normativa Conjunta COPAM/CERH-MG nº 01**. Diário Executivo Minas Gerais de 17 de março de 2008. Diário Oficial de Minas Gerais, Poder Executivo, Belo Horizonte, MG, 13 de maio de 2008.

RAMOS, G., A. **Sistema de Gestão Ambiental em Estações de Tratamento de Esgoto. O Caso da ETE Remédios**. Acesso internet em 28 de outubro de 2013.

SILVA, César R. L. **Inovação tecnológica e distribuição de renda: impacto distributivo dos ganhos de produtividade na agricultura brasileira**. São Paulo, Instituto de Economia Agrícola. 1995.

VON SPERLING, M. **Estudos e modelagem da qualidade da água de rios**. 1 ed. Belo Horizonte. Editora UFMG. 2007.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgotos**. 4 ed. Belo Horizonte. Editora UFMG. 2017.



CONFLITOS NO APROVEITAMENTO HÍDRICO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO SÃO MARCOS, ALTO PARANAÍBA

Sérgio Siqueira Prado Soares¹; Marcio Ricardo Salla²

RESUMO

A bacia hidrográfica do rio São Marcos, inserida nos Estados de Minas Gerais, Goiás e Distrito Federal, tem destaque na produção agrícola e geração de energia elétrica, levando a conflitos pelo uso da água. O objetivo foi trazer propostas para otimização do aproveitamento hídrico superficial, minimizando os conflitos de uso da água entre a geração hidroelétrica (Centrais Hidrelétricas de Batalha e Serra do Facão) e a irrigação por meio de pivôs centrais. Foram analisados novos critérios na estimativa da vazão de referência, com a determinação em bases sazonais, considerando os seis meses mais chuvosos (outubro a março) e os seis meses mais secos (abril a setembro), além da adoção de critérios de outorga diferentes dos adotados atualmente pelos Estados de Minas Gerais (50% da $Q_{7,10}$), Goiás (70% da Q_{95}) e Distrito Federal (80% da $Q_{7,10}$), com porcentagens maiores e menores que a vazão máxima outorgável.

PALAVRAS-CHAVE: Otimização hídrica, OPTIGES, rio São Marcos.

INTRODUÇÃO

De acordo com ANA (2015), aproximadamente 55% da demanda hídrica consuntiva em escala nacional é direcionada ao setor de irrigação. Os Estados de Minas Gerais, Goiás, Bahia e São Paulo concentram cerca de 80% da área irrigada por pivô central. Além disso, existem aproximadamente 267 centrais hidrelétricas instaladas nesses Estados, o que acirra os conflitos pelos usos múltiplos da água (ANEEL, 2018).

A bacia hidrográfica do rio São Marcos traz enormes conflitos entre os irrigantes e o setor hidrelétrico. De acordo com o IBGE (2015), a bacia é caracterizada por ser uma região de alta produtividade agrícola devido à irrigação por pivôs centrais, onde os municípios de Cristalina (GO) e Unaí (MG), respectivamente, estão na 5^a e 24^a posição de maiores PIB agrícolas do Brasil.

Atualmente estão em operação na bacia hidrográfica do rio São Marcos duas centrais hidrelétricas – CH em série, na sequência, Batalha (com início de operação em maio de 2014) e Serra do Facão (com início de operação em outubro de 2010). Os conflitos foram agravados após o término das obras da CH Batalha, o que motivou o estabelecimento do marco regulatório na bacia, conforme Resoluções ANA n° 562 (ANA, 2010a) e ANA n° 564 (ANA, 2010b), pactuadas entre a Agência Nacional das Águas e os órgãos gestores de Goiás (Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos - SEMARH) e Minas Gerais (Instituto Mineiro de Gestão das Águas - IGAM). Entretanto, as vazões disponibilizadas pelo marco para usos consuntivos já foram superadas pelas demandas existentes, o que tem motivado a sua revisão e a negociação entre os órgãos gestores e os usuários.

O presente estudo fundamenta-se na hipótese de que a variabilidade temporal e espacial da disponibilidade hídrica e o uso de critérios menos restritivos trazem alternativas que minimizam o conflito pelo uso da água. Diante dos critérios de outorga atuais nos Estados de Minas Gerais (50% da $Q_{7,10}$ anual) e Goiás (70% da Q_{95} anual), objetivou-se:

- Analisar a disponibilidade hídrica por meio de novos critérios de outorga de uso da água, fixos em toda a bacia, como: 70% da Q_{95} anual, 50% da $Q_{7,10}$ anual, 30% da $Q_{7,10}$ anual e 80% da $Q_{7,10}$, variando em base anual;

¹ Mestre em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (sergio.spsoares@gmail.com)

² Professores da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marcio.salla@ufu.br)

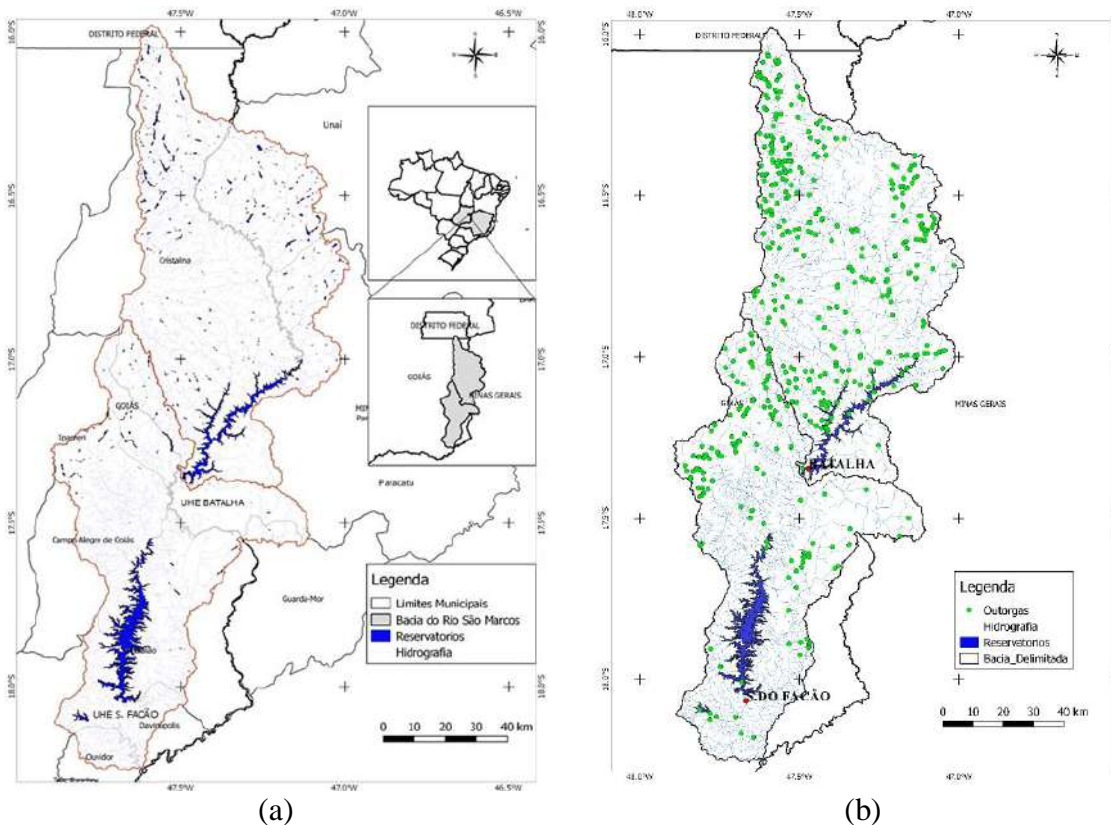
- Analisar a disponibilidade hídrica a partir dos critérios atuais calculados em base sazonal (períodos seco e chuvoso);
- Identificar as regiões que possuem uma situação de escassez mais frequente e ponderar níveis de prioridade e restrições nos usos da água. As análises computacionais de otimização hídrica foram realizadas no módulo OPTIGES, vinculado ao sistema de suporte à decisão AQUATOOL

METODOLOGIA

Área de estudo

A bacia hidrográfica do rio São Marcos está localizada na região central do Brasil, inserida na bacia do rio Paranaíba, abrangendo os estados de Goiás e Minas Gerais e o Distrito Federal, e área de aproximadamente 1.208.575 ha, sendo 0,6% pertencente ao Distrito Federal, 71,9% ao estado de Goiás e 27,5% ao estado de Minas Gerais. O rio São Marcos é um curso de água da união e um dos principais tributários do rio Paranaíba em sua margem direita e, desde sua nascente até o encontro com o rio Paranaíba, percorre uma distância aproximada de 480 km (SILVA; HORA, 2015). É formada por dez municípios, sendo Campo Alegre de Goiás, Catalão, Cristalina, Davinópolis, Ipameri, Ouvidor e Três Ranchos no estado de Goiás e os municípios de Guarda-Mor, Paracatu e Unaí no Estado de Minas Gerais. A Figura 1a apresenta a localização da bacia hidrográfica do rio São Marcos.

Figura 1 – Bacia hidrográfica do rio São Marcos (a) localização georreferenciada; (b) Identificações das outorgas



Dados fluviométricos

Apesar do cadastro de diversas estações fluviométricas na bacia, várias delas não operam devido às construções dos reservatórios. Algumas estações foram monitoradas até o ano de 2007, quando



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

iniciou a construção da UHE Serra do Facão. Foram implantadas novas estações de monitoramento, porém grande parte iniciou a operação apenas em 2015. Portanto, optou-se por uma série histórica pequena, entre outubro de 2014 até setembro de 2017, utilizando as vazões de afluência e defluência dos reservatórios (vazões turbinadas e vertentes) na estimativa das séries sintéticas nas sub-bacias afluentes ao rio São Marcos, por meio do método de descarga específica. Todos os dados foram fornecidos por Furnas.

Demandas consuntivas e não consuntivas outorgadas

Os dados de outorga da porção mineira da bacia foram disponibilizados pela Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável (SEMAD), enquanto da porção goiana foram obtidos junto à Secretaria de Meio Ambiente, Recursos Hídricos, Infraestrutura, Cidades e Assuntos Metropolitanos (SECIMA). Foram consultados os processos relativos às outorgas válidas e concedidas até dezembro de 2017 referentes ao abastecimento humano, irrigação, indústria, dessedentação de animal e geração de energia elétrica. A Figura 1b traz as identificações das outorgas na bacia.

OPTIGES

As ferramentas computacionais de auxílio ao planejamento e gestão dos recursos hídricos em escala de bacia hidrográfica sofreram significativos avanços na capacidade de tomada de decisões nos últimos tempos (SALLA e CHUERUBIM, 2014). O presente estudo fez uso do módulo de otimização hídrica OPTIGES, vinculado à ferramenta AQUATOOL. Em escala mensal, o módulo tem como função a otimização e gestão de um sistema de recursos hídricos de acordo com hipóteses e restrições que são impostas pelo usuário.

A topologia do sistema hídrico é semelhante a uma rede de fluxo, onde todos os elementos são dispostos a critério do usuário e sem a necessidade de manutenção de uma escala. Os elementos utilizados na construção da topologia foram:

- Nós: elementos pontuais utilizados nos pontos de convergência ou bifurcação de cursos de água, de retiradas pontuais de água (demandas consuntivas e não consuntivas), de entradas de cargas poluidoras, de retornos das demandas, etc;

- Conduções: elementos que representam os cursos de água. Cada condução ou trecho de rio possui um nó a montante e outro a jusante, onde o usuário deve informar a capacidade máxima de vazão, a vazão mínima (ecológica ou de diluição) e sua prioridade. Neste estudo, em função da vazão mínima ser uma restrição ambiental, não foram aceitas falhas, fixando como maior prioridade de atendimento (prioridade número 1);

- Entrada: representa os tributários, lançamentos de efluente, retorno de demanda, etc. Neste estudo, as entradas foram relacionadas somente aos tributários;

- Demanda: representa as retiradas de água consuntivas (abastecimento urbano, indústria, irrigação, etc.) e não consuntivas (geração de energia hidroelétrica). As demandas podem ser atendidas em quatro níveis, onde o usuário tem a liberdade para definir uma porcentagem da demanda por nível. No processo de otimização hídrica, o módulo OPTIGES tenta satisfazer todos os níveis das demandas, respeitando a escala de prioridade (AQUATOOL, 2016).

Neste elemento também são disponibilizados medidores de eficiência do processo de otimização. No presente estudo foi utilizada a garantia mensal como critério para a identificação de falhas no fornecimento de água para as demandas consuntivas. A falha só acontece quando um determinado mês apresenta um déficit em determinada porcentagem da demanda. A garantia ao atendimento das demandas mensais (G_m) é medida pela Equação 1.

$$G_m = \left[1 - \left(\frac{\text{n}^\circ \text{ de falhas}}{\text{n}^\circ \text{ total de meses}} \right) \right] \cdot 100 \quad (1)$$

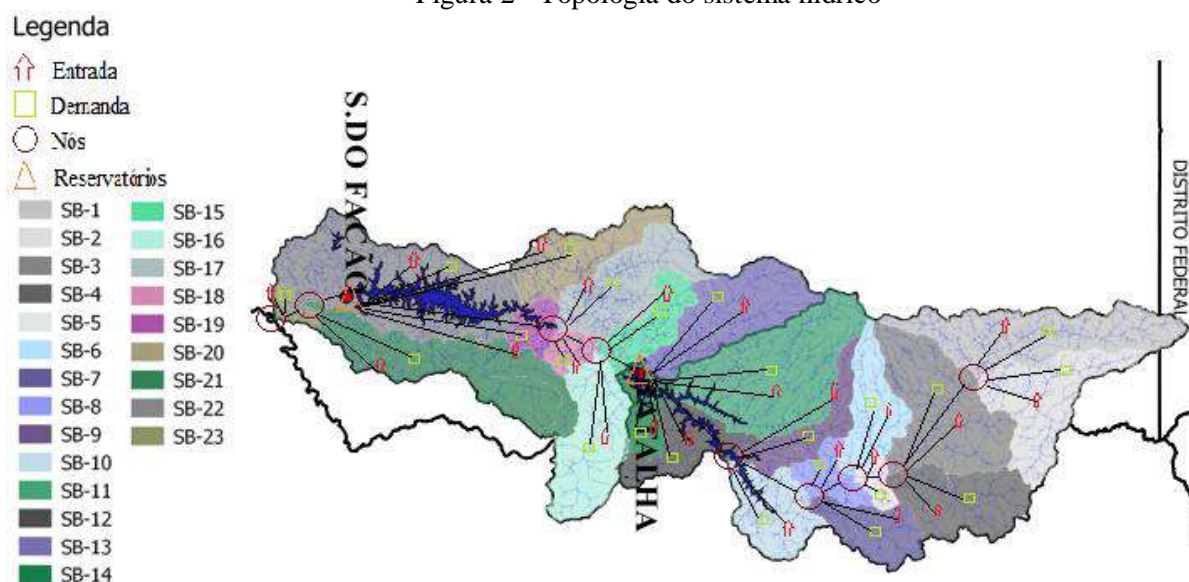
- Toma: é um elemento que fornece água para uma demanda. Para incluir uma toma na topologia é necessário que se tenham já definidas a demanda (que é o destino da toma) e o nó ou reservatório (que é a fonte de consumo). O módulo OPTIGES primeiramente fornecerá água para as tomas (tomadas de água) com menor número de prioridade. Em casos de insuficiência de recursos hídricos, as demandas com prioridades maiores podem ser parcialmente atendidas ou até mesmo não serem atendidas. Além disso, a fim de realizar o balanço hídrico na bacia, é necessário definir as porcentagens do volume mensal captado pela demanda que retornarão ao sistema hídrico e as porcentagens consumidas;

- Retorno: corresponde às demandas que não são totalmente consumidas e retornam ao sistema hídrico. Para incluí-lo no sistema hídrico é necessário que, previamente, seja definido o elemento nó ou reservatório ao qual será conectado;

- Reservatórios: são nós com capacidade de armazenamento, sendo definido pela diferença entre o volume máximo e o volume mínimo de acumulação. Diversos outros dados são solicitados no módulo para a análise da variação mensal de armazenamento, tais como volumes operacionais, relações batimétricas, perdas por infiltração e taxa de evaporação mensal.

A fim de melhor representar a hidrografia, a bacia hidrográfica do rio São Marcos foi dividida em 23 sub-bacias, cuja topologia do sistema hídrico é apresentada na Figura 2.

Figura 2 - Topologia do sistema hídrico



Regionalização da vazão

As Equações 2 e 3 representam, respectivamente, o equacionamento para o cálculo das vazões pontuais (sub-bacias) e difusas no trecho a montante da UHE de Batalha, enquanto as equações 4 e 5 representam, respectivamente, o equacionamento para o cálculo das vazões pontuais (sub-bacias) e difusas no trecho entre as UHEs de Batalha e Serra do Facão. Foram utilizados os dados de outubro de 2014 até setembro de 2017, que corresponde ao período em que as duas usinas hidrelétricas estão em operação.

$$Q_{\text{sub-bacia}1i} = (Q_{\text{Aflu-Batalha}} / A_{\text{total 1}}) \cdot A_{\text{sub-bacia}1i} \quad (2)$$

$$Q_{\text{difusa}1i} = [(Q_{\text{Aflu-Batalha}} / A_{\text{total 1}}) \cdot A_{\text{sub-bacia}1i}] / L_{\text{trecho}1i} \quad (3)$$

$$Q_{\text{sub-bacia}2i} = ((Q_{\text{Aflu-Facão}} - Q_{\text{Deflu-Batalha}}) / A_{\text{total 2}}) \cdot A_{\text{sub-bacia}2i} \quad (4)$$

$$Q_{\text{difusa}2i} = [(Q_{\text{Aflu-Facão}} - Q_{\text{Deflu-Batalha}}) / A_{\text{total 2}}] \cdot A_{\text{sub-bacia}2i} / L_{\text{trecho}2i} \quad (5)$$

Nas quais: i corresponde a uma determinada sub-bacia; 1 é a área de contribuição ou o trecho do rio São Marcos a montante da UHE Batalha (km²); 2 é a área de contribuição ou o trecho do rio São Marcos entre as UHEs de Batalha e Serra do Facão (km²).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Marcos entre as UHEs de Facão e Batalha (km²); $Q_{\text{sub-bacia}}$ é a vazão em cada sub-bacia (hm³/mês); Q_{difusa} é a vazão por km na área difusa (km²); $Q_{\text{Aflu-Batalha}}$ é a vazão afluente na UHE Batalha (hm³/mês); $Q_{\text{Aflu-Facão}}$ é a vazão afluente na UHE Serra do Facão (hm³/mês); $Q_{\text{Deflu-Batalha}}$ é a vazão defluente na UHE Batalha (hm³/mês); A_{total} é a área total de contribuição (km²); $A_{\text{sub-bacia}}$ é a área total de contribuição de cada sub-bacia (km²); L_{trecho} é o comprimento de cada trecho de rio (km).

Os dados de vazão são medidos diariamente por FURNAS. Foi necessário calcular a média mensal para toda a série histórica, visto que a ferramenta AQUATOOL trabalha em escala mensal.

Determinação da vazão $Q_{7,10}$ e vazão Q_{95}

Os dados fluviométricos disponíveis foram de apenas três anos (2014 até 2017), que englobou o período em que as duas centrais hidrelétricas já estavam em funcionamento e o período em que houve a intensificação dos conflitos pelo uso superficial dos recursos hídricos. Com isso, de acordo com a metodologia de cálculo da vazão de referência, houve a necessidade de quadruplicar sequencialmente a série de dados. Para o cálculo da vazão $Q_{7,10}$ foi utilizada a distribuição de probabilidade de Gumbel. Para a vazão Q_{95} foi utilizado o método da curva de permanência, que relaciona a vazão com sua probabilidade de ocorrência ao longo do tempo. Neste contexto, significa que 95% da série de dados de vazão tem valor maior ou igual à Q_{95} .

Otimização do aproveitamento hídrico

Primeira análise

Foi avaliada a disponibilidade hídrica a partir de novos critérios de outorga em base anual, fixos em toda a bacia hidrográfica, conforme descritos na sequência: 70% da Q_{95} (critério utilizado no estado de Goiás e que é menos restritivo que o critério adotado no Estado de Minas Gerais); 50% da $Q_{7,10}$ (critério utilizado no Estado de Minas Gerais e que é mais restritivo que o critério adotado no estado de Goiás); 30% da $Q_{7,10}$ (critério ainda utilizado para a concessão de outorga em algumas bacias hidrográficas críticas no Estado de Minas Gerais); 80% da $Q_{7,10}$ (atual critério utilizado pelo Distrito Federal).

Segunda análise

Foi avaliada a disponibilidade hídrica a partir da manutenção dos critérios de outorga vigentes nos estados de Minas Gerais e Goiás, todavia calculados em base sazonal (período seco, entre abril a setembro, e chuvoso, entre outubro a março).

Para identificar, em cada trecho do rio, o percentual utilizado de outorgas a partir dos critérios adotados na primeira e segunda análises, foram consideradas todas as outorgas emitidas a montante do trecho e no próprio trecho em estudo. Assim sendo, o percentual já outorgado por trecho de rio é expresso pela equação 6.

$$Q_{\text{outorgada } i} (\%) = \{ \Sigma Q_{\text{mt } i} / [(x/100) * Q_{7,10}] \} * 100 \quad (6)$$

Na qual: $Q_{\text{outorgada } i}$ é o percentual utilizado da parcela $Q_{7,10}$ permissível para outorga no segmento i (m³/s); x é a porcentagem da $Q_{7,10}$ permissível para outorga (%); $\Sigma Q_{\text{mt } i}$ é o somatório das vazões já outorgadas a montante do segmento i , inclusive as vazões outorgadas no próprio segmento i (m³/s).

Os resultados foram avaliados em toda a hidrografia da bacia hidrográfica do rio São Marcos, sendo classificados em: trechos sem outorgas; 0 a 1% da vazão outorgada; 1 a 30% da vazão outorgada; 30 a 50% da vazão outorgada; 50 a 70% da vazão outorgada; 70 a 100% da vazão outorgada; 100 a 200% da vazão outorgada; e acima de 200% da vazão outorgada.

Terceira análise

Esta terceira análise não possui nenhuma relação com as anteriores. Foram avaliadas as áreas críticas da bacia, focando-se em regiões com maior número de outorgas e nos reservatórios de

acumulação. Para esta análise foram mantidos os critérios de vazão ecológica (vazão de referência) em vigor na bacia hidrográfica, ou seja, 50% da $Q_{7,10}$ na porção mineira da bacia hidrográfica e 70% da Q_{95} na porção goiana.

Em situações de escassez, o uso preferencial dos recursos hídricos é o consumo humano e a dessedentação animal (BRASIL, 1997). A Política Estadual de Recursos Hídricos de Minas Gerais, de acordo com a Lei nº 13.199, estabelece a prioridade para o abastecimento público e a manutenção dos ecossistemas (MINAS GERAIS, 1999). O Comitê da Bacia Hidrográfica do Rio Paranaíba, na qual está inserida a bacia hidrográfica do rio São Marcos, de acordo com ANA (2010a), estabeleceu que o setor de irrigação tem prioridade para outorga de uso dos recursos hídricos à montante da Usina Hidrelétrica de Batalha.

Diante disso, os níveis de prioridade adotados nesta terceira análise foram os seguintes: 1º - Vazão ecológica ou de referência em cada trecho do rio São Marcos; 2º - Abastecimento público; 3º - Irrigação; 4º - Geração de energia; 5º - Consumo Industrial; 6º - Outros consumos (lazer, mineração, paisagismo).

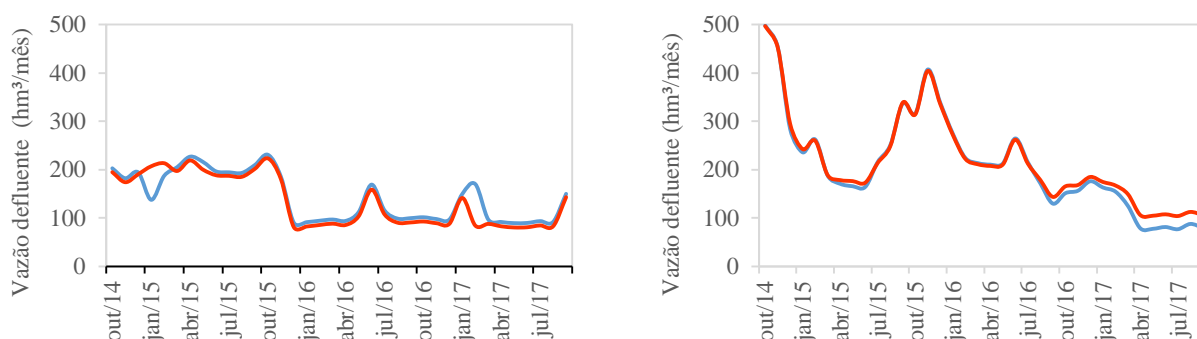
RESULTADOS E DISCUSSÕES

Balço hídrico

A Figura 3 ilustra a variação da vazão defluente e do volume armazenado nos reservatórios de Batalha e Serra do Facão, durante o período de outubro de 2014 até setembro de 2017. As vazões defluentes simuladas na ferramenta AQUATOOL ajustaram-se bem os dados monitorados por FURNAS. O coeficiente de determinação foi de 0,93 para Batalha e 0,99 para Serra do Facão, o que permite afirmar que o balanço hídrico foi satisfatório.

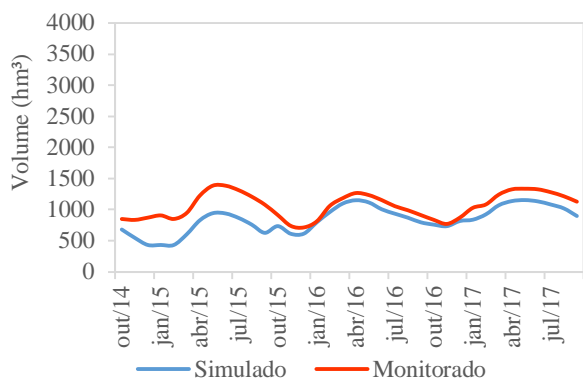
Ainda na Figura 3, observa-se que a variação de volume simulado na ferramenta AQUATOOL segue a mesma tendência do volume observado, porém o coeficiente de determinação se mostrou menor, contudo ainda satisfatório, sendo 0,77 para o reservatório de Batalha e 0,62 para Serra do Facão. Tal discrepância tem relação com algumas considerações simplificadoras assumidas na ferramenta, tais como: a batimetria dos reservatórios considera apenas dez pares de valores de área superficial e volume reservado; não foi considerada a interação com o aquífero; foram mantidos valores mensais fixos de evaporação superficial.

Figura 3 - Vazão defluente e volume armazenado no reservatório: (a) Batalha; (b) Serra do Facão

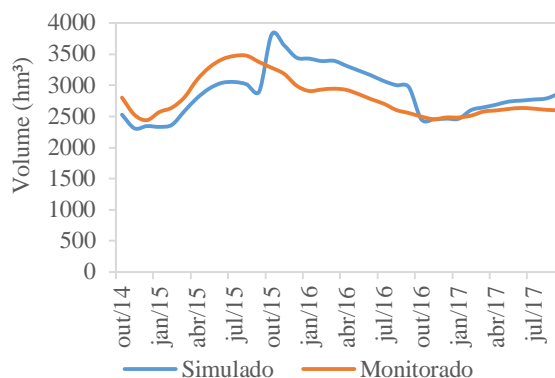




I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



(a)



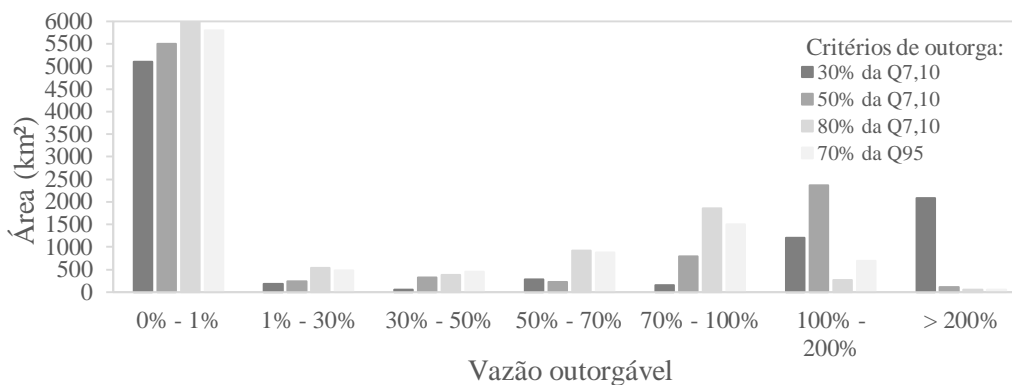
(b)

Otimização do aproveitamento hídrico

Primeira análise

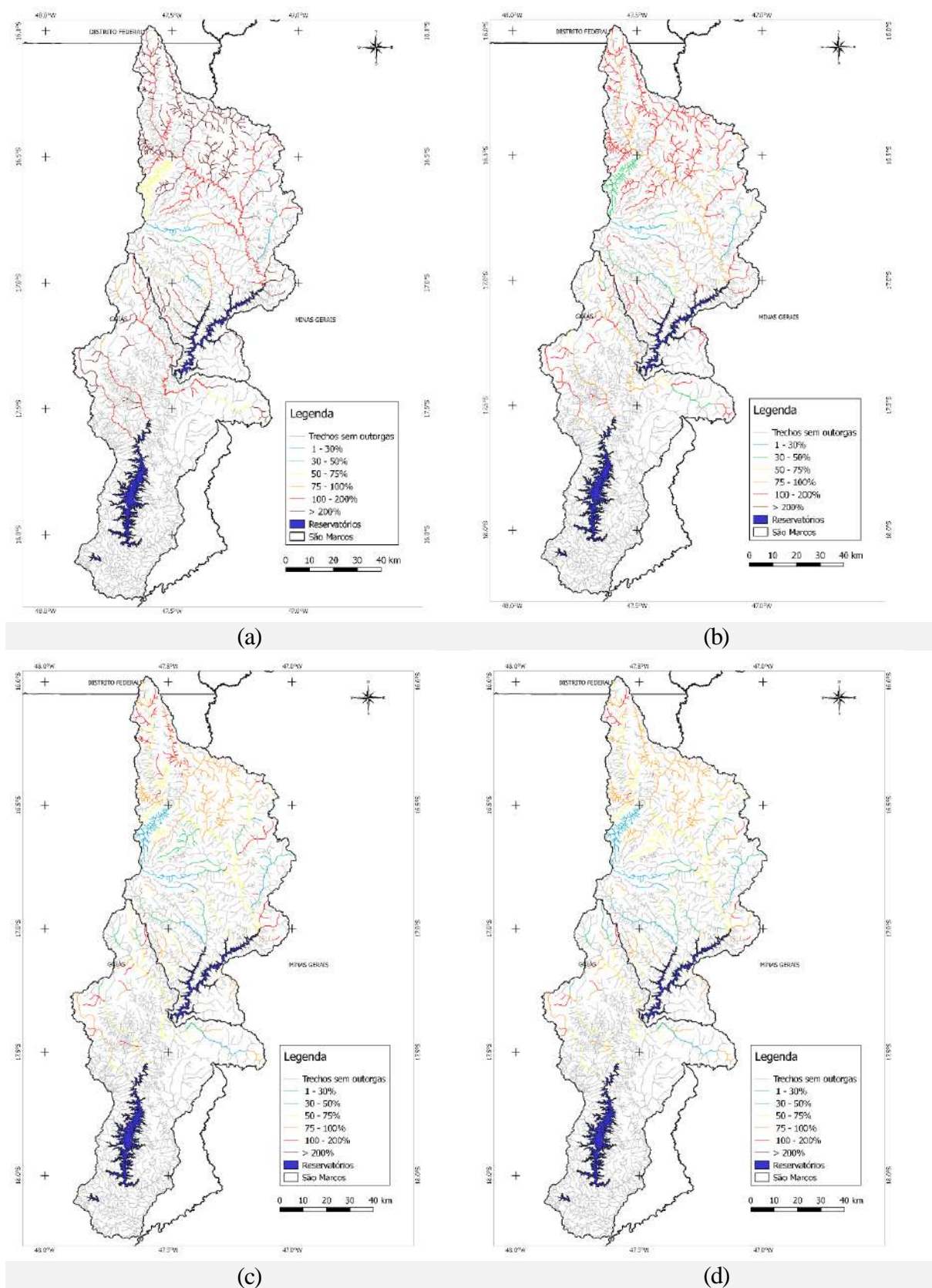
A Figura 4 traz, para os critérios de outorga analisados, a área da bacia hidrográfica inserida em cada intervalo percentual utilizado da vazão outorgável ($Q_{outorgada}$ na equação 6), enquanto a Figura 5 fornece mapas com a distribuição espacial destes intervalos.

Figura 4 - Áreas da bacia hidrográfica inserida em cada intervalo percentual da vazão outorgável



A porcentagem da área total da bacia hidrográfica do rio São Marcos onde o volume captado superou o limite máximo outorgável foi de 27,1% para a critério de outorga de 30% da $Q_{7,10}$ anual em toda a bacia (aproximadamente 3.200 km²), 19,6% para a critério de outorga de 50% da $Q_{7,10}$ anual em toda a bacia (aproximadamente 2.375 km²), 2,3% para a critério de outorga de 80% da $Q_{7,10}$ anual em toda a bacia (aproximadamente 275 km²) e 5,5% para a critério de outorga de 70% da Q_{95} anual em toda a bacia (aproximadamente 663 km²). Esta análise confirma que o critério de outorga adotado em Minas Gerais é mais restritivo do que os critérios adotados em Goiás e Distrito Federal, confirmando a necessidade em adotar critérios menos restritivos. Uma visão geral na Figura 5 esclarece que os conflitos pelo uso da água superficial concentram-se no médio e alto curso do rio São Marcos, a montante do aproveitamento hidrelétrico de Batalha, independente do critério de outorga adotado. Também mostra uma ordem decrescente de restrição à outorga para 30% da $Q_{7,10}$, 50% da $Q_{7,10}$, 70% da Q_{95} e 80% da $Q_{7,10}$, como esperado.

Figura 5 – Distribuição espacial de cada intervalo percentual utilizado da vazão outorgável para os seguintes critérios de outorga: (a) 30% da $Q_{7,10}$; (b) 50% da $Q_{7,10}$; (c) 70% da Q_{95} ; (d) 80% da $Q_{7,10}$.



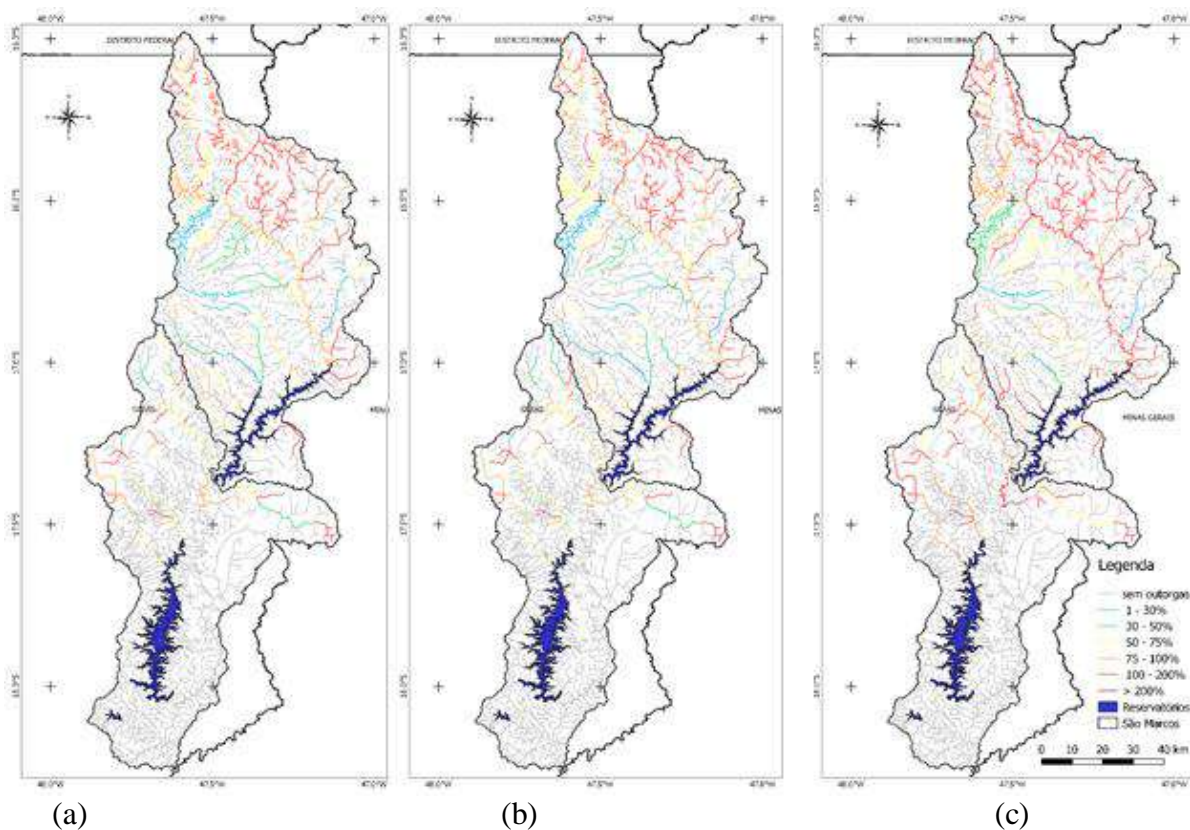


I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia

Segunda análise

O impacto da substituição das vazões $Q_{7,10}$ e Q_{95} anuais pelas sazonais foi avaliado por meio de mapas com a distribuição espacial do intervalo percentual utilizado da vazão outorgável, conforme ilustra a Figura 6. Independente do critério analisado, similar à primeira análise, os conflitos pelo uso da água superficial concentram-se no médio e alto curso do rio São Marcos.

Figura 6 - Mapas com a distribuição espacial do intervalo percentual utilizado da vazão outorgável baseado nos critérios vigentes com base: (a) anual; (b) sazonal para período chuvoso (outubro a março); (c) sazonal para período seco (abril a setembro)



De acordo com o critério vigente de outorga (50% da $Q_{7,10}$ para Minas Gerais e 70% da Q_{95} para Goiás), aproximadamente 12% da área da bacia hidrográfica do rio São Marcos supera o limite outorgável, principalmente a montante do reservatório de Batalha. Não foram encontradas regiões com limite de superação acima de 200% (ver Figura 6a). Esta situação motivou as análises de critérios sazonais, os quais são mais permissíveis.

Uma comparação geral entre os critérios sazonais (Figuras 6b e 65c) evidencia, como esperado, que o critério sazonal para período chuvoso é mais permissível que o critério sazonal para período seco, com redução de aproximadamente 7,65% da área da bacia com captações acima do máximo outorgável. Esta redução é bem perceptível na calha principal do rio São Marcos.

Todavia, as comparações entre o critério vigente a base anual (Figura 6a) com os critérios sazonais no período chuvoso (Figura 6b) e período seco (Figura 6c) proporcionaram, respectivamente, redução aproximada de 2% da área crítica (242 km²) e aumento aproximado de 8% da área crítica (1000 km²). Esta criticidade tem relação com as captações serem superiores ao máximo outorgável. Comportamentos similares, todavia com amplitudes distintas, foram observadas por Bof

(2010), Silva et al. (2015), Pruski et al. (2014), Costa (2015), e Jhuniior (2017).

Terceira análise

Esta terceira análise focou no meio e alto curso do rio São Marcos, a montante do aproveitamento hidrelétrico de Batalha, onde, predominantemente, o volume outorgado é maior que o permitido. As sub-bacias mais críticas consideradas foram: rio Samambaia (SB-1), rio Capipumba (SB-2), rio Soberbo (SB-4), rio do Rocha (SB-5), rio Arrojado (SB-6), rio Mundo Novo (SB-7), ribeirão Cristal (SB-9), médio e alto curso do rio Batalha (SB-10 e SB-12), rio São Firmino (SB-11) e área difusa do alto curso do rio São Marcos (SB-3) (ver a localização na Figura 2). Vale lembrar que, nesta análise, a vazão ecológica é mantida em todos os trechos ao longo da bacia hidrográfica do Rio São Marcos e é considerada como a prioridade número 1, ou seja, antes de atender qualquer outro tipo de demanda, a vazão ecológica deve ser respeitada.

A Tabela 1 traz os resultados obtidos, incluindo a porcentagem de meses em déficit, as atividades em conflito, o volume outorgado, a vazão de referência, os déficits de atendimento das demandas médio e máximo e os cortes de $Q_{outorgada}$ médio e máximo.

Tabela 1 - Resultados obtidos na terceira análise em cada sub-bacia crítica

Sub-bacia	Curso de água	% de meses em déficit	Atividades em conflito	Volume outorgado (hm ³)	Vazão de Referência (hm ³ /mês)	Déficit no atendimento às demandas (hm ³)		Corte de $Q_{outorgada}$ (%)	
						Médio	Máximo	Médio	Máximo
SB-1	Rio Samambaia	33,3	Irrigação	7,94	4,02	2,00	2,1	25,2	27,0
SB-2	Ribeirão Capipumba	33,3	Irrigação	2,83	1,45	2,11	2,8	74,6	99,0
SB-3	Alto São Marcos	33,3	Irrigação	1,06	0,58	0,48	0,5	45,2	2,0
SB-4	Ribeirão Soberbo	41,7	Irrigação	20,69	10,38	8,38	11,4	40,5	55,0
SB-5	Córrego do Rocha	33,3	Irrigação	0,18	0,10	0,10	0,1	15,5	21,0
SB-6	Ribeirão Arrojado	33,3	Irrigação	2,87	1,46	1,40	1,5	48,8	56,0
SB-7	Rib. Mundo Novo	33,3	Irrigação	2,70	1,37	1,69	2,7	62,3	89,0
SB-9	Ribeirão Cristal	33,3	Irrigação	1,23	0,63	1,01	1,2	82,1	95,0
SB-10	Alto Batalha	33,3	Irrigação	1,58	0,81	1,47	1,6	93,0	99,0
SB-11	Ribeirão São Firmino	0,0	Irrigação	6,78	3,45	0,0	0,0	0,0	0,0
SB-12	Médio Batalha	0,0	Irrigação	0,63	0,34	0,0	0,0	0,0	0,0

Com exceção às sub-bacias dos ribeirões São Firmino e Médio Batalha, todas as outras apresentaram déficit no cumprimento da vazão ecológica em, no mínimo, 1/3 dos meses analisados. As sub-bacias mais críticas quanto ao corte de $Q_{outorgada}$ para atendimento integral da vazão ecológica foram Ribeirão Capipumba, Ribeirão Mundo Novo, Ribeirão Cristal e Alto Batalha.

CONCLUSÕES

O potencial de aproveitamento hídrico pode ser limitado em função da discrepância de valores obtidos de $Q_{7,10}$. Apesar dos valores encontrados no estudo serem próximos de valores de outras pesquisas pelo próprio comitê da bacia hidrográfica, existem diferentes metodologias de cálculo, o que pode levar a valores discrepantes, representando riscos para os ecossistemas de determinada região. Também, a falta de estações de monitoramento e sua má distribuição espacial, assim como lacunas e falhas nas séries históricas, leva à utilização de métodos de regionalização, com consequente estimativa aproximada e divergente de série sintética de vazão.

No que se refere à análise de critérios visando a otimização do aproveitamento hídrico, os resultados mostraram que a mudança de critério é viável, representando um potencial significativo na disponibilidade de água em toda a bacia. Observou-se que aplicação de vazões menos restritivas



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

possibilitou uma diminuição significativa em áreas com demandas acima da máxima permitida, mas ainda, com algumas regiões críticas.

De uma forma geral, a situação analisada no período de outubro de 2014 até setembro de 2017 é preocupante no que diz respeito aos volumes captados para irrigação no alto curso do rio São Marcos. Entretanto, na região a jusante do reservatório de Batalha (baixo curso do rio São Marcos), a situação se mostra confortável, com boa disponibilidade hídrica.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA. *Resolução nº 562, de 25 de outubro de 2010*. Brasília, 2010a. Disponível em: <https://www.normasbrasil.com.br/norma/resolucao-562-2010_112137.html>. Acesso em: 10 de março de 2019.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA. *Resolução nº 564, de 25 de outubro de 2010*. Brasília, 2010b. Disponível em: <<http://arquivos.ana.gov.br/resolucoes/2010/564-2010.pdf>>. Acesso em: 16 de outubro de 2018.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS – ANA. *Encarte Especial sobre a Crise Hídrica. Informe 2014. Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil*: Brasília, 2015. Disponível em: <<http://www.snirh.gov.br/portal/snirh/centrais-de-conteudos/conjuntura-dos-recursos-hidricos/crisehidrica2014.pdf>>. Acesso em: 06 de agosto de 2018

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL. Banco de Informações de Geração: BIG. 2018. Disponível em: <www.aneel.gov.br>. Acesso em: 09 outubro 2018.

AQUATOOL. *Manual de Usuario Versión 1.0*. Universidad Politecnica de Valencia, Espanha. 2016. Disponível em: <www.upv.es/aquatool/>. Acesso em: 20 junho 2018.

BOF, L. H. N. *Análise de critérios de outorga de direito de uso de recursos hídricos*. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2010.

BRASIL. *Lei Federal nº 9.433, de 08 de janeiro de 1997*. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 08 jan. 1997. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/LEIS/L9433.htm>. Acesso em: 22 de janeiro de 2019.

COSTA, E. S. *Estudo de otimização do aproveitamento hídrico superficial no alto curso do rio Uberaba, UPGRH-GD8*. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 2015.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Censo Agropecuário 2015. Disponível em: <https://sidra.ibge.gov.br/pesquisa/censo-agropecuario/censo-agropecuario-2015>. Acesso em: 12 mar. 2018

JHUNIOR, H. C. S. *Otimização do aproveitamento hídrico superficial na bacia hidrográfica do rio Araguari, Triângulo Mineiro*. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 2017.

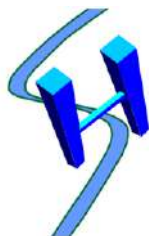
MINAS GERAIS. *Lei nº 13.199, de 29 de janeiro de 1999*. Disponível: <www.siam.mg.gov.br>. Acesso em: 12 ago. 2018.

PRUSKI, F. F.; BOF, L. H. N.; DA SILVA, L. M. C.; DA SILVA, J. M. A.; REGO, F. S.; JUSTINO, F. B. Impact of the substitution of reference annual streamflow by monthly streamflow on the potential use of water resources. *Engenharia Agrícola*, v. 34, n. 3, p. 496-509, 2014.

SALLA, M. R.; CHUERUBIM, M. L. Planejamento e Gestão Ambiental em Escala de Bacia Hidrográfica: Principais Dificuldades no Manuseio de Ferramentas Computacionais. *Educação Ambiental em Ação*, v. 13, n. 49, p. 01-12, 2014.

SILVA, L. M. C.; HORA, M. A. G. M. Conflito pelo uso da água na bacia hidrográfica do rio São Marcos: o estudo de caso da UHE Batalha. *Engevista*, v. 17, n. 1, p.166-174, 2015.

SILVA, B. M. B.; SILVA, D. D.; MOREIRA, M. C. Influência da sazonalidade das vazões nos critérios de outorga de uso da água: estudo de caso da bacia do rio Paraopeba. *Revista Ambiente & Água*, v.10, n.3, p. 623-634, 2015.



CONTROLE DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL EM UMA BACIA URBANA COM A UTILIZAÇÃO DE TELHADO VERDE

Lucas Cordeiro Ribeiro¹; Aline Araújo Nunes²

RESUMO

O aumento das áreas urbanizadas e, conseqüentemente, impermeabilizadas em grandes cidades, alterou o ciclo hidrológico natural, o que gerou um expressivo acréscimo em termos de escoamento superficial. No Brasil, muitas metrópoles vêm sofrendo de forma crescente com os impactos associados às inundações, o que traz prejuízos diversos para a população. Neste sentido, o uso de técnicas compensatórias, também conhecidas como “infraestruturas verdes”, ganhou espaço a partir dos anos 70, buscando mitigar problemas ocasionados pela urbanização através da retenção ou infiltração das águas precipitadas. Considerando o exposto, este trabalho tem por objetivo simular os hidrogramas de cheia gerados a partir da implantação teórica de telhados verdes nas edificações presentes na bacia do Córrego Vilarinho, Belo Horizonte – Minas Gerais, como medida alternativa ao sistema de drenagem convencional. Utilizando o *software* ABC6 para a realização da modelagem hidrológica, foi possível analisar o comportamento da bacia em dois cenários distintos: o primeiro com a situação atual; e o segundo considerando a implantação de telhados verdes em todas as edificações públicas e privadas existentes. Foram considerados eventos de chuva com períodos de retorno de 2, 10, 25 e 50 anos, sendo possível identificar uma redução expressiva na vazão de pico gerada no exutório da bacia.

PALAVRAS-CHAVE: Drenagem urbana; Modelagem hidrológica; Técnicas Compensatórias.

INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo as civilizações foram desenvolvendo diversas técnicas para o controle das águas pluviais, de forma a aperfeiçoar e gerar novos modelos de integração, sendo estes amplamente difundidos e empregados ao longo do século XX na maioria das grandes cidades brasileiras (IMADA, 2014).

De acordo com Canholi (2005), o aumento das áreas urbanas ocorrido a partir da segunda metade do século XIX trouxe diversas conseqüências para o meio urbano, sendo uma delas a alteração do ciclo hidrológico, devido ao aumento das áreas impermeabilizadas. Dentre os danos ambientais causados pela alteração do ciclo hidrológico destacam-se: a elevação da temperatura; o acúmulo de sedimentos; a alteração na qualidade das águas pluviais e a contaminação dos aquíferos.

Nas cidades, as várzeas dos rios foram incorporadas ao sistema viário e diversos córregos foram retificados e canalizados, o que gerou um aumento considerável nos picos de vazão, causando também o aumento na ocorrência de enchentes e inundações. A canalização deve ser considerada uma solução estrutural de caráter localizado, pois reduz o prejuízo das áreas afetadas, mas devido à transferência de vazões, as inundações agravam-se a jusante, causando diversos danos e prejuízos para a população (CANHOLI, 2005).

A partir desse cenário surge a importância de estudos para a implementação de sistemas alternativos de drenagem urbana, com o objetivo de reduzir os impactos e minimizar os danos causados pelas inundações nos centros urbanos. Dentre esses sistemas, destacam-se as técnicas compensatórias, que visam a redução da vazão de pico por meio de sua infiltração e/ou distribuição temporal (BENINI, 2015).

¹ Mestrando em Engenharia Civil (PPGEC/UFU), (englucascordeiro@gmail.com)

² Professora do Departamento de Engenharia Urbana (UFOP), (alinedearaujonunes@gmail.com)

As técnicas compensatórias podem ser classificadas como técnicas de medidas estruturais e não estruturais. As medidas estruturais são aquelas correspondentes às obras que podem ser implantadas com o objetivo de mitigar os problemas decorrentes das inundações, podendo ser intensivas - aceleração, retardamento ou desvio do escoamento - ou extensivas - medidas que correspondem a pequenos armazenamentos disseminados na bacia. Já as medidas não estruturais são ações que procuram disciplinar a ocupação territorial, o comportamento de consumo e as atividades econômicas, podendo ser citados o plano diretor de drenagem urbana, legislações para controle de empreendimentos, sistema de previsão e alerta de cheias, educação ambiental, dentro outros (CANHOLI, 2005).

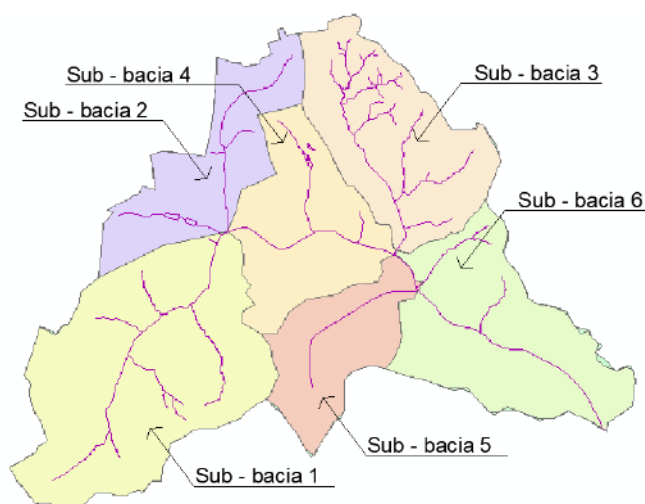
Considerando o uso de medidas estruturais, alguns dispositivos de fácil instalação em conjunto com a paisagem urbana são: os jardins de chuva; as trincheiras de infiltração; o pavimento permeável; e os telhados verdes ou armazenadores (BAPTISTA et al., 2011). Dentre os mais eficientes estão os telhados verdes, que de acordo com Benine (2015) e Rosa (2017) são sistemas de cobertura vegetal que são instalados nos topos das edificações, permitindo a infiltração e o armazenamento da água em superfícies que anteriormente eram impermeáveis. São compostos basicamente por uma cobertura de vegetação plantada em um solo tratado com compostos orgânicos e areia, espalhado sobre um forro composto de uma barreira contra raízes, um reservatório de drenagem e uma membrana à prova de água.

Diante do exposto, este trabalho tem por objetivo a análise do hidrograma de cheias da bacia do Córrego Vilarinho, localizada na cidade de Belo Horizonte - MG, a partir da implantação teórica de telhados verdes nas edificações existentes na localidade, com o auxílio do *software* livre ABC6 versão 1.34 de 13/10/2016.

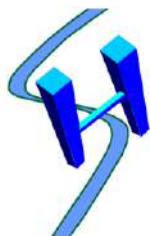
METODOLOGIA

A bacia do Córrego Vilarinho está localizada na região de Venda Nova, regional Norte da capital de Minas Gerais, Belo Horizonte. A Figura 1 apresenta a bacia do Córrego Vilarinho dividida em 6 sub-bacias, consideradas neste trabalho, com os cursos d'água destacados em cor roxa.

Figura 1 - Divisão da bacia do Córrego Vilarinho em sub-bacias



A região vem sofrendo ao longo do tempo com diversos eventos de inundações, que geram graves consequências para a população, a exemplo do ocorrido no dia 15 de novembro de 2018, no



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

qual três pessoas morreram de acordo com o Jornal Nacional (2018), a Figura 2 apresenta alguns estragos provocados pela inundação citada.

Figura 2 - Estragos provocados na bacia pela chuva ocorrida em 15 de novembro de 2018



Fonte: EM Estado de Minas, 2018

A modelagem hidrológica da bacia foi dividida em dois cenários:

- Cenário 1: com o hidrograma retratando as condições atuais da bacia.
- Cenário 2: com o hidrograma retratando a condição de aplicação do telhado verde, considerando-se a implantação em todas as áreas disponíveis para tal uso.

A modelagem foi realizada com o uso do *software* ABC6 versão 1.34 de 13/10/2016. Para a construção do modelo no ABC6, inicialmente foi esquematizada a rede hidrográfica, com a subdivisão em sub-bacias, sendo inseridos os seguintes dados de entrada: área de drenagem, comprimento e declividade média do curso d'água principal e rugosidade de Manning, apresentados na Tabela 1. Os dados de entrada foram obtidos através do *software* ArcMap versão 10.5, sendo os mesmos fornecidos pela PRODABEL - Empresa de Informática e Informações do Município de Belo Horizonte.

Tabela 1 – Dados de entrada para simulação do modelo hidrológico

Sub-bacia	Área (m ²)	Comprimento do curso principal (m)	Declividade média do curso principal (m/km)	Rugosidade de Manning
Sub-bacia 1	4,688	3593,132	15,307	0,015
Sub-bacia 2	1,952	2205,430	21,311	0,015
Sub-bacia 3	2,676	2530,336	48,215	0,015
Sub-bacia 4	2,181	2215,950	6,440	0,015
Sub-bacia 5	1,522	1709,222	21,940	0,015
Sub-bacia 6	2,934	2960,746	5,060	0,015

As principais características dos componentes hidrológicos também precisam ser inseridas no modelo. Para a estimativa do hidrograma de cheias foi selecionado o método da Chuva Excedente

SCS – *Soil Conservation Service* e o modelo do Hidrograma Triangular do SCS, sendo necessário, portanto, a determinação do Curve Number (CN) de cada sub-bacia. O CN é um parâmetro empírico utilizado em hidrologia para obter previsões de escoamento superficial, ou de infiltração, em função do volume excedente de precipitação. Os valores de CN adotados no cenário 1 para cada sub-bacia são apresentados na Tabela 2, sendo estes valores estimados por Almeida (2018) para as sub-bacias 4, 5 e 6 e a partir dos valores do coeficiente de escoamento obtidos em PBH (2004) para as demais sub-bacias. Para o cenário 2, considerou-se o CN de 70 para as áreas disponíveis para implantação de telhados verdes, valor encontrado experimentalmente por Neto (2016), que realizou ensaios experimentais e obteve o valor médio mencionado para chuvas com intensidade na faixa de 100 mm/h.

Tabela 2 - Valores de CN para cada sub-bacia para o Cenário 1

Sub-bacia	CN
Sub-bacia 1	75
Sub-bacia 2	80
Sub-bacia 3	75
Sub-bacia 4	75
Sub-bacia 5	80
Sub-bacia 6	86

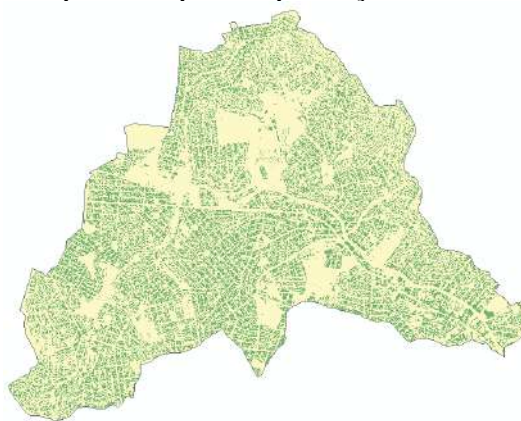
Fonte: Almeida, (2018) e PBH (2014)

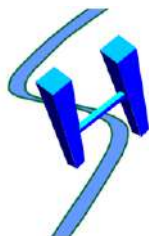
As precipitações de projeto foram calculadas a partir da equação IDF definida por Swami e Mattos para a região de Belo Horizonte. Já o tempo de concentração foi calculado pela Equação de Kirpich 1, sendo a duração da chuva estimada em 180 minutos, discretizada em intervalos de 5 minutos, e Tempos de Retorno de 2, 10, 25 e 50 anos.

Ferramentas de geoprocessamento foram aplicadas para o mapeamento das áreas com potencial para implantação de telhados verdes. Foram fornecidos pela Empresa de Informática e Informação do Município de Belo Horizonte (Prodabel) os arquivos georreferenciados da base topográfica do município de Belo Horizonte, com as edificações públicas e privadas, a rede de drenagem e as bacias e sub-bacias hidrográficas, o que permitiu a representação precisa da ocupação por meio de edificações da bacia do Córrego Vilarinho.

Considerou-se todas as áreas de telhado disponíveis na bacia, sendo incluídas as edificações privadas e públicas, calculadas com o auxílio do *software* ArcMap. É possível visualizar as áreas disponíveis para a implantação do telhado verde a partir da Figura 3.

Figura 3 - Áreas disponíveis para implantação de telhados verdes





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Ressalta-se que embora existam duas bacias de detenção na área de estudo já implementadas - a Bacia do Vilarinho, que abrange as sub-bacias 1 e 2, e a Bacia do Liége, que abrange a sub-bacia 3 - as mesmas não foram levadas em consideração nos modelos aqui apresentados.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

As áreas de telhado obtidas pelo *software* ArcMap consideradas nos cálculos para instalação dos telhados verdes são apresentadas na Tabela 3, sendo a área total das edificações públicas e privadas de 4,957 km².

Tabela 3 - Áreas das edificações privadas e públicas para cada sub-bacia

Sub-bacia	Área edificações privadas (km ²)	Área edificações públicas (km ²)	Área total das edificações (km ²)
Sub-bacia 1	1,551	0,029	1,580
Sub-bacia 2	0,562	0,011	0,573
Sub-bacia 3	0,716	0,006	0,722
Sub-bacia 4	0,607	0,005	0,612
Sub-bacia 5	0,493	0,010	0,503
Sub-bacia 6	0,945	0,022	0,967

Os hidrogramas referentes ao ponto de exutório da bacia são apresentados nas Figuras 4 a 7. Para o tempo de retorno igual a 2 anos, observa-se que a vazão de pico para as condições atuais da bacia é de 33,282 m³/s; já para a condição de aplicação da técnica compensatória foi de 27,906 m³/s, correspondendo a uma queda de 16,153%.

Em relação ao tempo de retorno de 10 anos, obteve-se uma queda na vazão de pico de 13,766%, passando de 46,730 m³/s para 40,297 m³/s, sendo a redução, em termos percentuais, menor que a encontrada para o tempo de retorno de 2 anos.

Figura 4 - Hidrograma para Tr = 2 anos

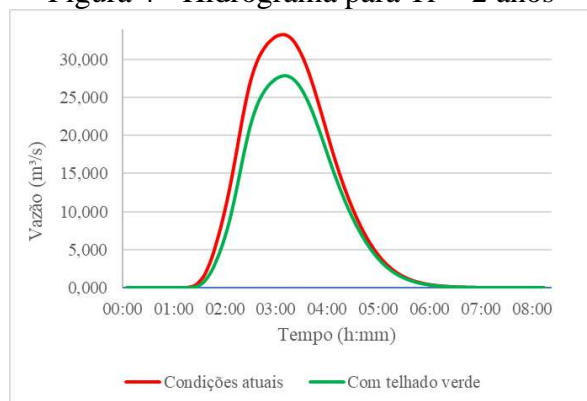


Figura 5 - Hidrograma para Tr = 10 anos

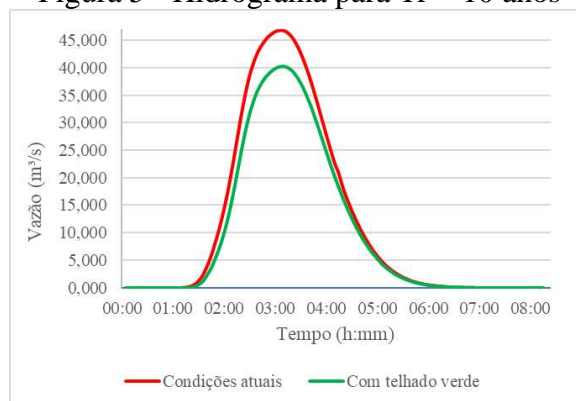


Figura 6 - Hidrograma para Tr = 25 anos

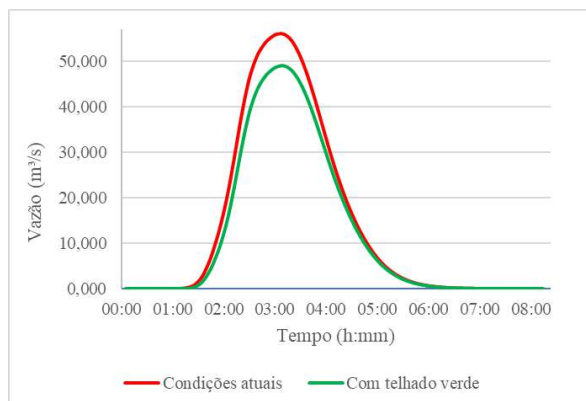


Figura 7 - Hidrograma para Tr = 50 anos

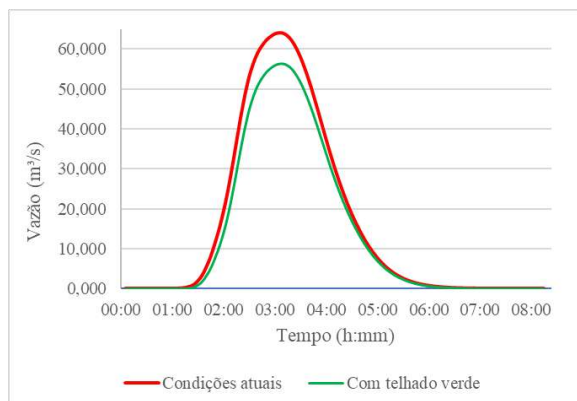


Tabela 4 - Vazões de pico nos cenários analisados

Tempo de retorno	Vazão de pico (m³/s)		Redução (%)
	Cenário 1	Cenário 2	
2 anos	33,282	27,906	16,153%
10 anos	46,730	40,297	13,766%
25 anos	56,066	48,959	12,676%
50 anos	64,038	56,415	11,904%

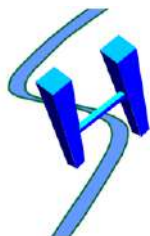
A partir dos resultados obtidos identifica-se que é inversamente proporcional a relação entre o tempo de retorno e a redução do pico de vazão. Nota-se, então, que com o aumento do tempo de retorno, que equivale a chuvas de projeto de maior magnitude, a eficiência das técnicas adotadas tende a diminuir, o que pode ser explicado pela capacidade de retenção das bacias, relacionada às características físicas das estruturas implantadas (PALLA; GNECCO, 2015), e não à área impermeabilizada tratada.

No mesmo sentido, resultados semelhantes foram obtidos por Palla e Gnecco (2015), que encontraram para precipitações de tempos de retorno de 2, 5 e 10 anos reduções da vazão de pico nos cenários de máxima implantação de LIDs (*low impact development*) de, respectivamente, 45%, 37% e 31%, e por Gironás, Roesner e Davis (2009), que constataram para precipitações com TR de 2, 5 e 100 anos, reduções percentuais nas vazões de pico da ordem de 36%, 33% e 21%.

Os resultados mostram um bom potencial para a implantação de telhados verdes nas edificações da bacia do Córrego Vilarinho, diminuindo o pico de vazões e consequentemente reduzindo os impactos causados pelas inundações, que afetam com frequência os moradores dessa região. Os resultados encontrados neste trabalho podem estar superestimados, pois não foram desconsiderados os telhados com inclinações elevadas e telhados coloniais, além de ter considerado a aplicação em 100% das edificações, sendo que este valor dificilmente seria alcançado na prática. Segundo Neto (2016) o efeito dos telhados verdes pode ser potencializado caso seja considerado no modelo os atrasos na geração de escoamento superficial, promovidos por esse tipo de cobertura, que não foram considerados neste trabalho.

CONCLUSÕES

Este trabalho avaliou o hidrograma de cheias a partir da implantação teórica de telhado verde nas edificações privadas e públicas pertencentes à bacia do Córrego Vilarinho, por meio do *software* ABC6, sendo considerada a implantação do sistema em 100% das edificações.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

As modelagens foram realizadas para tempos de retorno de 2, 5, 10 e 50 anos para dois cenários, um contemplando a situação atual da bacia e outro cenário com a situação teórica proposta por este trabalho.

A partir dos hidrogramas gerados para as situações descritas, observou-se maior redução no pico de vazão para o tempo de retorno de 2 anos, com redução de 16,153%. Observou-se também que quanto maior o tempo de retorno, menor é o percentual de redução do pico de vazão.

Esses resultados evidenciam a eficiência dos telhados verdes para a redução das vazões de pico, podendo gerar uma melhora nos centros urbanos, ajudando a atenuar os problemas advindos das inundações que ocorrem com frequência nessas regiões; porém para que seja implementado é necessário que se tenha o envolvimento de toda a população, e que medidas públicas sejam tomadas para reforçar a sua utilização.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, C. M., **Modelagem hidrológica de técnicas compensatórias na bacia do Córrego Vilarinho – Belo Horizonte/ MG**. 2018. Trabalho de pesquisa - Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2018.

BAPTISTA, M. B.; NASCIMENTO, N. O; BARRAUD, S. **Técnicas compensatórias em drenagem urbana**. ABRH, Porto Alegre, 2011.

BENINE, S.M., **Infraestrutura verde como prática sustentável para subsidiar a elaboração de planos de drenagem urbana: estudo de caso da cidade de Tupã/ SP**. Tese (Doutorado em Geografia), Universidade Estadual Paulista “Júlio Mesquita Filho”, Presidente Prudente, 2015.

CANHOLI, A. P., **Drenagem urbana e controle de enchentes**. São Paulo: Oficina de textos: 2005.
 EM ESTADO DE MINAS. **Mulher e criança morrem afogados dentro de carro em Venda Nova; adolescente está desaparecido**. 2018. Disponível em: www.em.com.br/app/noticia/gerais/2018/11/15/interna_gerais,1005999/chuvas-provocam-tres-mortes-em-bh-no-feriado.shtml. Acesso em: 15 jan. 2019.

GIRONÁS, J.; ROESNER, L. A.; DAVIS, J. **Storm Water Management Model - Applications Manual**. Cincinnati, OH: U. S. Environmental Protection Agency, 2009.

IMADA, R. G., **Práticas de microdrenagem sustentáveis para a redução do escoamento superficial urbano**. Monografia – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014.

JORNAL NACIONAL. **Região de Venda Nova, atingida por enchentes com mortes em BH, é a que tem mais pontos de alagamento, diz prefeitura**. 2018. Disponível em: g1.globo.com/mg/minas-gerais/noticia/2018/11/16/regiao-de-venda-nova-atingida-por-enchente-com-mortes-em-bh-e-a-que-tem-mais-pontos-de-alagamento-diz-prefeitura.ghtml. Acesso em: 26 dez. 2018.

NETO, P. S. G., **Telhados verdes como técnica compensatória em drenagem urbana na cidade do Rio de Janeiro: Estudo experimental e avaliação de sua adoção na bacia do Rio Joana a partir do uso de modelagem matemática**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

PALLA, A.; GNECCO, I. Hydrologic modeling of Low Impact Development systems at the urban catchment scale. **Journal Of Hydrology**, [s.l.], v. 528, p.361-368, set. 2015. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0022169415004631>. Acesso em: 26. dez. 2018.

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELO HORIZONTE (PBH). **Instrução técnica para elaboração de estudos e projetos de drenagem urbana no município de Belo Horizonte**. 2014.

RATHKE, A. T., **Medidas de controle pluvial no lote: pavimentos permeáveis e telhados verdes**. Monografia - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

ROSA, D. W. B., **Resposta hidrológica de uma bacia hidrográfica urbana à implantação de técnicas compensatórias de drenagem urbana – Bacia do Córrego do Leitão, Belo Horizonte, Minas Gerais**. Dissertação de mestrado - Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG, Belo Horizonte, 2017.



DESENVOLVIMENTO DE NANOPARTÍCULA MAGNÉTICA MODIFICADA COM BIOPOLÍMERO PARA REMOÇÃO DE CÁDMIO DE ÁGUA RESIDUÁRIA POR ADSORÇÃO

Ana Carolina Querino de Faria¹; Marcio Ricardo Salla²; Pâmela Desirré Bernardes¹; Daniel Pasquini³; Luís Carlos de Moraes⁴

RESUMO

Os metais pesados representam um dos contaminantes mais agressivos que afetam seriamente o meio ambiente, o que significa um grande risco tanto para os animais quanto para os seres humanos, devido as suas características de alta toxicidade, não biodegradabilidade e bioacumulação na cadeia alimentar. As atividades industriais, agrícolas e o esgoto doméstico são potenciais fontes de poluição de metais pesados. Assim, métodos eficazes na remoção desse tipo de contaminante se tornam necessários na atualidade. A adsorção vem sendo amplamente estudada e tem apresentado resultados muito promissores como tecnologia para aplicação em tratamento de água residuária. O uso de nanopartículas magnéticas como adsorventes nos processos de adsorção oferece muitas vantagens como alta eficiência, redução de custos, não geração de poluentes secundários e ainda há a possibilidade de reuso do adsorvente. Assim, este estudo propõe o desenvolvimento de uma nanopartícula magnética com superfície modificada com biopolímero, através de estudos de eficiência de adsorção e de reuso da nanopartícula para remoção de cádmio de solução aquosa. Contribuindo na criação futura de um aparato experimental piloto de um canal de adsorção de pós-tratamento de efluente doméstico e industrial, que atuará em fluxo contínuo, para remoção de metais pesados.

PALAVRAS-CHAVE: metais pesados, adsorção, nanopartículas magnéticas.

INTRODUÇÃO

Um dos grandes desafios que a sociedade e o meio ambiente precisam lidar atualmente é sobre as substâncias tóxicas oriundas de diversas atividades. A descarga de metais pesados pelas indústrias representa um dos contaminantes mais agressivos afetando tanto os recursos hídricos quanto o solo, o que significa um alto risco para os animais e seres humanos devido a sua alta toxicidade, não biodegradabilidade e bioacumulação na cadeia alimentar (AL-SENANI; AL-FAWZAN, 2018; GUMFAWAR; GODBOLEY, 2017).

Além da descarga de metais pesados advinda de indústrias, os rompimentos de barragens que ocorreram recentemente comprometeram seriamente o ecossistema das regiões afetadas. Em novembro de 2015, ocorreu o colapso da barragem de Fundão (Mariana/Minas Gerais) derramando mais de 50 milhões de metros cúbicos de rejeitos de minas no Rio Doce (QUEIROZ et al., 2018).

Outro rompimento que ocorreu foi a barragem Mina do Feijão (Brumadinho/Minas Gerais), segundo a Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável - SEMAD (2019), em função dos dados de monitoramento da qualidade da água bruta após o rompimento foi orientada a não utilização da água bruta do Rio Paraopeba sem tratamento, nem para finalidade humana ou animal nem para atividades agrícolas, devido a detecção de metais acima do valor permitido pela legislação ambiental.

¹ Mestrandas em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (ana.querino@ufu.br, bernardespamelad@gmail.com)

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marcio.salla@ufu.br)

³ Professor do Instituto de Química (UFU) (danielpasquini2013@gmail.com)

⁴ Professor do Instituto de Ciências Exatas, Naturais e Educação – Química (UFTM) (luis.morais@uftm.edu.br)

Os resíduos agrícolas e o esgoto doméstico também são potenciais fontes de poluição de metais pesados. Alguns deles podem estar presentes na água e seu consumo pode afetar a saúde, por exemplo, cromo, cádmio, arsênio, níquel, chumbo, mercúrio, zinco, cobalto e selênio (GUMFAWAR; GODBOLEY, 2017).

Os efeitos do cádmio no organismo humano são graves podendo resultar em pressão arterial alta, problemas renais, destruição do tecido testicular e de glóbulos vermelhos. Esse poluente pode estar presente na água pelas descargas industriais e atividades de mineração (MANAHAN, 2001).

Assim, muitas pesquisas sobre soluções eficazes no tratamento de água residuária para remoção de metais pesados vêm sendo aplicadas (VUNAIN; MISHRA; MAMBA, 2016).

No Brasil a Resolução nº 430 do CONAMA dispõe sobre os padrões de lançamentos de efluentes tendo os valores máximos permitidos para metais pesados; o valor máximo permitido para cádmio total é de 0,2 mg/L (BRASIL, 2011). Impor condições de lançamento desses contaminantes é essencial devido aos riscos que a contaminação por metais pesados oferece, se tornando necessário a escolha de um método eficiente para suas devidas remoções.

Vários métodos são usados para remoção de metais pesados, dentre eles a precipitação química, a troca iônica, a adsorção, tratamento eletroquímico e filtração por membranas (FU; WANG, 2011).

A adsorção recentemente, apresentou resultados eficazes e muito promissores como tecnologia para aplicação em tratamento de água e de efluentes industriais, como por exemplo no tratamento de poluentes como metais, corantes e produtos farmacêuticos em soluções (MEHTA; MAZUMDAR; SINGH, 2015). Além disso, o projeto e a operação de um processo de adsorção são flexíveis e, na maioria das vezes resultará em um efluente tratado de alta qualidade (FU; WANG, 2011).

A adsorção consiste em um processo em que íons ou moléculas que estão presentes em uma fase possuem uma tendência em se concentrarem na superfície de outra fase. O material sólido que fornece a superfície para a adsorção é chamado de adsorvente, enquanto que o retido recebe o nome de adsorvato (SAWYER; McCARTY; PARKIN, 2003; WORCH, 2012).

Muitas pesquisas para encontrar métodos eficazes para a adsorção de resíduos estão sendo aplicadas, porém, esses processos muitas vezes apresentam um alto custo (AL-SENANI; AL-FAWZAN, 2018).

Assim, vários materiais de baixo custo que atuem como adsorventes para remover metais pesados em águas residuárias vêm sendo estudados, como: coco (SUKSABYE; THIRAVETYAN; NAKBANPOTE, 2008), nanopartículas de ervas silvestres (AL-SENANI; AL-FAWZAN, 2018), casca de arroz (KUMAR et al., 2010; SADEEK et al., 2015), folha de palmeira (SADEEK et al., 2015), *Moringa oleifera* (GONÇALVES JUNIOR et al., 2013), lignina (CHEN et al., 2018; CHEN et al., 2019) e zeólitas (JIMENEZ; BOSCO; CARVALHO, 2004; NGUYEN et al., 2015).

O uso de nanopartículas oferece várias vantagens devido ao seu tamanho único e as suas propriedades físicas (YANG et al., 2004). A nanotecnologia possui um grande potencial para reduzir custos e aumentar a eficiência dos tratamentos de água, assim, o interesse por nanomateriais renováveis resultou em pesquisas intensas na busca de novos adsorventes dessa categoria (ABOUZEID et al., 2018).

As nanopartículas são materiais ultrafinos de escala nanométrica (10^{-9} m) que possuem uma elevada área superficial de contato devido ao seu tamanho reduzido (YOKOYAMA et al., 2018).

A capacidade de adsorção dos nanomateriais depende de diversos fatores como a natureza química dos materiais e de propriedades físico-químicas envolvidas no processo como temperatura, pH da solução, dosagem de adsorvente e concentração inicial de metal no sistema (VUNAIN; MISHRA; MAMBA, 2016).

Adsorventes com polímeros naturais têm-se apresentado eficientes na remoção de poluentes, porém, há uma certa dificuldade em separá-los da água residual, assim, algumas pesquisas para utilizar o magnetismo em adsorventes têm sido aplicadas (MEHTA; MAZUMDAR; SINGH, 2015).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

As nanopartículas magnéticas podem oferecer uma alta eficiência devido a sua elevada área superficial com um alto número de locais com superfícies ativas e, a sua característica magnética pode facilitar a separação da água residuária após a aplicação. Além disso, não há a geração de poluentes secundários e existe a possibilidade de reutilização das nanopartículas o que reduziria consideravelmente o custo do tratamento (JI; CHEN; ZHAO, 2019; KAUR et al., 2014).

Essas nanopartículas conseguem remover poluentes até mesmo com a aplicação de pequenas concentrações, ou seja, a dose desse tipo de adsorvente necessária é baixa, tornando o tratamento ainda mais econômico (ALI, 2012).

A maioria dos experimentos com nanopartículas ainda são realizados em escala de bancada e em regime descontínuo. Dentre esses experimentos, vários pesquisadores realizaram estudos sobre remoção de metais pesados em soluções aquosas utilizando nanopartículas, como por exemplo, nanopartículas de gama alumina (TABESH; DAVAR; LOGHMAN-ESTARKI, 2018), nanopartículas de dióxido de estanho (KUMAR et al., 2016), nanopartículas de ervas silvestres (AL-SENANI; AL-FAWZAN, 2018), nanopartículas de magnetita (EL-DIB et al., 2019) e nanopartículas de ferrita de manganês (PEREZ et al., 2019).

Diante disso, esta pesquisa propõe o desenvolvimento de uma nanopartícula magnética com superfície modificada com biopolímero, através de estudos de eficiência de adsorção e de reúso da nanopartícula para remoção de cádmio de solução aquosa. Para isso, parâmetros termodinâmicos e cinéticos além das isotermas serão analisados. Também a influência do pH, da concentração de adsorvente e adsorvato e do tempo de contato serão investigados. Esse estudo será base para a criação futura de um aparato experimental piloto de um canal de adsorção de pós-tratamento de efluente doméstico e industrial, em fluxo contínuo, para remoção de metais pesados.

METODOLOGIA

Os experimentos de adsorção de cádmio serão realizados em uma mesa agitadora no Laboratório de Agronomia na Universidade Federal de Uberlândia (UFU) – Campus Umuarama. Em exceção, o estudo do tempo de contato e estudo cinético serão executados no equipamento Jar Test no Laboratório de Saneamento na UFU – Campus Santa Mônica, devido a necessidade de se coletar maiores quantidades de amostras.

Em todos os experimentos tanto a mesa agitadora quanto o Jar Test, permanecerão em uma rotação de 120 RPM.

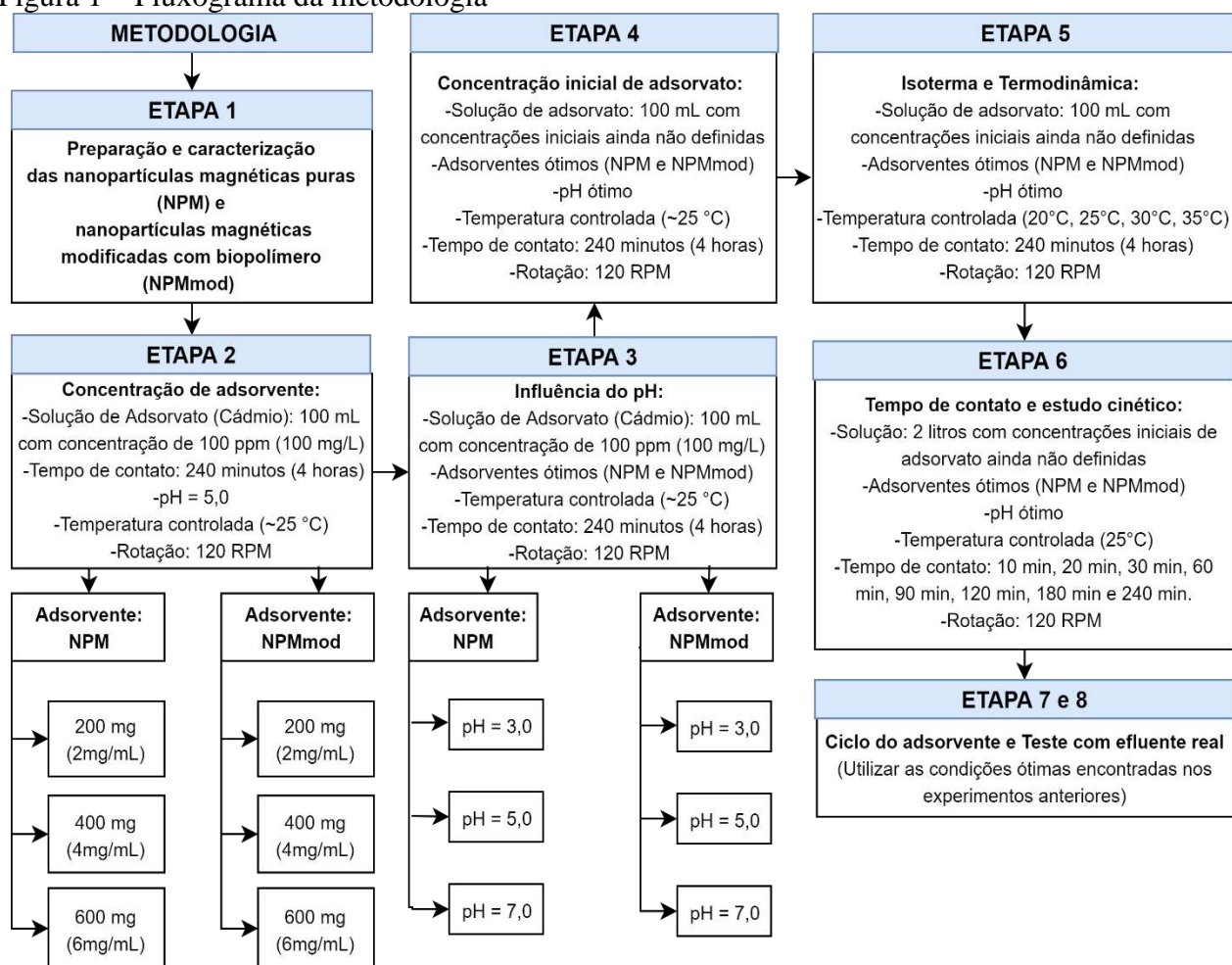
As amostras coletadas serão centrifugadas e as parcelas sobrenadantes serão analisadas por Espectrofotometria de Absorção Atômica também no Laboratório de Saneamento da UFU – Campus Santa Mônica. Todas as etapas do experimento serão realizadas em triplicata.

O estudo será dividido em oito etapas subsequentes (Figura 1):

- Preparação e caracterização das nanopartículas;
- Concentração de adsorvente;
- Influência do pH;
- Concentração inicial de adsorvato;
- Isoterma e termodinâmica;
- Tempo de contato e estudo cinético;
- Ciclo do adsorvente;
- Teste com efluente real.

Ressalta-se que todos os ensaios serão realizados utilizando a nanopartícula magnética pura e simultaneamente repetidos utilizando a nanopartícula magnética modificada com biopolímero para efeito de comparação de eficiência entre elas, assim, sendo possível verificar se a modificação realizada realmente ocasionou o aumento da eficiência do adsorvente.

Figura 1 – Fluxograma da metodologia



Cada etapa expressa no Fluxograma da metodologia (Figura 1) está descrita detalhadamente abaixo.

Etapa 1 – Preparação e caracterização das nanopartículas

A primeira etapa corresponderá à preparação das nanopartículas magnéticas puras (NPM) e das nanopartículas magnéticas modificadas com biopolímero ainda a ser definido (NPMmod).

Com as nanopartículas preparadas serão realizadas as suas caracterizações em função da granulometria e análise de propriedades físicas e químicas (porosidade, área superficial específica, massa específica, estrutura morfológica, tamanho e distribuição de tamanho dos poros).

Etapa 2 – Concentração de adsorvente

A influência da relação massa de adsorvente por mililitro de solução será estudada nesta etapa da pesquisa. Serão utilizadas soluções de 100 mL de volume com uma concentração fixa de 100 ppm (100 mg/L) de cádmio (adsorvato).

Assim, serão testadas 3 massas com cada tipo de adsorvente (NPM e NPMmod): (i) 200 mg (2 mg/mL); (ii) 400 mg (4 mg/mL) e 600 mg (6 mg/mL). As amostras de cada frasco Erlenmeyer serão coletadas no tempo fixo de 240 minutos (4 horas), em um pH fixo de 5,0 e sob temperatura controlada (~25 °C).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Etapa 3 – Influência do pH

Com a massa de adsorvente ótima definida no teste anterior, nesta etapa será analisada a influência do pH com cada tipo de nanopartícula (NPM e NPMmod).

Para isso, serão testadas três condições de pH: (i) 3,0; (ii) 5,0 e (iii) 7,0. Serão utilizados a concentração ótima de adsorvente e um volume de solução de 100 mL com concentração de adsorvato de 100 ppm (100 mg/L). O experimento permanecerá sendo realizado sob temperatura controlada (~25 °C) com as amostras coletadas no tempo fixo de 240 minutos (4 horas).

Para o pH = 5,0 as condições são as mesmas da primeira etapa, então não será necessário repetir o teste para essa combinação.

Nesse ponto da pesquisa já terão definidos as variáveis pH e concentração de adsorvente.

Etapa 4 – Concentração inicial de adsorvato

A concentração inicial de adsorvato ótima também será testada para os dois tipos de nanopartículas (NPM e NPMmod).

Serão utilizadas 6 concentrações diferentes iniciais de adsorvato dependentes do sal de metal, que ainda será escolhido, em uma solução com volume de 100 mL.

Para a realização desse experimento serão mantidas as melhores condições encontradas nos experimentos anteriores, ou seja, concentração ótima de adsorvente e pH ótimo.

As amostras ainda serão coletadas no tempo de 240 minutos (4 horas) e sob temperatura controlada (~25 °C).

Etapa 5 - Isoterma e Termodinâmica

No estudo da Termodinâmica e Isoterma, serão mantidas as variações de concentrações iniciais de adsorvato do teste anterior também em uma solução com volume de 100 mL. Essas concentrações serão importantes para definir qual o modelo de isoterma que melhor se ajustará aos dados (Isoterma de Langmuir, Isoterma de Freundlich ou Isoterma de Brunauer, Emmett e Teller - BET) e também para determinação dos parâmetros termodinâmicos.

Com a concentração de adsorvente e pH ótimos encontrados nas etapas anteriores, a mesma configuração será testada em temperaturas controladas de 20°C, 25°C, 30°C e 35°C para as seis concentrações iniciais diferentes de adsorvato. Esse experimento será realizado para os dois tipos de nanopartículas (NPM e NPMmod).

Para a temperatura de 25 °C as condições são as mesmas da etapa anterior, então não será necessário repetir o experimento para essa combinação.

As amostras nessa etapa também serão coletadas no tempo de 240 minutos (4 horas).

Etapa 6 – Tempo de contato e estudo cinético

Este experimento avaliará o tempo de contato necessário para a adsorção, o estudo cinético será realizado simultaneamente, pois os parâmetros utilizados para os dois experimentos serão os mesmos.

Nesta etapa necessita de um volume maior de solução pelo fato de coletar amostras em vários tempos de contato, por isso, será realizada no equipamento Jar Test.

As condições de pH ótimo e concentração ótima de adsorvente e de adsorvato determinadas nas etapas anteriores serão mantidas. O volume de solução de adsorvato nesse ensaio será de 2 litros. Assim, as amostras serão coletadas nos tempos de 10 min, 20 min, 30 min, 60 min, 90 min, 120 min, 180 min e 240 min de contato.

Bem como a etapa anterior, o teste será repetido para os dois tipos de nanopartículas (NPM e NPMmod) e o experimento continuará sendo realizado em temperatura controlada (~ 25 °C).

Ao fim desta etapa já terão definidos o melhor conjunto de variáveis da pesquisa: pH ótimo, concentrações ótimas de adsorventes e de adsorvato e tempo de contato ótimo.

Etapa 7 – Ciclo do adsorvente

Essa etapa do estudo será realizada com a combinação das melhores condições encontradas nos experimentos anteriores. A diferença é que a medida que o ensaio de adsorção for sendo realizado para cada tipo nanopartícula (NPM e NPMmod) o adsorvente será reutilizado determinadas vezes para descobrir o ciclo de vida das nanopartículas, ou seja, verificar sua eficiência e capacidade de adsorção conforme for sendo reciclada.

Etapa 8 – Teste com efluente real

Nesta última etapa, o experimento de adsorção será realizado também com as melhores condições definidas anteriormente, só que utilizando um efluente real com presença de metais pesados incluindo cádmio. Assim, sendo possível analisar e comparar com as eficiências obtidas nos experimentos com solução de cádmio.

RESULTADOS ESPERADOS

Com a presente pesquisa almeja-se que a eficiência utilizando as nanopartículas magnéticas modificadas com biopolímero na remoção de chumbo, seja maior que as nanopartículas magnéticas puras, e que os resultados também sejam satisfatórios no tratamento de um efluente real. Além disso, espera-se que a reutilização do adsorvente seja possível. Podendo assim, contribuir nos avanços do estudo para a criação do aparato experimental piloto de um canal de adsorção de pós-tratamento de efluente doméstico e industrial, que atue em fluxo contínuo, para remoção de metais pesados.

REFERÊNCIAS

ABOUZEID, R. E.; KHIARI, R.; EL-WAKIL, N.; DUFRESNE, A. Current state and new trends in the use of cellulose nanomaterials for wastewater treatment. **Biomacromolecules**, v. 20, n. 2, p. 573-597, 2018.

ALI, I. New generation adsorbents for water treatment. **Chemical Reviews**, v. 112, p. 5073-5091, 2012.

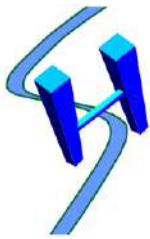
AL-SENANI, G. M.; AL-FAWZAN, F. F. Adsorption study of heavy metal ions from aqueous solution by nanoparticle of wild herbs. **Egyptian Journal of Aquatic Research**, v. 44, p. 187-194, 2018.

BRASIL, Resolução CONAMA n° 430, de 13 de maio de 2011. Dispõe sobre condições e padrões de lançamento de efluentes, complementa e altera a Resolução n° 357, de 17 de março de 2005, Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA, Publicação DOU n° 92, p. 89, Brasília, 2011.

CHEN, F.; SHAHABADI, S. I. S.; ZHOU, D.; LIU, W.; KONG, J.; XU, J.; LU, X. Facile preparation of cross-linked lignin for efficient adsorption of dyes and heavy metal ions. **Reactive and Functional Polymers**, v. 143, p. 1-6, 2019.

CHEN, H.; QU, X.; LIU, N.; WANG, S.; CHEN, X.; LIU, S. Study of the adsorption process of heavy metals cations on Kraft lignin. **Chemical Engineering Research and Design**, v. 139, p. 248-258, 2018.

EL-DIB, F. I.; MOHAMED, D. E.; EL-SHAMY, O. A. A.; MISHRIF, M. R. Study the adsorption properties of magnetite nanoparticles in the presence of different synthesized surfactants for heavy



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

metal ions removal. **Egyptian Journal of Petroleum**, p. 1-7, 2019.
<https://doi.org/10.1016/j.ejpe.2019.08.004>

FU, F.; WANG, Q. Removal of heavy metal ions from wastewaters: A review. **Journal of Environmental Management**, v. 92, p. 407-418, 2011.

GONÇALVES JUNIOR, A. C.; MENEGHEL, A. P.; RUBIO, F.; STREY, L.; DRAGUNSKI, D. C.; COELHO, G. F. Applicability of *Moringa oleífera* Lam. pie as an adsorbent for removal of heavy metals from waters. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 17, n. 1, p. 94-99, 2013.

GUMFAWAR, S.; GODBOLEY, B. J. A review on Removal of heavy metal (Cr and Cd) using plant seeds for purification of water. **International Journal of Science and Research**, v. 6, n. 2, p. 934-937, 2017.

JI, J.; CHEN, G.; ZHAO, J. Preparation and characterization of amino/thiol bifunctionalized magnetic nanoadsorbent and its application in rapid removal of Pb (II) from aqueous system. **Journal of Hazardous Materials**, v. 368, p. 255-263, 2019.

JIMENEZ, R. S.; BOSCO, S. M. D.; CARVALHO, W. A. Remoção de metais pesados de efluentes aquosos pela zeólita natural escolecita – influência da temperatura e do pH na adsorção em sistemas monoelementares. **Química Nova**, v. 27, n. 5, p. 734-738, 2004.

KAUR, R.; HASAN, A.; IGBAL, N.; ALAM, S.; SAINI, M. K.; RAZA, S. K. Synthesis and surface engineering of magnetic nanoparticles for enviromental cleanup and pesticide residue analysis: A review. **Jss-Journal**, v.37, p. 1805-1825, 2014.

KUMAR, K. Y.; RAJ, T. N. V.; ARCHANA, S.; PRASAD, S. B. B.; OLIVEIRA, S.; MURALIDHARA, H. B. S_nO_2 nanoparticles as effective adsorbents for the removal of cadmium and lead from aqueous solution: Adsorption mechanism and kinetic studies. **Journal of Water Process Engineering**, v. 13, p. 44-52, 2016.

KUMAR, P. S.; RAMAKRISHNAN, K.; KIRUPHA, S. D.; SIVANESAN, S. Thermodynamic and kinetic studies of cadmium adsorption from aqueous solution onto rice husk. **Brazilian Journal of Chemical Engineering**, v. 27, n. 02, p. 347-355, 2010.

MANAHAN, S. E. **Fundamentals of Environmental Chemistry**. Boca Raton, FL: Lewis Publishers, 2001.

MEHTA, D.; MAZUMDAR, S.; SINGH, S. K. Magnetic adsorbents for the treatment of water/wastewater – A review. **Journal of Water Process Engineering**, v. 7, p. 244-265, 2015.

NGUYEN, T. C.; LOGANATHAN, P.; NGUYEN, T. V.; VIGNESWARAN, S.; KANDASAMY, J.; NAIDU, R. Simultaneous adsorption of Cd, Cr, Cu, Pb, and Zn by an iron-coated Australian zeolite in batch and fixed-bed column studies. **Chemical Engineering Journal**, v. 270, p. 393-404, 2015.

PEREZ, T.; PASQUINI, D.; LIMA, A. F.; ROSA, E. V.; SOUSA, M. H.; CERQUEIRA, D. A.; MORAIS, L. C. Efficient removal of lead ions from water by magnetic nanosorbents based on

manganese ferrite nanoparticles capped with thin layers of modified biopolymers. **Journal of Environmental Chemical Engineering**, v. 7, n. 1, p. 1-13, 2019.

QUEIROZ, H. M.; NÓBREGA, G. N.; FERREIRA, T. O.; ALMEIDA, L. S.; ROMERO, T. B.; SANTAELLA, S. T.; BERNARDINO, A. F.; OTERO, X. L. The Samarco mine tailing disaster: A possible time-bomb for heavy metals contamination?. **Science of the Total Environment**, v. 637-638, p. 498-506, 2018.

SADEEK, S. A.; NEGM, N. A.; HEFNI, H. H. H.; WAHAB, M. M. A. Metal adsorption by agricultural biosorbents: Adsorption isotherm, kinetic and biosorbents chemical structures. **International Journal of Biological Macromolecules**, v. 81, p. 400-409, 2015.

SAWYER, C. N.; McCARTY, P. L.; PARKIN, G. F. **Chemistry for Environmental Engineering and Science**. New York: McGraw-Hill, 2003.

SEMAD - Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável. Suspensão do uso de água bruta é ampliada no rio Paraopeba. 2019. Disponível em: <www.meioambiente.mg.gov.br/noticias/1/3770-suspensao-do-uso-de-agua-bruta-e-ampliada-no-rio-paraopeba/>. Acesso em: 03 de junho de 2019.

SUKSABYE, P.; THIRAVETYAN, P.; NAKBANPOTE, W. Column study of chromium (VI) adsorption from electroplating industry by coconut coir pith. **Journal of Hazardous Materials**, v. 160, p. 56-62, 2008.

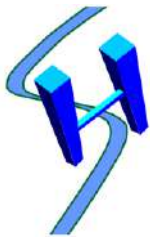
TABESH, S.; DAVAR, F.; LOGHMAN-ESTARKI, M. R. Preparation of γ -Al₂O₃ nanoparticles using modified sol-gel method and its use for the adsorption of lead and cadmium ions. **Journal Of Alloys And Compounds**, v. 730, p. 441-449, 2018.

VUNAIM, E.; MISHRA, A.; MAMBA, B. Dendrimers, mesoporous silicas and chitosan-based nanosorbents for the removal of heavy-metal ions: A review. **International Journal of Biological Macromolecules**, v. 86, p. 570-586, 2016.

WORCH, E. **Adsorption technology in water treatment: fundamentals, processes, and modeling**. De Gruyter, 2012.

YANG, H-H.; ZHANG, S-Q.; CHEN, X-L.; ZHUANG, Z-X.; XU, J-G.; WANG, X-R. Magnetite-containing spherical silica nanoparticles for biocatalysis and bioseparations. **Analytical Chemistry**, v. 76, n. 5, p. 1316-1321, 2004.

YOKOYAMA, T.; MASUDA, H.; SUZUKI, M.; EHARA, K.; NOGI, K.; FUJI, M.; FUKUI, T.; SUZUKI, H.; TATAMI, J.; HAYASHI, K.; TODA, K. Basic properties and measuring methods of nanoparticles. In: NAITO, M.; YOKOYAMA, T.; HOSOKAWA, K.; NOGI, K. (ed). **Nanoparticle Technology Handbook**. Amsterdam: Elsevier, 2018, p. 3-47.



DETERMINAÇÃO DA DESCARGA LÍQUIDA E SÓLIDA NO RIBEIRÃO PISSARÃO, ARAGUARI-MG

Rodrigo de Almeida Oliveira Peixoto¹; Carlos Eugenio Pereira²; Alyne Martins Rodrigues³

RESUMO

O grande potencial fluviométrico brasileiro garante a presença de hidrelétricas em diversos locais. O represamento hídrico gera alterações nos processos de transporte e deposição de sedimentos, podendo causar diferentes impactos operacionais e também ambientais. O presente estudo tem como objetivo medir a vazão líquida, analisar os sedimentos e quantificar a descarga sólida do ribeirão Pissarão, localizado nas proximidades do município de Araguari-MG, a fim de possibilitar a minimização e remediação desses impactos. Para a medição da vazão líquida foi utilizado os equipamentos ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*) e o molinete fluviométrico. Para a coleta de amostras de sedimentos em suspensão foi utilizado um integrador de série Norte-Americana U.S-DH 48, e um coletor Modelo *Petersen* para sedimentos do leito, em laboratório foram feitas análises granulométricas para a elaboração das curvas granulométricas. Os resultados encontrados na Estação variaram entre 5,42 a 258,36 ton/dia.

PALAVRAS-CHAVE: Rio Jordão, Descarga Sólida.

INTRODUÇÃO

Nos estudos sedimentológicos, os métodos diretos são mais complexos e caros, portanto, é mais recorrente o uso de metodologias indiretas, sendo os métodos mais conhecidos, os de Einstein (1950), Engelunge Hansen (1967), Toffaleti (1969), Ackers e White (1973) e Yang (1973).

Em relação aos cálculos de descarga sólida total a partir de medições de rios, de acordo com Carvalho (2008) e Paiva (1988), o método de Colby é vantajoso devido à sua aplicação direta e pelo uso de poucos dados. Esse método utiliza informações simples das medições de descarga líquida, da concentração de sedimentos em suspensão, profundidade e velocidade média do escoamento e largura da seção transversal. Consiste em uma metodologia baseada no método modificado de Einstein, em que faz a estimativa da descarga não medida com o uso de três ábacos. Segundo Carvalho (1994) para se verificar a confiabilidade dos resultados é possível compará-los com os resultados obtidos pelo Método Modificado de Einstein.

São vários os modelos e metodologias que determinam o transporte dos sedimentos nos rios, porém vários deles não apresentam resultados precisos, concisos ou que se adaptem a realidade. Sendo importante o estudo contínuo e aprimorado para que haja novos modelos e equações mais eficientes.

Como exemplo, Paiva (1988) a partir de 22 medições no rio Mogi Guaçu e 353 séries de dados experimentais dos canais do Paquistão avaliou 16 métodos de estimativa disponíveis. O autor concluiu que dentre os métodos de estimativa indireta da descarga total de material de leito avaliados, os melhores resultados foram apresentados pelo Método de Yang (1973), seguido pelos métodos de Toffaleti (1969), Bishop (1965), Ackers e White (1973) e Van Rijn (1984) que mostraram desempenhos semelhantes.

Segundo Martin (2003), os métodos de descarga sólida desenvolvidos por Ackers e Write (1973) e Van Rijn (1984), são utilizados para avaliar a descarga de material de arrasto em rios de leitos arenosos, porém na prática nem sempre é possível aplica-las de forma eficiente, visto que

¹ Mestre em Recursos Hídricos pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFU

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU)

³ Graduanda em Engenharia Ambiental (UFU), bolsista de Iniciação Científica

nem sempre as concentrações se adequam a faixa de intervalo estabelecidas pelas equações de transporte.

Nesse sentido Hubbell (1987) alega que as medições exigem um esforço prático considerável, onde nem sempre são objetivas devido a variabilidade temporal e espacial, que estão associadas ao movimento da descarga sólida de arrasto. Ou seja, é possível dizer que estas equações disponíveis na literatura ainda continuam limitadas para estimar a descarga sólida de fundo (GOMES e CHURCH, 1989).

Por meio dos estudos e metodologias é possível não apenas conhecer sobre a sedimentologia e transporte, mas também apresentar medidas que possam mitigar ou corrigir os impactos causados pelo desequilíbrio sedimentológico, como medidas preventivas, o transporte de sedimentos nos cursos de água, e também evitar a formação de depósitos de sedimento no fundo do reservatório. Já as medidas corretivas, possuem o intuito de reparar os danos gerados pela deposição do sedimento no reservatório.

Para prevenir os impactos, o primeiro fator a ser observado é no início no plano do projeto da barragem, onde se deve fazer uma escolha de local adequado, bem como realizar o cálculo do volume que deve ser reservado no reservatório para o acúmulo de sedimento. Além de planos de conservação do solo da bacia que irão contribuir para a minimização da produção de sedimentos.

Existem também estruturas que podem e são indicadas a serem instaladas para evitar que os sedimentos cheguem aos reservatórios. Pode-se citar pequena barragem a montante, bacia de decantação fora da calha do rio e ainda, condutos ou canais de derivação, conhecido como “*bypass*” (VICENT, 2003).

Neste contexto, o ribeirão Pissarão localizado em boa parte no município de Araguari-MG possui potencial de produção de energia elétrica constituindo, portanto, um local de relevância para se fazer estudos das descargas sólidas, tanto que já existe uma barragem em pleno funcionamento neste ribeirão, e para garantir a vida útil desse reservatório e evitar que os problemas citados aconteçam e/ou se agravem.

METODOLOGIA

Vazão Líquida

Nesta etapa utilizou-se o equipamento ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*) M9-Sontek desenvolvido para a medição de vazão líquida direta, fundamentado pelo princípio do Efeito Doppler. Em campo o ADCP é conectado ao programa *River Surveyor*, por meio de um computador portátil. Com a travessia do equipamento, obtém-se o perfil de fundo, direções de velocidades e o cálculo da vazão são realizados pelo programa.

Sedimentos Suspensos

Para a correta amostragem dos sedimentos seguiu-se como base o método indireto de amostragem por igual incremento de largura – IIL. A coleta da água é realizada com o auxílio do Amostrador integrador da série Norte-Americana (U.S–DH 48) com diâmetro do bocal de coleta de 1/8. Para a coleta divide-se a seção transversal do rio em segmentos de larguras iguais com o auxílio de uma corda graduada, em que selecionam-se 10 a 20 verticais. As coletas das amostras foram realizadas com a mesma velocidade de trânsito nas verticais, obtendo uma série de sub-amostras com volumes diferentes.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 1: Fotografia do local de coleta, localizado em 18°45'45,58"S; 48° 2'53,22"W



Fonte: Próprio autor, 2018.

Para o cálculo do tempo mínimo de percurso na descida e subida do equipamento foi utilizada a equação 1.

$$T_{\min} = \frac{2 \cdot Pi}{Vt} \quad (1)$$

em que:

T_{\min} : Tempo mínimo de percurso na descida e subida;

Pi : Profundidade na primeira vertical amostrada;

Vt : Velocidade de trânsito máxima.

A velocidade de trânsito máxima (Vt) é obtida da seguinte maneira: A vertical mais próxima ao talvegue foi selecionada e a velocidade média do escoamento dessa vertical foi medida. A velocidade média foi multiplicada por 0,2 devido ao bico do equipamento usado. Nas outras verticais o tempo de amostragem deve ser proporcional, obtendo por regra de três entre o tempo e a profundidade.

Por fim, as amostras foram alocadas em frascos de vidro devidamente etiquetados e acondicionados em uma caixa térmica para serem transportadas ao Laboratório de Saneamento (LABSAN) da Faculdade de Engenharia Civil.

Material de leito

Para a amostragem do material de leito, utiliza-se o equipamento modelo *Petersen* e também saco plástico. A coleta é realizada em diferentes posições ao longo da seção transversal do rio. Por fim, são etiquetadas e levadas ao Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia Civil da UFU.

Análise Laboratorial

No Laboratório de Saneamento (LABSAN) da Faculdade de Engenharia Civil foram realizadas as análises de concentração dos sedimentos em suspensão conforme descrito por Carvalho et al. (2000) no guia de práticas sedimentométricas da ANEEL (2003). O primeiro procedimento importante a ser feito é a pesagem dos recipientes contendo as amostras com água, pois podem ocorrer perdas por evaporação. As análises de concentração de sedimentos foram realizadas pelos métodos de filtração em épocas secas e evaporação em épocas chuvosas.

Análise de concentração

Filtração

É utilizado um cadinho para cada ponto de amostragem, totalizando cinco. Dentro dos cadinhos é colocada uma membrana de fibra de vidro de 0,45 μm , que então são colocados na estufa ($105 \pm 2^\circ\text{C}$) por 15 minutos, e em seguida levado ao forno mufla ($550 \pm 50^\circ\text{C}$) pôr 30 minutos. Em seguida o cadinho é resfriado até temperatura ambiente e pesado ($P1$) g.

O próximo passo consistiu em homogeneizar a amostra, para isso utilizou-se um béquer. Em seguida por meio do sistema com bomba para filtração a vácuo e um kitassato foi feito a filtragem no cadinho que então foi levado para estufa ($105 \pm 2^\circ\text{C}$). Por fim o cadinho foi resfriado em um dessecador até a temperatura ambiente para a pesagem ($P2$) g.

Para determinar a concentração de sedimentos em suspensão utiliza-se a equação 2.

$$(C_{ss}) = \frac{P2-P1}{V} \times 1000 \quad (2)$$

em que:

$P1$ (g): Tara do cadinho;

$P2$ (g): Cadinho com amostra após secagem;

$V(L)$: Volume da amostra;

Evaporação

Para a determinação de sais solúveis (importante para a correção desse método) retiram-se da garrafa três alíquotas de 100 mL que são então transferidas para um béquer pesado previamente ($P1$). O béquer é então levado para a estufa até a secagem do recipiente. Em seguida o recipiente é levado ao dessecador e após obter temperatura ambiente faz-se novamente a pesagem ($P2$).

É importante ressaltar que a amostra é deixada em repouso por 24 horas, e só então começam as análises.

Para a determinação da concentração de sedimentos em suspensão utiliza-se a equação 3.

$$(C_{ss}) = \frac{P2-P1}{V} \times 1.000 - C_{sd} \quad (3)$$

em que:

$P1$ (g): Tara do cadinho;

$P2$ (g): Cadinho com amostra após secagem;

$V(L)$: Volume da amostra;

C_{sd} (mg/L): Concentração de sais dissolvidos.

A partir desses resultados pode-se então realizar o cálculo de descarga sólida por meio da equação 4.

$$Q_{ss} = 0,0864 \cdot Q \cdot C_{ss} \quad (4)$$

em que:

Q_{ss} : descarga sólida em suspensão (T/dia);

Q : Vazão total da seção (m^3/s);

C_{ss} : Concentração de sedimentos suspensos (mg/L).



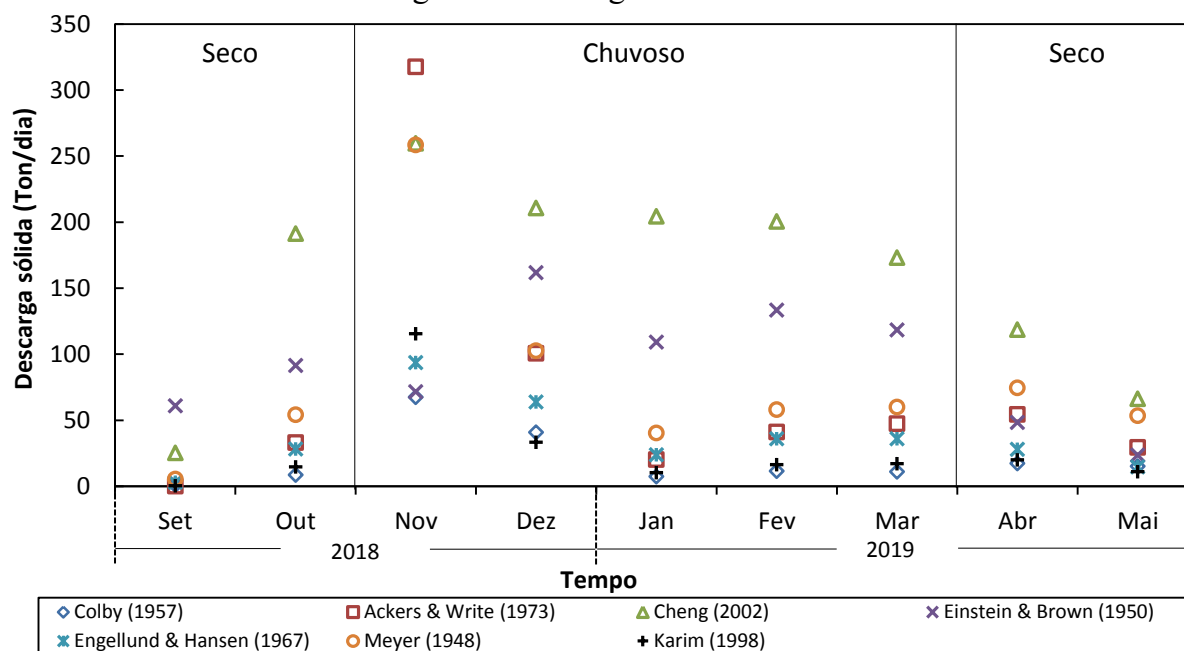
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A seguir serão apresentados os resultados de descarga de sedimentos por diferentes métodos. Os dados foram obtidos pelos resultados dos testes em laboratório e os resultados pela aplicação do programa WinTsr, criado por Paiva, Beling e Rosa (2002).

Os métodos selecionados, levaram em conta uma análise dos dados de campo e das condições de aplicabilidade de cada equação. As equações utilizadas foram: Einsten e Brown (1950) para descarga de arrasto; Colby(1957) e Karim (1998) para descarga sólida total; Ackers e White (1973), Engelund e Hansen (1957), e Cheng (2002) para descarga de material de leito.

Figura 2: Descarga sólida Medida



Fonte: Próprio autor, 2019.

Para descarga de arrasto os valores variam entre 5,42 (referente a setembro) a 258,36 ton/dia (referente a novembro), com média de 84,78 ton/dia. Para a descarga total os valores obtidos variam entre 0,45 (referente a setembro) a 115,59 ton/dia (referente a novembro), com média de 23,29 ton/dia. Os resultados desses dois métodos se encontram muito próximos, apresentando pouca variação entre si. Para descarga de leito os valores variam entre próximo de zero (referente a setembro) e 317,63 ton/dia (referente a novembro), com média de 89,68 ton/dia. Os resultados obtidos pelo método de Cheng apresentam maiores valores em relação aos outros métodos de descarga de leito, com exceção do mês de novembro, em que o método de Ackers e White apresentou maior valor.

CONCLUSÃO

Os resultados obtidos demonstram que diferentes métodos apresentam diferentes valores finais, sendo que grandes variações podem ocorrer entre eles. Isso se deve principalmente, pelas características hidráulicas de cada seção, e a precisão que cada método apresenta para cada característica. Em algumas situações os resultados podem ser conflitantes, o que mostra que não é possível simplesmente aplicar apenas um método de cálculo, e ressalta a importância de realizar coletas a campo a fim de analisar quais os melhores métodos a serem aplicados em cada caso de acordo com as características hidráulicas de cada seção.

No geral pode-se observar que em época chuvosa os valores obtidos são maiores, concluindo que o transporte dos sedimentos no leito do rio ocorre principalmente em épocas de grandes precipitações.

Os altos valores de sedimentos em alguns meses do ano, na maioria das vezes são justificados pelo aumento da precipitação, porém também pelo impacto gerado pelo uso e ocupação do solo ao redor. Várias são as consequências negativas geradas por esse mau uso do solo, sendo estes facilmente observados pelos moradores locais. Portanto, recomenda-se que os danos gerados pela agricultura e pecuária sejam reduzidos nas áreas de entorno, principalmente no que se refere às áreas de APP. Seria extremamente interessante, que houvesse campanhas de educação ambiental com os donos das terras em que se encontra o ribeirão, para que então, entendessem os impactos e assim pudessem tomar medidas corretivas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANEEL (Agencia Nacional de Energia Elétrica). Comunicação Pessoal. www.aneel.gov.br. 2003.

CARVALHO, N.O. **Assoreamento de reservatórios – conseqüências e mitigação dos efeitos**. In: IV Encontro Nacional de engenharia de Sedimentos. Santa Maria-RS. Cdrom. 1-22p. 2000.

CARVALHO, N. O; FILIZOLA Jr., SANTOS, P. M. C; LIMA, J. E. F. W. - **Guia de avaliação de assoreamento de reservatórios Brasília** : ANEEL, 185p. 2000.

CARVALHO, N.O. **Hidrossedimentologia Prática**. CPRM e ELETROBRÁS. Rio de Janeiro, RJ. 384p. 1994.

CARVALHO, N. O. **Hidrossedimentologia Prática**. 2 ed.: Rio de Janeiro: Interciência, 2008.

GOMEZ, B.; CHURCH, M. **An assessment of bed load sediment transport formula for gravel bed rivers**. *WaterResourcesResearch* 25, 1161–1186. 1989.

HUBBELL, D.W. Bed load sampling and analysis. In: Thorne, C., Bathurst, J., Hey, R. (Eds.), **Sediment Transport in Gravel-Bed Rivers**. Wiley, Chichester, pp. 89– 106, 1987.

MARTIN, Y. **Evaluation of bed load transport formulae using field evidence from the Vedder River, British Columbia**. *Geomorphology* 53, 75–95, 2003.

PAIVA, J. B. D. **Avaliação dos Modelos Matemáticos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios**. 1988. 315p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Universidade de São Carlos, São Paulo, 1988.

PAIVA, J.B. D.; BELING, F. A.; ROSA, L.H. WinTSR - Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios./Contato pessoal/ HDS-CT- UFSM. 2002. (Software não publicado).

VICENT, J. G. **Improvement of the reservoir capacity and of the operation of the dewatering components**.In: Conferencia de Jesús Granell Vicent. Disponível em <http://www.seprem.com/imagenes/JesusGranell_TemaII.pdf>. Acesso em: 20 Ag. 2003.

WILSON JR, G.: PAIVA L. E. D. **Estimativa da descarga sólida por arraste a partir do registro das configurações de fundo: aplicação ao córrego Horácio, Noroeste do Estado do Paraná**: In:



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Simposio Brasileiro de Recursos Hídricos, 15, 23 – 27 nov. de 2003. Curitiba/PR. Anais, Curitiba, 2003.



**I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia**

**ESGOTAMENTO SANITÁRIO NA COMUNIDADE DE CELSO
BUENO, MONTE CARMELO – MG**

¹Larissa Lima Gonzaga; ²Maria Lyda Bolanos Rojas

RESUMO

Com o desenvolvimento das atividades humanas, houve também um aumento no consumo de água, geração de efluentes domésticos e industriais. Percebe-se assim a necessidade de um saneamento básico eficiente. No Brasil, tratamento de esgotos é um tema que preocupa sendo que a maioria das cidades não possui um sistema de qualidade. Este trabalho tem por objetivo geral promover a melhoria na qualidade de vida de uma comunidade pequena através de um sistema eficiente de coleta e tratamento de efluentes. Foi realizado levantamento planialtimétrico do local; projeção da população para vinte anos e dimensionamento da rede coletora de esgoto. Após, serão escolhidos o local e o sistema de tratamento de esgoto adequados buscando melhorar a qualidade de vida da comunidade.

Palavras-chave: esgotamento sanitário, qualidade de vida, pequenas comunidades.

INTRODUÇÃO

Além de prejuízos ambientais como: contaminação da água superficial e subterrânea e arraste de resíduos sólidos, o lançamento de efluentes de forma inadequada facilita a transmissão de doenças, promovendo a proliferação de bactérias e vírus. Sendo este o cenário de muitas regiões no Brasil, principalmente quando se refere a comunidades carentes.

O aspecto sanitário tem sido um dos maiores obstáculos para a administração pública e para a sociedade, visto que está relacionado com todas as demais atividades de assistência ao público, implicando diretamente a saúde e o bem-estar social. Segundo estimativas, aproximadamente 80% de todas as doenças humanas estão associadas direta ou indiretamente, à água não tratada, ao saneamento precário e a ausência de conhecimentos e noções básicas de higiene. (AYACH et al., 2012).

Para garantir a preservação ambiental, é necessário realizar o tratamento de esgotos, tendo em vista que as substâncias presentes nesses efluentes desempenham ações nocivas nos corpos d'água, uma vez que a matéria orgânica pode provocar a redução do oxigênio dissolvido, resultando na morte de peixes e outros organismos aquáticos, assim como no escurecimento da água e aparecimento de maus odores (SABEI & BASSETTI, 2013).

A comunidade de Celso Bueno teve origem em um vilarejo que se instalou na faixa de propriedade da ferrovia Viação Ferroviária Centro Oeste – VFCO. Com o

¹ Graduanda em Engenharia Ambiental (ICIAG/UFU) (larisglima@gmail.com)

² Professora da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marialyda@ufu.br)



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

avanço do agronegócio, especialmente a cafeicultura necessitando de trabalhadores para colheitas, colaborou para que alguns fixassem moradia próxima às fazendas e tornou o local de referência para aqueles que buscavam emprego (DMAE, 2013).

Considerando que o local foi uma área invadida, não teve nenhum planejamento urbano e dessa forma medidas de saneamento básico como: coleta, transporte, tratamento e lançamento de efluentes não foram efetuadas. Como resultado, tem-se o lançamento do esgoto doméstico em fossas negras e águas cinza escoando a céu aberto.

Figura 1 – Águas cinza escoando pela rua.



Fonte: a autora (2019).

Diante disto, o objetivo principal deste trabalho é dimensionar o sistema de esgotamento sanitário da Comunidade Celso Bueno no município de Monte Carmelo, aproveitando as estruturas existentes, otimizando as mesmas no que se refere à coleta e apresentando alternativas para implantação do sistema de tratamento de esgoto e lançamento do efluente tratado.

METODOLOGIA

O povoado está situado no município de Monte Carmelo – Minas Gerais, região do Triângulo Mineiro, distando 34 km da sede do município com acesso pela BR-365, sentido Patrocínio (DMAE, 2013), com dados populacionais da comunidade obtidos no sistema e-SUS no posto de saúde local.

A partir do estudo disponibilizado pelo DMAE, foi realizada uma análise dos dados e desenvolvido um novo projeto com melhorias em relação ao traçado da rede, como mudança de direção do fluxo em determinados trechos, o que resultou na modificação de órgãos acessórios considerados inicialmente.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Tendo como base as cotas do terreno, estabeleceu-se em certos trechos tubos de limpeza (TL) em substituição de poços de visita (PV) a fim de reduzir o custo da obra, pois no estudo de origem havia instalação de PV em vários trechos.

Como foram definidos novos pontos para implantação de tubos de limpeza, foi efetuado um novo levantamento planialtimétrico com o intuito de obter dados atuais de cotas de toda a área em estudo, e garantir um resultado final de melhor qualidade.

Para o dimensionamento da rede foi utilizada a metodologia desenvolvida por SOUZA & HIRATA apresentada por SOBRINHO & TSUTIYA (1999).

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A população atual da comunidade é de 2.750 habitantes e considerou-se a população dos anos de 2017 a 2019 para fazer a projeção da população para os próximos 20 anos, obtendo um valor de 6.825 habitantes, sendo este um valor essencial para realizar o estudo.

Considerando o comprimento total da rede no final de do plano de 6.885 m, contribuição per capita de 200 L/hab-dia e taxa de infiltração de 0,0001L/s.m obteve-se a vazão final de 23,44 L/s.

Com o novo traçado da rede já é possível identificar mudanças no sentido do fluxo, projetando as tubulações com declividade que segue a inclinação do terreno e facilita o escoamento por gravidade. Quanto aos órgãos acessórios e devido ao novo traçado em locais onde estavam projetados poços de visita podem ser projetados terminais de limpeza. Esta mudança é importante pois significa economia na implantação do sistema diminuindo custo do projeto, que beneficiará diretamente à comunidade.

Outro resultado importante e que será benéfico para a população é o estudo de alternativas, para dimensionar o sistema de tratamento de esgotos em nível secundário para a comunidade e que está em andamento no momento. Estuda-se a possibilidade de definir o lançamento do efluente tratado no Rio Perdizes, que fica aproximadamente a 4 Km do povoado. Ressalta-se que esta solução é importante para mudar a situação atual da comunidade que dispõe os seus esgotos em fossas negras.

CONCLUSÕES

Dimensionamento do sistema de esgotamento sanitário para a Comunidade Celso Bueno do município de Monte Carmelo, MG.

Melhorar a qualidade de vida desta população que atualmente não tem coleta adequada e também não coleta 100% de seus esgotos.



**I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia**

Mostrar que há alternativas técnicas para realizar o lançamento do esgoto tratado em um Córrego próximo à localidade.

Atender a meta dos objetivos de desenvolvimento sustentável, que é o acesso universal a saneamento básico até 2030.

REFERÊNCIAS

AYACH, L. R. et al. Saúde, saneamento e percepção de riscos ambientais urbanos. **Caderno de Geografia**, v.22, n.37, 2012.

DEPARTAMENTO MUNICIPAL DE ÁGUA E ESGOTO DE MONTE CARMELO – DMAE. Projeto do sistema de tratamento de esgotos do povoado de Celso Bueno. Prefeitura Municipal de Monte Carmelo. Agosto, 2013.

SABEI, T. R.; BASSETTI, F. J. ALTERNATIVAS ECOEFICIENTES PARA TRATAMENTO DE EFLUENTES EM COMUNIDADES RURAIS. **IX Fórum Ambiental da Alta Paulista**, v. 9, n. 11, 2013, pp. 487-503.



ESTIMATIVA DO ASSOREAMENTO DO RESERVATÓRIO DO BOM JARDIM A PARTIR DE MODELOS DE EFICIÊNCIA DE RETENÇÃO DE SEDIMENTOS

Diego Repeza Amaral¹; José Eduardo Alamy Filho²

RESUMO

O ribeirão do Bom Jardim, localizado nas proximidades da cidade de Uberlândia é um curso d'água com relevância na região do Triângulo. Os estudos preventivos realizados para manutenção da funcionalidade operacional do ribeirão e de sua bacia são importantes, visto que um problema que ocorre nos reservatórios em geral é o assoreamento. Com o objetivo de estudo do fenômeno, este trabalho buscou avaliar modelos empíricos de assoreamento de reservatórios e técnicas estatísticas para regionalização de vazões afluentes, afim de levantar parâmetros quantitativos tanto sobre a vazão quanto sobre os sedimentos depositados. Para confeccionar tais estudos, foram utilizadas ferramentas computacionais como o Google Earth, Microsoft Excel, além de dados históricos de precipitação e de vazão, disponíveis na página eletrônica da Agência Nacional de Águas (ANA). Com os dados necessários em mãos, foi possível regionalizar as vazões médias mensais que alimentam o reservatório do Bom Jardim. Posteriormente, calcularam-se as eficiências de retenção do reservatório e os volumes de sedimentos depositados em sua evolução temporal. Os resultados revelaram que a quantidade de massa depositada tem bastante influência para a depreciação do volume útil do ribeirão, devido aos altos índices de eficiência de retenção calculados.

PALAVRAS-CHAVE: assoreamento, volume útil, eficiência de retenção.

INTRODUÇÃO

Segundo Mazzini *et al.* (2011), assoreamento em reservatórios pode ser definido como o acúmulo de sedimentos desprendidos do solo da bacia de contribuição ou do leito dos cursos de água afluentes e depositados nas margens e fundo. Segundo Trainini (2005), onde as atividades de agricultura e pecuária são mais intensas, a perda de solo e o conseqüente assoreamento ocorrem de forma mais acentuada. Fenômenos geotécnicos são citados; por exemplo, voçorocamento e rapinamento. Tais atividades aliadas à gravidade e ao fator histórico das civilizações antigas iniciarem a cultura de que o ser humano se estabelecia onde tinha água abundante (Bruni, 1994) auxilia o entendimento da ocorrência do assoreamento no fundo de reservatórios.

A segurança dos reservatórios é severamente afetada pelo assoreamento. Como exemplos de problemas causados, os sedimentos aumentam as cargas nas paredes de barragens e reduzem a atenuação de inundação. Desta forma, o fluido com sedimentos depositados tem características distintas do fluido sem os mesmos.

O objetivo principal deste trabalho é realizar a comparação entre dois diferentes métodos para estimativa da eficiência de retenção de sedimentos e aplicá-los ao reservatório do Bom Jardim. Dentre os objetivos periféricos, citam-se a estimativa do volume útil do mesmo, além da apresentação de uma metodologia para regionalização de vazões médias mensais.

METODOLOGIA

Etapa preliminar

A etapa preliminar de estudo teve como objetivo o entendimento e caracterização do fluxo de vazão ao reservatório Bom Jardim. Vale destacar que o método utilizado para realização de regionalização

¹ Bacharel em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (diegorepeza21@hotmail.com)

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br)

de vazões é de autoria própria, com pensamento em inovação, sem perder a precisão e otimização na questão de realizar cálculos referentes ao assoreamento.

O primeiro passo realizado para o estudo da região foi feito de acordo com o procedimento de regionalização de vazões. Nesse contexto, é importante destacar que não há registros históricos de vazões afluentes ao reservatório do Bom Jardim. Por isso, para que fossem estimadas as vazões afluentes, partiu-se para uma análise de regionalização, utilizando registros fluviométricos históricos em rios e ribeirões vizinhos. Tal estudo pôde ser viabilizado pelos dados fluviométricos e pluviométricos disponibilizados pela Agência Nacional de Águas (ANA), no portal *online* “Hidroweb”. De acordo com a localização do reservatório do Bom Jardim no sistema Hidroweb, foi possível selecionar algumas estações fluviométricas próximas e as pluviométricas em seu entorno. Em suma, para as estações fluviométricas selecionadas, calcularam-se as médias mensais (Q média mensal), em m³/s, para cada uma delas; para as pluviométricas, a adaptação foi com a precipitação total mensal (P total mensal), em mm, para cada uma delas. Para as estações fluviométricas foi retirada a vazão média mensal e para as pluviométricas a soma total das precipitações diárias dentro de cada mês.

Cálculo das vazões específicas

As áreas das bacias de contribuição são fatores geométricos que influenciam diretamente nas vazões dos corpos de água. Dessa forma, a variável que foi motivo de regionalização foi a vazão específica mensal, matematicamente descrita como:

$$Q_k^* = Q_k/A$$

K = um indicador do mês;

Q_k^* = vazão específica mensal para o mês k ;

Q_k = vazão média mensal para o mês k ;

A = área da bacia contribuinte ao sítio da estação fluviométrica analisada.

Interpolação das precipitações para os centroides das bacias fonte

No presente trabalho, o termo bacia fonte refere-se àquelas que são drenadas pelas estações fluviométricas. Para levar em conta o reflexo das precipitações nas vazões, os totais mensais de chuva de cada estação foram transferidos para o centroide de cada bacia fonte. Este centroide foi calculado a partir das coordenadas dos divisores de água das bacias, utilizando uma macro criada no programa Excel. A referida macro teve como premissa a subdivisão de cada bacia em áreas pequenas de retângulos cuja maior dimensão alinha-se no sentido norte-sul. Por fim, foram calculadas as coordenadas dos centróides de cada bacia.

$$X_{cg} = \int \frac{x \cdot dA}{A}$$

$$Y_{cg} = \int \frac{y \cdot dA}{A}$$

X_{cg} = coordenada x do centróide da bacia;

Y_{cg} = coordenada y do centróide da bacia;

dA = área de cada delimitação;

A = área total da bacia.

Definidos os centróides das bacias fonte, foram selecionadas as estações pluviométricas mais próximas de forma que as precipitações totais mensais foram interpoladas de acordo com método do inverso do quadrado das distâncias. A interpolação é definida matematicamente como:

$$P_{cg} = [\sum (P_i \cdot 1/dist^2)] / (1/dist^2) = P$$



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

P_i = precipitação total mensal da estação pluviométrica vizinha i ;

$dist$ = distância dessa estação ao centróide da bacia;

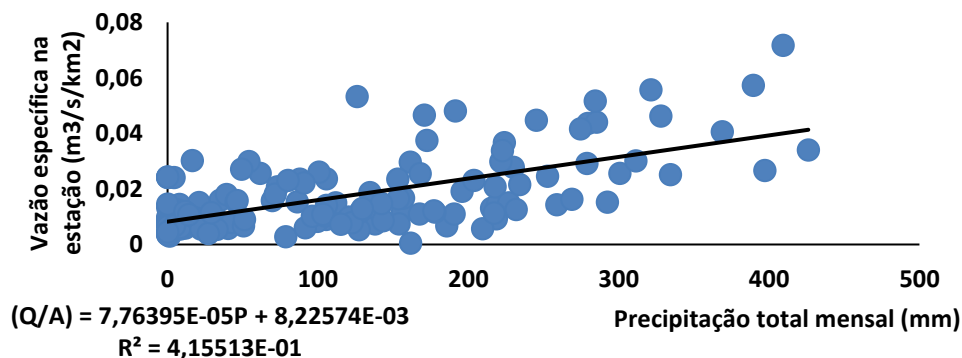
P_{cg} = precipitação mensal trasladada para o centróide. Para efeito de simplificação, no decorrer deste texto P_{cg} será reescrito simplesmente como P .

Relações entre as vazões específicas e as precipitações totais mensais

Foram analisadas todas as estações fluviométricas em função das pluviométricas mais próximas e confeccionados gráficos que explicitam possíveis comportamentos das vazões específicas em relação aos totais precipitados em cada mês. Com as séries de dados mensais da vazão, foi possível calcular a vazão específica (Q/A) em cada estação. Uma importante ressalva é que os dados das estações pluviométricas só poderiam ser utilizados se coincidisse com algum período evidenciado nos dados fluviométricos. Em outras palavras, somente há sentido em se analisar possíveis correlações entre a vazão específica e a precipitação mensal se ambos os dados corresponderem a um mesmo mês. Convém lembrar que, neste trabalho, para as estações fluviométricas fonte, foram utilizados dados de chuva das estações pluviométricas no entorno, com intenção de interpolar os dados e transferir toda a chuva das estações P para um único ponto referente ao centróide da bacia drenada pela estação fluviométrica.

Com os resultados obtidos, foram realizados gráficos onde as ordenadas eram referentes às vazões específicas ($m^3/s/km^2$) e as abscissas às precipitações totais mensais em todos os centróides das bacias fonte. O Gráfico 1 ilustra um exemplo destes diagramas de dispersão. Destaca-se que cada ponto é equivalente a um mesmo período.

Gráfico 1 – Diagrama de vazão específica *versus* precipitação mensal



Fonte: Autor (2018)

A partir disto, calcularam-se os desvios relativos positivos e negativos dos dados em relação à curva de tendência, de acordo com:

- se $Q_k^* \geq QLT_k^*$: $D^+ = 100 \cdot (Q_k^* - QLT_k^*) / QLT_k^*$
- se $Q_k^* < QLT_k^*$: $D^- = 100 \cdot (Q_k^* - QLT_k^*) / QLT_k^*$

Q_k^* = vazão medida na estação fonte para o mês k ;

QLT_k^* = vazão estimada pela linha de tendência linear;

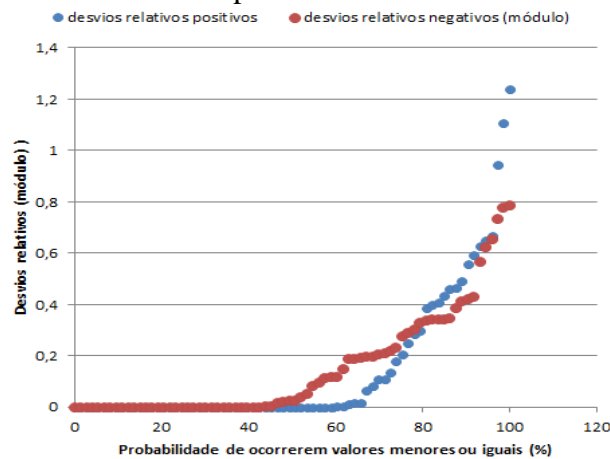
D^+ e D^- = respectivamente, os desvios relativos positivo e negativo em relação à linha de tendência.

Curvas de permanência dos desvios relativos

Os desvios relativos calculados foram dispostos em ordem crescente, estabelecendo-se um intervalo de 0 a 100% para estes valores. Assim, o maior valor (em módulo) para o desvio corresponde a 100%, enquanto que o menor valor corresponde a 0. Este procedimento, quando aplicado para os

desvios relativos positivos (D^+) e para o módulo dos desvios relativos negativos (D^-) resultou em diagramas conforme os ilustrados pelo Gráfico 2.

Gráfico 2 – Curvas de permanência dos desvios relativos



Conforme ilustra o Gráfico 2, a curva de permanência descreve a probabilidade de ocorrerem desvios relativos cujo módulo seja menor ou igual a determinado valor. Por exemplo, no caso ilustrado, há aproximadamente 80% de chances de ocorrerem desvios positivos ou negativos inferiores a 30%. Isto indica que a linha de tendência que expressa a relação linear entre Q^* e P , nesta estação fonte, apresenta boa capacidade de representar os dados medidos, ou seja, a relação entre a vazão específica e a precipitação mensal. Neste caso, há apenas 20% de riscos das vazões fugirem da curva com valores que atingem 25% de diferença, para mais ou para menos

Função de regionalização das vazões específicas

Os procedimentos descritos nos itens anteriores devem ser aplicados, separadamente, para cada uma das bacias fonte. Para cada estação, são computados os desvios relativos com 80% de probabilidade de ocorrência, tanto para mais, quanto para menos (D^+_{80} e D^-_{80}). Posteriormente, são extraídos os maiores valores, em módulo, para esses desvios ($D^+_{80\text{máx}}$ e $D^-_{80\text{máx}}$). Com isto, a função de regionalização para a vazão específica pode ser escrita como:

$$Q^*_k = [QLT^*_{\text{MÉDIO } k} \cdot (1 + \alpha \cdot D^+_{80\text{máx}} - \beta \cdot D^-_{80\text{máx}})], \quad \text{para desvios máximos}$$

$$Q^*_k = [QLT^*_{\text{MÉDIO } k} \cdot (1 + \alpha \cdot D^+_{80\text{méd}} - \beta \cdot D^-_{80\text{méd}})], \quad \text{para desvios médios}$$

Q^*_k = vazão específica regionalizada para o mês k ;

$QLT^*_{\text{MÉDIO}}$ = vazão específica obtida pela regressão linear (linha de tendência);

α e β = números aleatórios que variam entre 0 e 1;

$D^+_{80\text{máx}}$ e $D^-_{80\text{máx}}$ = maiores desvios relativos (positivos e negativos) obtidos dentre todas as estações fonte analisadas.

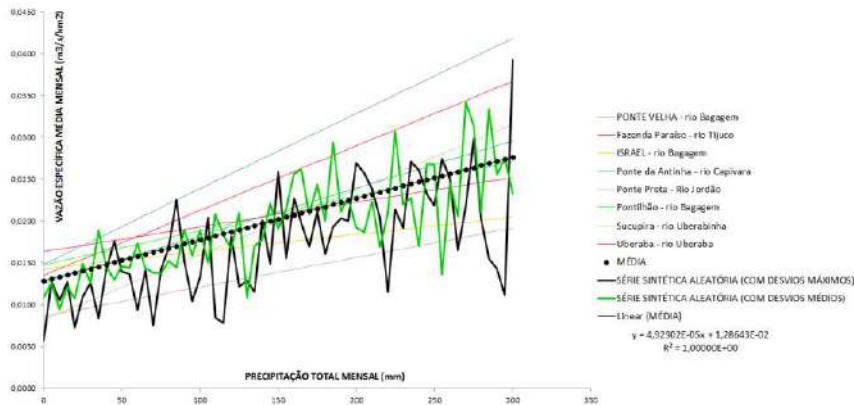
De forma análoga, $D^+_{80\text{méd}}$ e $D^-_{80\text{méd}}$ correspondem às médias dos desvios dentre todas as estações analisadas. Em todos os casos, os valores dos desvios relativos são números entre 0 e 1. Ou seja, utiliza-se a fração (entre 0 e 1) e não a porcentagem (entre 0 e 100%).

Assim, foram obtidas duas regras de regionalização: uma para os desvios máximos e outra para os desvios médios. Os parâmetros aleatórios α e β foram inseridos propositalmente, para introduzir um caráter randômico na relação chuva-vazão.

Gráfico 3 – Curvas de regionalização de vazões específicas considerando desvios relativos máximos e médios, com 80% de probabilidade de ocorrência



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



Estimativa de assoreamento do reservatório do Bom Jardim

Áreas das sub-bacias alvo

O termo sub-bacias alvo aqui é utilizado para designar as sub-bacias drenadas por cursos de água perenes, intermitentes e efêmeros, os quais contribuem para descargas pontuais de volumes de água no reservatório.

As sub-bacias alvo foram traçadas conforme os pontos em que desaguavam no reservatório do Bom Jardim. Utilizando o Google Earth, foi possível identificar os principais veios de água a partir da visualização de alinhamentos de matas ciliares convergentes ao lago. Com o *software*, as imagens de satélite exibiram, juntamente com o relevo do terreno fornecido, 5 pontos de chegada de água no Bom Jardim. A partir desses pontos e das elevações de relevo, foi realizada a delimitação dos divisores de água dessas sub-bacias alvo.

Para cada sub-bacia, foram feitos traços graduais até preencher os limites, em formato semelhante a grades, a fim de formar um polígono irregular e assim encontrar a área total de cada uma delas.

O método escolhido para o cálculo das áreas foi o método de Gauss. Neste método, cada ponto do polígono é descrito como um par de ordenadas (x_i , y_i), sendo correlacionados matematicamente de forma a percorrer cada um dos pontos do polígono, partindo de um e chegando no mesmo. A equação que segue representa este cálculo.

$$A = \frac{1}{2} \left[\left(\sum_{i=1}^{n-1} x_i y_{i+1} + x_n y_1 \right) - \left(\sum_{i=1}^{n-1} y_i x_{i+1} + y_n x_1 \right) \right]$$

Nesta fórmula, são descritos os pares de coordenadas de (x_i , y_i) até (x_n , y_n), retornando em (x_i , y_i). Como neste trabalho foram utilizados pontos de mapa do Earth, as coordenadas para cada ponto foram em coordenadas UTM, que concordam com as operações descritas por também se apresentarem em coordenadas métricas. Caracterizando cada uma das sub-bacias alvo, primeiramente tem-se o divisor de águas próximo ao córrego da Enxada. Essa sub-bacia (E_{Enxada}), foi sobrescrita por caminhos em linha reta feitos no Google Earth, formando grades, e admitindo pontos de maior altura conforme o relevo e a descrição do terreno, como corpos hídricos próximos e áreas com maior densidade vegetal. Concordados todos os pontos e ligando-os, tem-se o divisor de águas da sub-bacia E_{Enxada} , formada por um polígono irregular de 17 pontos. Para a E_{Enxada} , a área calculada foi de 31,007 km². Analogamente, foram montadas outras 4 sub-bacias alvo e seguindo a mesma metodologia, foram alcançados os seguintes valores:

$E_{Direita}$: polígono de 17 lados, área = 2,588 km²;

$E_{Esq,1}$: polígono de 15 lados, área = 2,049 km²;

$E_{Esq,2}$: polígono de 12 lados, área = 8,984 km²;

E_{BJ} : polígono de 45 lados, área = 333,248 km².

A sub-bacia do Bom Jardim possui área de drenagem próxima a 398,54 km², de perímetro próximo a 108,848 km, percorrendo cerca de 40 km da nascente em Uberaba até a foz no rio Uberabinha (Santos, 2018). Somando todos os valores das sub-bacias alvo obtém-se 377,876 km², valor esperado tendo em vista o valor total de 398,54 km² que contém as sub-bacias alvo e as áreas difusas. Essa quantificação dos limites estabelecidos no Google Earth satisfazem o princípio de que o método realizado minimizava os erros ocorrentes no processo. A figura 1 mostra as sub-bacias alvo.

Figura 1 – Sub-bacias alvo

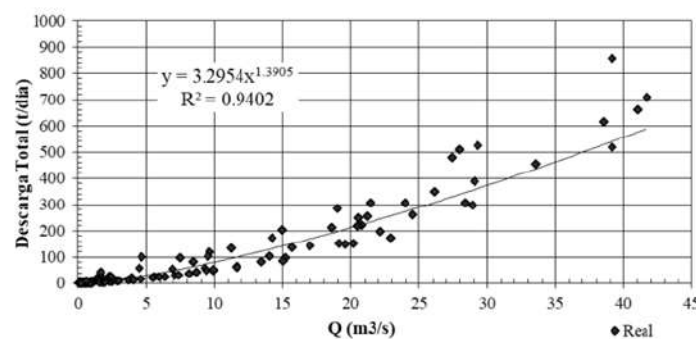


Fonte: Adaptado de Google Earth (2018)

Regionalização da curva-chave de sedimentos

A curva-chave de sedimentos expressa a descarga total de sedimentos em função da vazão afluente ao reservatório. Neste caso, utilizou-se como base a curva obtida por Martins (2018), a partir de simulações com o *software* SWAT, para a mesma bacia. Esta curva-chave, tomada como referência, é ilustrada pela Figura 2.

Figura 2 – Curva chave de sedimentos afluentes ao reservatório do Bom Jardim



Fonte: Martins (2018)

Com isto, as descargas sólidas em (t/dia) e as vazões afluentes em (m³/s) foram divididas pela área total da bacia do ribeirão Bom Jardim, resultando em pares de valores $Q_s^* = Q_s/A_{BJ}$ versus $Q^* = Q/A_{BJ}$. Nesse caso, a relação foi feita com a área total da bacia do ribeirão Bom Jardim, haja vista que as descargas sólidas obtidas por Martins (2018) consideraram toda a bacia contribuinte ao reservatório.

Cálculo das vazões e cargas para as sub-bacias alvo



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

O cálculo da vazão de cada uma das sub-bacias alvo foi realizado utilizando os valores das áreas e os resultados para vazão específica calculada pela equação de regionalização, conforme:

$$Q = Q^* \cdot A_{SB}$$

Q^* = vazão específica calculada nas equações de regionalização;

A_{SB} = área de cada sub-bacia.

Para cada sub-bacia, então, existirá um valor de Q mensal diferente, pois as vazões específicas e as áreas são distintas em cada uma delas. O valor de Q é calculado em (m^3/s).

Analogamente, foi realizado o cálculo para a descarga de sedimentos em cada sub-bacia.

$$Q_S = Q_S^* \cdot A_{SB}$$

Q_S^* = carga específica ($t/dia/km^2$);

A_{SB} = área em cada sub-bacia.

Seguindo a mesma linha de raciocínio, cada sub-bacia terá seu Q_S mensal específico, calculado em t/dia .

Para ajustar os dados com o propósito de calcular as eficiências de retenção, os valores de Q e Q_S foram somados, a fim de obter os valores, tanto da vazão quanto da carga total para o reservatório do Bom Jardim.

$$\sum Q = Q_{Enxada} + Q_{Esq,1} + Q_{Esq,2} + Q_{Direita} + Q_{BJ}$$

$$\sum Q_S = Q_{S_{Enxada}} + Q_{S_{Esq,1}} + Q_{S_{Esq,2}} + Q_{S_{Direita}} + Q_{S_{BJ}}$$

Eficiência de retenção – métodos de Churchill e Brune

O recorte desta pesquisa optou pelos métodos de Brune e Churchill, pela facilidade de implantação e processamento de cálculos. Para o cálculo de E por Churchill, havia necessidade de ter em mãos o volume e o comprimento do reservatório, a vazão efluente no reservatório e o índice de sedimentação (IS), coeficiente dependente do volume, comprimento e a vazão Q , condizente com a vazão total na sub-bacia do Bom Jardim. Desta forma, a eficiência pôde ser calculada com erros estatísticos em torno de 5% independentemente de propriedades de sedimentos, pela equação a seguir. (Van Rijn, 2013)

$$E = \frac{-20 + 0,95 \cdot IS^{0,63}}{7500 + IS^{0,63}}$$

Os resultados obtidos serão satisfatórios se, ao realizar um gráfico de E x IS , a curva representada deve ter comportamento semelhante ao da curva de Churchill.

Seguindo a mesma linha de raciocínio para o cálculo de E por Churchill, o método de Brune consiste em comparar um gráfico calculado com o gráfico de Brune. Para o cálculo, são necessários o volume do reservatório e o volume afluente do reservatório (V_{afl}), variáveis dependentes para o cálculo da capacidade de afluência (C_{afl}). Segundo Van Rijn (2013), a eficiência de retenção pode ser calculada com erros estatísticos em torno de 10% independentemente de propriedades de sedimentos:

$$E = \frac{0,000085 + C_{afl}^{1,1}}{0,0085 + C_{afl}^{1,1}}$$

Destes cálculos, o valor de E foi calculado em porcentagem. Os resultados obtidos serão satisfatórios se, ao realizar um gráfico de E x C_{afl} , a curva representada deve ter comportamento semelhante ao da curva de Brune.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Correlações entre as vazões específicas e a precipitação mensal

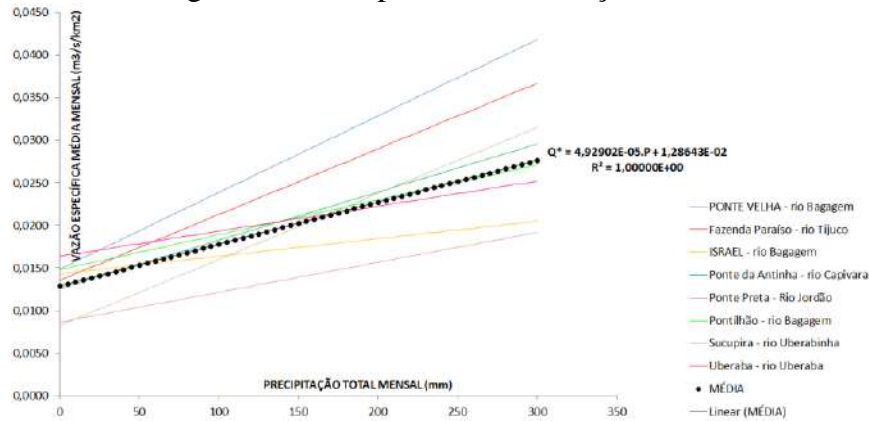
A regra de flutuação proposta neste trabalho baseia-se nos desvios relativos, positivos e negativos, com 80% de permanência. Ou seja, naqueles desvios que têm 80% de chance de serem, no mínimo,

igualados. Para isto foram construídas as curvas de permanência que, analisadas, foi possível admitir duas hipóteses estatísticas, relativas a 80% de probabilidade de ocorrência: com máximos desvios e com médios.

Equação regional para a vazão específica

A equação regionalizada que expressa a variação de Q^* versus P possui a reta de regressão como função de base, mas introduz os desvios relativos máximos e médios, com 80% de permanência, como a amplitude máxima das flutuações em torno dessa reta. Como foram analisadas 9 estações fluviométricas, optou-se por utilizar uma reta de regressão média entre essas estações.

Figura 3 – Reta de regressão média para as nove estações fluviométricas analisadas



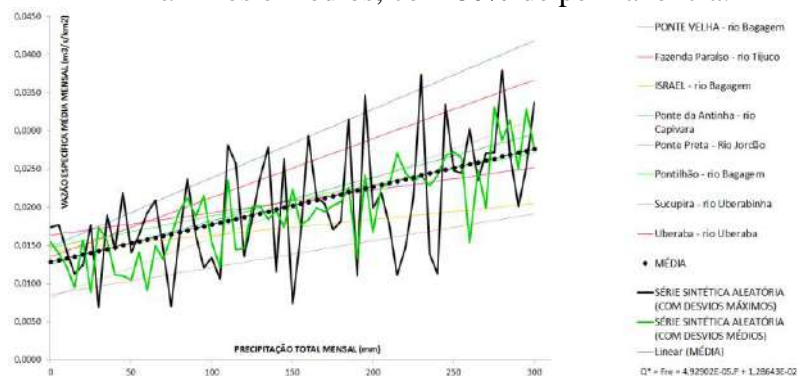
Evidenciados esses valores, foi calculada a vazão específica (Q^*), em $m^3/s/km^2$, pela reta média de regressão linear, com introdução de números aleatórios que regulam as flutuações. Finalmente, Fre refere-se à reta média de regressão, utilizando os dados de 600 meses, expressa como:

$$Fre, i = 0,0000492902 * P, i + 0,0128643$$

P, i = precipitação total no mês i . O cálculo de Fre resultam em valores de unidade $m^3/s/km^2$.

Os resultados dessas equações regionais fornecem padrões conforme ilustra a Figura 4.

Figura 4 – Variações $Q^* \times P$ decorrente da aplicação das funções regionais para desvios relativos máximos e médios, com 80% de permanência.



Equação regional para as descargas de sedimentos

O próximo cálculo refere-se à carga específica de sedimentos afluentes ao reservatório (Q^*s), em $t/dia/km^2$. A equação realizada para Q^*s foi retirada do estudo individual de cada uma das 5 sub-bacias alvo, onde foram realizados gráficos relacionando as vazões com as cargas específicas, que nada mais são que as curvas-chave de carga específica de sedimentos. Da sub-bacia geral do



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

reservatório, extraída do trabalho de Martins (2018), foi retirada a linha de tendência polinomial, de ordem 2.

$$Q_s^* = 0,6767849 * (Q^*)^2 + 7,000224 * (Q^*)$$

Q^* = vazão específica em $m^3/s/km^2$.

Assoreamento do reservatório do Bom Jardim segundo os métodos de Churchill e Brune

Para o cálculo da eficiência de retenção por Churchill, havia necessidade de ter em mãos o volume e o comprimento do reservatório, a vazão efluente no reservatório e o índice de sedimentação. Seguindo a mesma linha de raciocínio, para o método de Brune são necessários o volume do reservatório e o volume afluente do reservatório (V_{afl}). Como o valor deste volume é variável mensalmente, esta é a variável principal para o cálculo da capacidade de afluência.

Martins (2018) levantou curvas cota-volume e cota-área inundada e comparou os resultados com o contorno do reservatório, obtido a partir de imagens aéreas. Admitindo-se o nível d'água máximo na cota 804m, o volume obtido foi de 7,30 hm^3 . Além disso, o comprimento do reservatório foi estimado em 3 km, da crista da barragem até o último ponto de divisor de águas relativo ao alcance da sub-bacia do Bom Jardim.

Nas Figuras 4 e 5 ilustram-se os gráficos de eficiência de retenção calculados por Churchill e Brune

Figura 4 – Curva E x IS calculados via método de Churchill

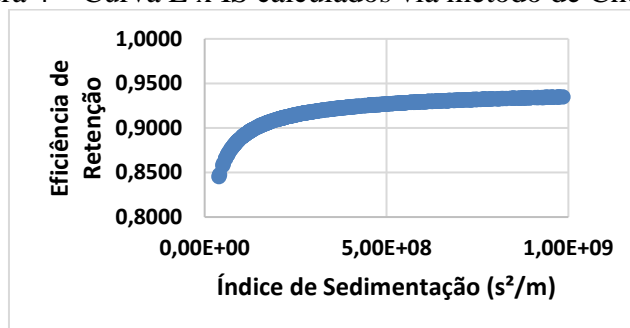
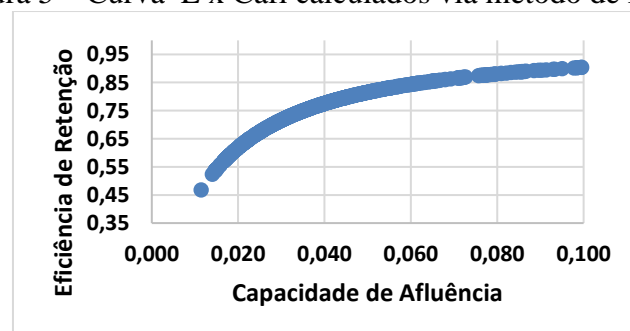


Figura 5 – Curva E x Ca_{fl} calculados via método de Brune



Nota-se que, na faixa de vazões afluentes simuladas, há variações nas eficiências de retenção para ambos os métodos. Nesse sentido, enquanto o método de Churchill fornece eficiências de retenção de sedimentos na faixa de 85% a 94%, o método de Brune apresenta a mesma variável na faixa de 45% a 90%. Isto indica que o método de Churchill tende a prever cenários de assoreamento mais severos em relação ao método de Brune.

Segundo estes resultados estimados, foi realizada a curva de volume assoreado x mês em ambos os métodos, onde é perceptível que, no decorrer de 50 anos, o reservatório do Bom Jardim deverá perder aproximadamente 0,51 hm^3 de volume. Ambos os métodos fornecem uma faixa provável de assoreamento: entre 0,40 e 0,51 hm^3 em 50 anos, ou taxas de 0,008 hm^3/ano a 0,0102 hm^3/ano .

Segundo a curva cota-volume do reservatório apresentada por Martins (2018), o volume morto, referente a quantidades abaixo da cota 801 m, é cerca de 1,9 hm³. Ao serem mantidas as taxas de assoreamento aqui estimadas, a previsão é que o reservatório possa ter seu volume útil afetado em horizontes de 186 a 237 anos. Segundo as simulações, somente após este longo intervalo, os volumes depositados de sedimentos poderiam atingir a base do canal de derivação, se nenhuma operação de dragagem for realizada. Enfim, o reservatório do Bom Jardim deve operar com segurança em relação ao assoreamento.

CONCLUSÕES

Uma maneira para o estudo e compreensão do comportamento dos cursos d'água com bastante bagagem na literatura é apresentado neste trabalho, com o cálculo e análise do assoreamento sedimentado. Os fenômenos relacionados ao assoreamento podem causar perdas de volume útil nos reservatórios, que podem ser agravados com atividades antrópicas. O assoreamento também preocupa no setor energético, por conta da perda de vida útil e sua consequência sobre a utilização de turbinas em hidrelétricas. Com os cálculos aqui realizados, pôde ser inferida a interferência do assoreamento no reservatório em quantitativos, de forma que o córrego do Bom Jardim depositará, conforme os métodos de Churchill e Brune, cerca de 90% e 70% respectivamente, de forma a prejudicar a vida útil do reservatório em um intervalo de até 237 anos.

Desta forma, o estudo dos fenômenos do assoreamento é importante por conta da previsão que o mesmo pode acarretar em prevenção do mesmo e otimização de vida útil do reservatório em questão. A utilização de ferramentas computacionais, como o Excel e o sistema Hidroweb, facilita esse estudo e apresenta a tendência atual da Engenharia Civil de aliar o uso das mesmas para facilitar a criação de projetos com maior precisão e de forma mais rápida.

REFERÊNCIAS

BRUNI, J. C. **A água e a vida**. Tempo Social; Rev. Sociol. USP, São Paulo, 5 (1-2): 53-65, 1993 (editado em nov. 1994).

MARTINS, C. S. **Influência do tipo de uso e ocupação do solo no assoreamento do reservatório Bom Jardim, Uberlândia-MG**. 2018. Disponível em: < <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/21419> >. Acesso em 14 agosto 2018.

MAZZINI, T. E. F.; DONCATO, K. B.; NUNES, P. A., PERAZZO, G. X. **Erosão e assoreamento**. Disponível em: < <http://seer.unipampa.edu.br/index.php/siepe/article/view/2588> >. Acesso em 16 junho 2018.

SCHELLENBERG, G.; DONNELLY, C. R.; HOLDER, C.; AHSAN, R. **Dealing with sediment: effects on dams and hydropowder generation**. Hydroworld. 2017. Disponível em: < <https://www.hydroworld.com/articles/print/volume-25/issue-1/features/dealing-with-sediment-effects-on-dams-and-hydropower-generation.html> >. Acesso em 23 agosto 2018.

TRAININI, D. R. **A influência da neotectônica no assoreamento de bacias**. XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2005.

VAN RIJN, L. C. **Sedimentation of sand and mud in reservoirs in rivers**. 2013. Disponível em: < <https://www.leovanrijn-sediment.com/papers/Reservoirsiltation2013.pdf> >. Acesso em 14 agosto 2018



FLOTAÇÃO POR AR DISSOLVIDO APLICADA AO PÓS-TRATAMENTO DE EFLUENTE DE REATOR ANAERÓBIO DE LEITO EXPANDIDO

André Luiz de Oliveira¹

RESUMO

Neste trabalho foi avaliado o desempenho de sistema piloto de flotação por ar dissolvido (FAD), aplicado ao pós-tratamento de efluente de reator anaeróbio (Ralex), sob taxa de aplicação superficial no flotor de $200 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ e taxa de recirculação de 10% (quantidade de ar fornecida ao processo $S^* = 8 \text{ gar}/\text{m}^3$ afluente) o que resultou em vazão de entrada (Q_{Ent}) na unidade de $4,75 \text{ m}^3/\text{h}$, vazão de descarte (Q_D) de $0,94 \text{ m}^3/\text{h}$, vazão afluente ao flotor (Q_{Afl}) de $3,81 \text{ m}^3/\text{h}$, vazão de recirculação de $0,38 \text{ m}^3/\text{h}$ e vazão de flotação (Q_{Flot}) de $4,19 \text{ m}^3/\text{h}$. O sistema foi analisado sob a ótica da qualidade da água produzida em condições variáveis de dosagem de cloreto férrico, tempo e gradiente médio de floculação. Para as amostras coletadas foram analisadas as variáveis turbidez, temperatura, condutividade, DQO, SST, pH, cor, $\text{Abs}_{254\text{nm}}$, metais, OD, P-PO_4^{3-} , NTK e N-NH_4^+ . Foram obtidas eficiências globais de 88 a 97% de redução na turbidez (residual $< 20 \text{ uT}$), 84 a 98% de SST (residual $< 25 \text{ mg/L}$), 87 a 94% de DQO_B (residual $< 60 \text{ mg/L}$), 78 a 92% de DQO_F (residual $< 40 \text{ mg/L}$), 85 a 96% de P-PO_4^{3-} (residual $< 2 \text{ mg/L}$) e menor que 30% para NTK e N-NH_4^+ .

PALAVRAS-CHAVE: flotação por ar dissolvido, pós-tratamento, efluente de reator anaeróbio.

INTRODUÇÃO

O sistema de flotação por ar dissolvido (FAD) é um sistema em que ocorrem a coagulação/floculação, responsáveis pela desestabilização das partículas e formação dos flocos, e flotação, responsável agregação de microbolhas aos flocos e remoção após ascensão até a parte superior da unidade. Esta técnica é a mais utilizada na área de saneamento, com eficiência comprovada no tratamento de efluentes, principalmente secundários.

Parte considerável da DQO e fósforo presente nos esgotos está relacionada aos sólidos suspensos, dessa forma, a aplicação da FAD, eficiente na remoção de SS pode ser utilizada com sucesso, além de que parte do material dissolvido também é removido com o uso do coagulante (Tiehm et al. 1999). EDZWALD (1995) afirma que a eficiência da FAD é fundamentalmente dependente da formação de pequenas bolhas de ar e do contato promovido entre estas bolhas e os flocos na zona de reação.

Quando a FAD é aplicada como pós-tratamento de efluentes, a quantidade de ar introduzida no sistema deve ser medida em termos do “g de ar dissolvido/ m^3 de esgoto afluente”, o qual informa indiretamente a concentração de microbolhas introduzidas no flotor. Vale ressaltar que o sucesso da FAD está relacionado à quantidade total de ar fornecida e não da recirculação e pressão de saturação analisados isoladamente. VLASKI et al. (1997), a partir de modelo teórico, verificaram que a dispersão dos tamanhos de bolhas influencia na eficiência do processo e pode ser controlada pela variação do binômio vazão de recirculação/pressão de saturação. Porém a relação tamanho da bolha/pressão de saturação não é linear, sendo comprovado que para pressões na câmara de saturação acima de 5 atm há pouca diminuição no tamanho médio alcançado.

KIURU (2001) relata que a partir da necessidade de se melhorar a hidrodinâmica e consequente distribuição de microbolhas na unidade de flotação em decorrência do aumento da taxa de aplicação

¹ Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (andreoliveirafeciv@ufu.br)
 1º Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento – FECIV/UFU
 21 a 23 de novembro de 2019

superficial foi introduzido o conceito da segunda geração dos sistemas de flotação por ar dissolvido. Esta geração, introduzida na década de 60, largamente utilizada ainda hoje, trouxe grandes avanços na hidrodinâmica e conseqüente distribuição de microbolhas. Estas unidades são mais altas e apresentam comprimento pouco maior que a largura. As taxas de aplicação superficial aplicadas situam-se entre $120 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$ e $170 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$ não excedendo $240 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$. Há formação de camada mais espessa de microbolhas no início do tanque de flotação entre a camada de lodo flotado e do líquido clarificado que diminui pouco de espessura até o final do tanque, se comparado com as unidades de primeira geração. A manta formada atua como filtro proporcionando aumento da taxa de aderência das bolhas aos sólidos na passagem da água.

A aplicação da FAD no tratamento de esgoto, nas suas diferentes configurações (evoluídas em função de seu grande potencial de aplicação) tem conduzido a ótimos resultados na remoção de DQO, SST, turbidez e fosfato total entre outros parâmetros. No entanto, para que a eficiência global deste tipo de sistema seja adequada, tão importantes quanto a hidrodinâmica dentro dos tanques são o tratamento químico, o sistema de formação dos flocos, o sistema de geração e difusão das microbolhas e o sistema de coleta do lodo que devem ser projetados e operados corretamente.

DOMBROSKI (1996) observa que se comparado à sedimentação, este tipo de instalação requer menores dosagens de coagulante e auxiliares de floculação; apresenta partida rápida; produz lodo com concentração de sólidos relativamente alta e apresenta melhor remoção de algas e de outras partículas de pequena densidade, que podem diminuir a duração das carreiras de filtração em estações convencionais ou de filtração direta. Consequentemente, o emprego da FAD conduz a uma redução no volume de água de lavagem dos filtros, se comparado a sistemas convencionais de tratamento.

CAMPOS et al. (1996), utilizando a FAD como pós-tratamento de efluente de reator anaeróbio de manta de lodo (UASB), empregando 50 mg/L de cal hidratada juntamente com 100 mg/L de cloreto férrico, obtiveram uma remoção de 84% de fosfato total, 73% de DQO, 73% de DBO, 70% de turbidez e 49% de Nitrogênio Total Kjeldahl. PENETRA et al. (1999), também empregando o sistema UASB-FAD utilizando 65 mg/L de cloreto férrico, T_F de 15 min e G_F de 80 s^{-1} , alcançaram 88% de remoção de DQO, 96% de Fosfato Total, 94% de SST e 97% de turbidez. Posteriormente, REALI et al. (2000), operando este mesmo tipo de sistema, avaliaram a aplicação de polímero não iônico como auxiliar de floculação. A aplicação de apenas $0,4 \text{ mg/L}$ de polímero não iônico, antes da flotação, possibilitou a redução da dosagem de cloreto férrico de 65 mg/L para 30 mg/L , sem prejuízo da qualidade final do efluente. Foram obtidas eficiências globais de 79% para DQO (residual abaixo de 25 mg/L), 86% para Fosfato Total (residual de $0,9 \text{ mg/L}$) e 98% para turbidez (residual de $2,6 \text{ uT}$), para tempo de floculação (TF) de 20 min e gradiente de floculação (GF) de 80 s^{-1} .

MORETTI (2005) empregou flotação lamelar e convencional por ar dissolvido no pós-tratamento de efluente de sistema UASB - Lodos Ativados tratando esgoto sanitário. A autora observou que para TAS (taxa de aplicação superficial) em torno de $350 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$, associada a valores de TS (taxa de aplicação de sólidos) entre 120 e 250 kg de SST/ $\text{m}^2\cdot\text{dia}$ e fornecimento de ar entre 15,0 e $18,0 \text{ g ar}/\text{m}^3$ de esgoto afluente foram obtidos em média 94% de eficiência na remoção de turbidez (residual de 13 uT), 89% de DQO (residual de 23 mg/L), e 98% de SST (residual de 98%), mesmo sem a aplicação de coagulante.

O presente trabalho foi desenvolvido utilizando-se uma unidade de segunda geração, na qual as taxas de aplicação superficial podem ser elevadas em função do efeito de profundidade.

METODOLOGIA

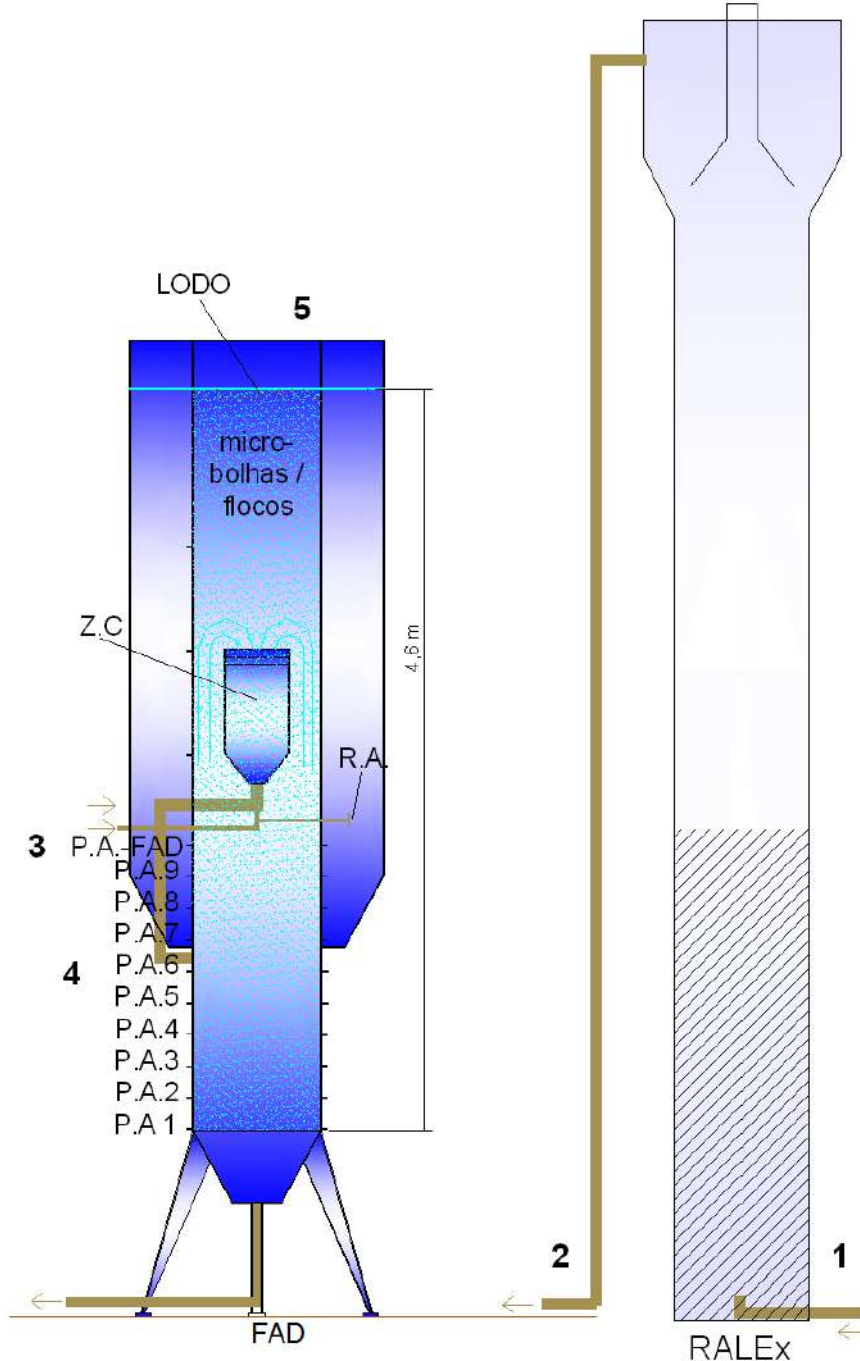
O trabalho foi realizado utilizando-se um sistema de tratamento composto por reator anaeróbio de leito expandido seguido de flotação por ar dissolvido, conforme ilustra Figura 1. A unidade de FAD conjugava numa mesma estrutura os processos de coagulação/floculação e flotação com bom aproveitamento do espaço interno e menor área em planta se comparado às unidades de flotação e



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia

filtração convencionais. Havia um bom direcionamento das linhas de fluxo no sentido descendente proporcionando melhora neste estágio de flotação.

Figura 1 – Detalhes da unidade de tratamento FAD



LEGENDA: 1- Ralex, 2-saída de efluente do Ralex e entrada na FAD, 3,4 -pontos de amostragem, 5- raspador de lodo, Z.C. – zona de contato, R.A. – registro de agulha para vazão de recirculação vinda da câmara de saturação

O controle do nível de água era feito por meio de vertedor posicionado na parte superior da unidade de FAD, regulável em função da taxa de aplicação superficial empregada, podendo ser abaixado ou elevado, mantendo ponto ideal para a raspagem de lodo acumulado na parte superior. O efluente do RALEX recebia coagulante por meio de misturador tubular “in line” conectado a sistema automático de dosagem composto por bomba dosadora e turbidímetro de escoamento contínuo. Dependendo da qualidade do efluente do RALEX o equipamento de medição contínua de turbidez enviava para a bomba dosadora sinal variável entre 4 a 20 mA, limites para menor e maior turbidez, respectivamente, o que significava menor e maior dosagem de cloreto férrico. Em seguida o efluente com as partículas desestabilizadas pela ação conjunta da adição do cloreto férrico e da turbulência gerada no misturador era encaminhado aos floculadores mecanizados para promoção da oportunidade de choque entre as partículas e consequente formação dos flocos. Após passagem pelo dispositivo de mistura rápida o esgoto era encaminhado à unidade de floculação, constituída de dois floculadores. A saída do efluente coagulado/floculado era feita na parte inferior dos floculadores. Os motores dos agitadores, situados na parte superior da unidade de floculação, eram controlados por inversor de frequência que permitia a variação da rotação do motor e mantinha o gradiente médio de velocidade previamente escolhido. Ao sair dos floculadores, o esgoto floculado era misturado à vazão de recirculação pressurizada, proveniente da câmara de saturação, imediatamente antes da zona de contato. O ar dissolvido na água a pressões da ordem de 450 kPa era liberado na forma de microbolhas devido à queda de pressão após passagem pelo registro de agulha situado na parte inferior da zona de contato, responsável pelo controle da vazão de recirculação. A agregação das microbolhas aos flocos ocasionava a flotação propriamente dita com formação dos agregados flocos/microbolhas. Os agregados eram encaminhados à superfície da zona de flotação sob efeito do empuxo da água, da qual eram removidos por meio de raspador mecanizado localizado na parte superior. A unidade de FAD foi projetada para trabalhar com taxa de filtração constante (vazão afluente e efluente constantes) e carga hidráulica disponível constante.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os ensaios com a unidade de FAD apresentaram resultados satisfatórios em termos de remoção de turbidez, DQO, SST e $P-PO_4^{3-}$, cor e Abs_{254nm} como ilustram as Figuras 2 e 3. A Tabela 1 ilustra o resumo das análises realizadas para as amostras do EB, efluente do RALEX e efluente da FAD e a Tabela 2 ilustra os valores medidos para as concentrações dos metais Zn (zinco), Pb (chumbo), Cd (cádmio), Ni (níquel), Fe (ferro), Mn (manganês), Cu (cobre) e Cr (cromo) presentes nas amostras coletadas. Foram mantidos fixos a pressão de saturação ($P_{sat} 450 \pm 10$ kPa), tempo de floculação ($T_F = 20$ minutos), gradiente de floculação ($90 s^{-1}$), taxa de aplicação superficial ($TAS = 200 m^3/m^2.dia$) e vazão de recirculação ($R = 10\%$). A DCF foi variável no decorrer do experimento em função da turbidez do efluente do RALEX. As amostras foram coletadas nos pontos descritos na Figura 1, de três em três horas e analisados os parâmetros descritos.

As figuras 2 e 3 mostram que o pH do esgoto bruto apresentou ligeira queda, de 6,95 às 8:00 para 6,5 às 20:00 não apresentando grande oscilação no período de coleta. O mesmo comportamento foi observado para o efluente do RALEX e da FAD com valores sempre próximos de 6,6 e 6,2 respectivamente, o que em linhas gerais pode indicar estabilidade do sistema. No decorrer do experimento foi evidente a queda da qualidade do efluente do RALEX ocasionada pela variação nas características do esgoto afluente. De fato, durante o período noturno o esgoto afluente ao RALEX era bem diluído e durante o dia (ocasião dos ensaios realizados) bem concentrado, o que explica a boa qualidade do efluente do RALEX nas primeiras horas de operação (8:00-12:00) e qualidade inferior nas horas restantes (12:00-20:00). Esta mudança nas características do efluente do RALEX era compensada pelo uso do controle automático de DCF em função da turbidez do RALEX.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia

Figura 2 - Valores de pH, SST, SST_F, SST_V, DQO_B, DQO_F obtidos com operação da FAD com $P_{sat} = 450 \pm 10$ kPa, $T_F = 20$ min, $GF = 90s^{-1}$, $TAS = 200$ m³/m².dia e $R = 10$ %.

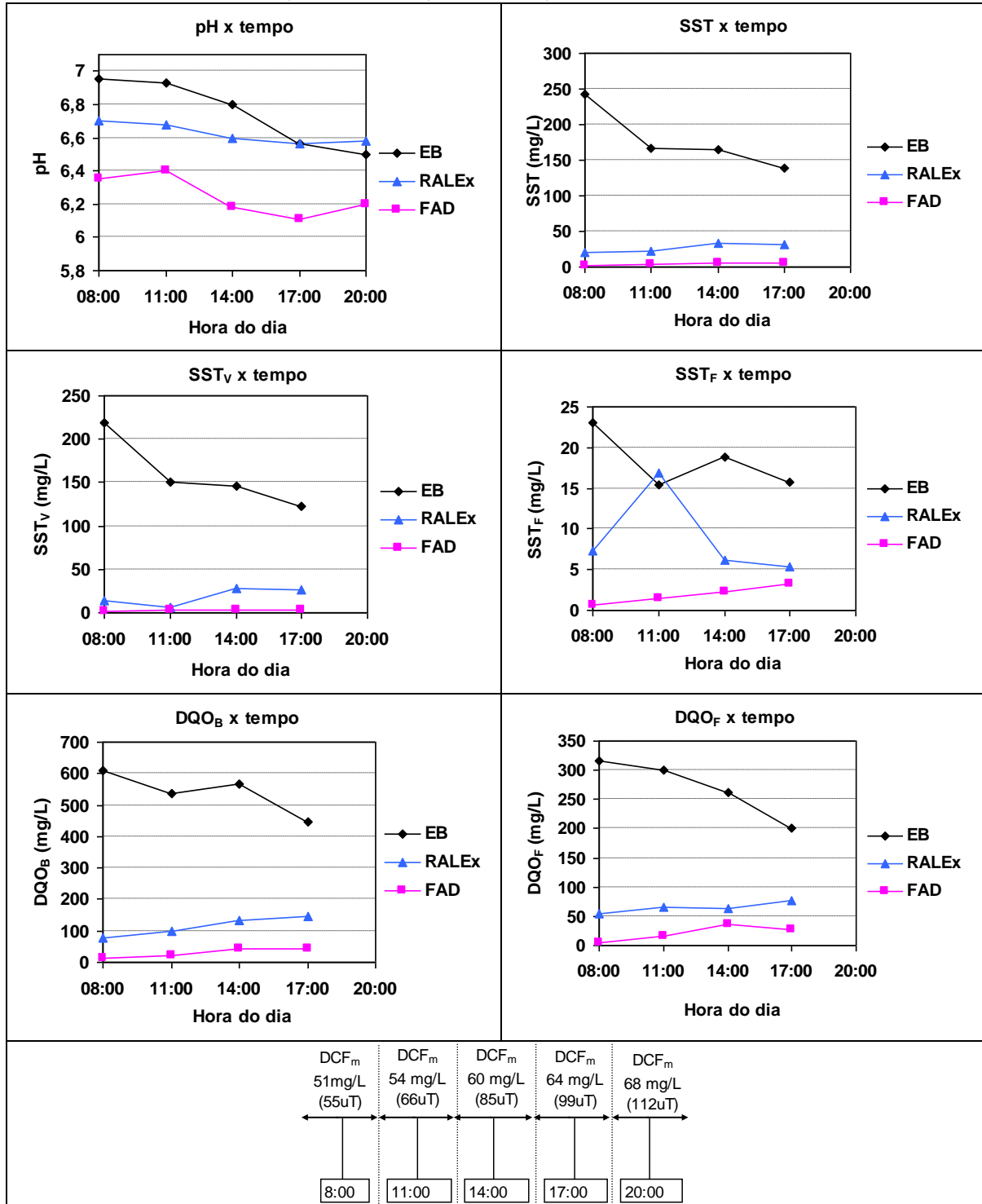
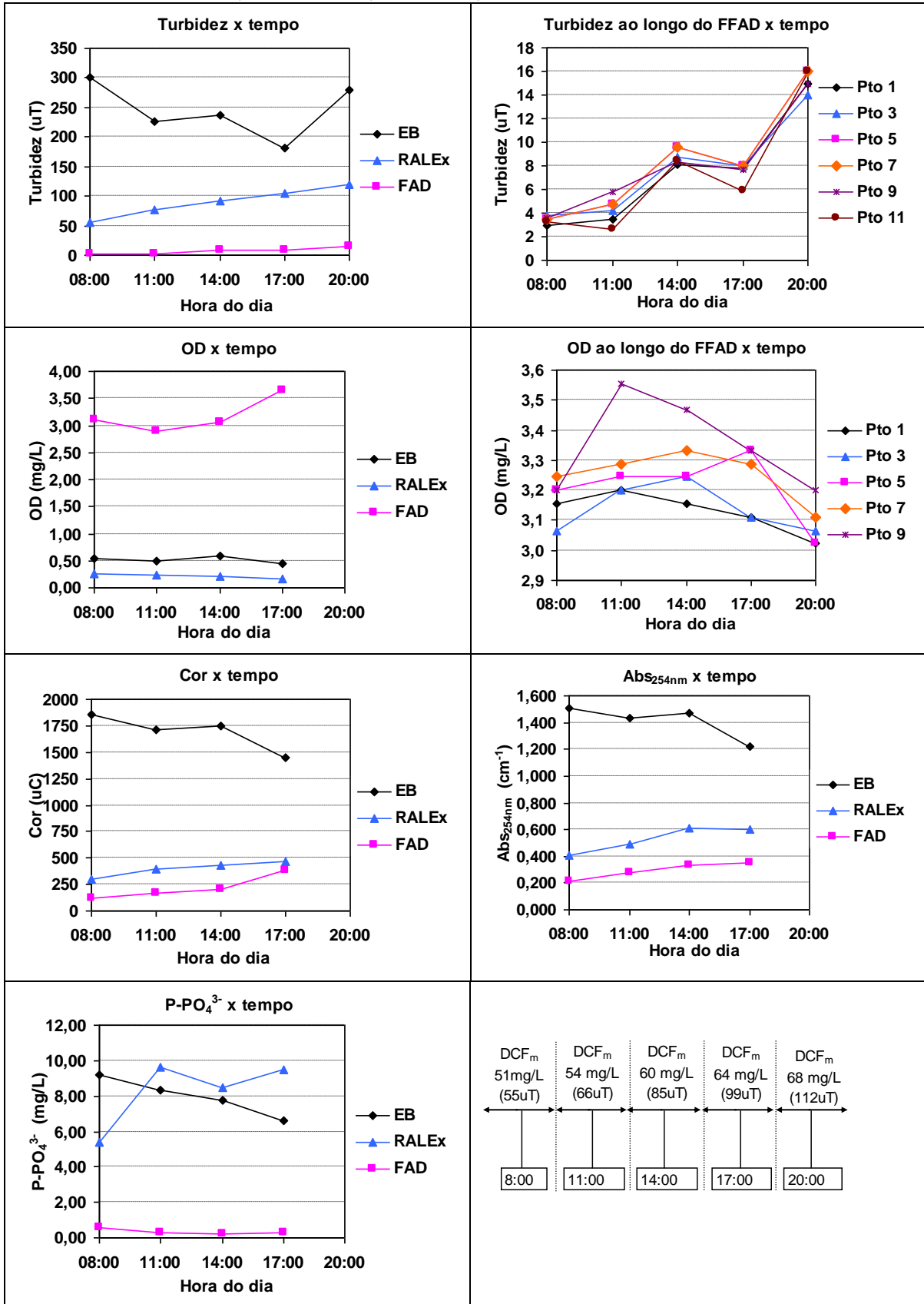


Figura 3 - Valores de turbidez, cor, OD, Abs_{254nm}, P-PO₄³⁻, obtidos com operação da FAD Psat = 450 ± 10 kPa, T_F = 20 min, G_F = 90s⁻¹, TAS = 200 m³/m².dia e R = 10 %.





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Tabela 1 - Valores obtidos para pH, turbidez, cor, Abs254nm, SST, SST_F, SST_V, P-PO₄³⁻, DQO_B, DQO_F, OD

	pH			Turbidez (uT)			Cor (uC)			Abs _{254nm} (cm ⁻¹)		
	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD
08:00	6,95	6,7	6,35	300	55	3	1856	301	120	1,512	0,41	0,213
11:00	6,93	6,68	6,4	227	77	3	1715	390	169	1,436	0,49	0,274
14:00	6,8	6,6	6,18	237	92	8	1745	435	200	1,468	0,615	0,336
17:00	6,56	6,56	6,11	181	105	7	1450	472	384	1,220	0,603	0,35
20:00	6,5	6,58	6,2	279	119	15	0	0	0			
Média				245	90	7	1353	320	175	1,127	0,424	0,235
E %					63	92		76	45		62	45
ES %						97			87			79

	SST (mg/L)			SST _F (mg/L)			SST _V (mg/L)			P-PO ₄ ³⁻ (mg/L)		
	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD
08:00	243	21	2	23	7	1	220	13	1	9,19	5,37	0,57
11:00	166	23	4	15	17	1	150	6	2	8,34	9,62	0,27
14:00	164	34	6	19	6	2	145	28	4	7,78	8,48	0,21
17:00	139	32	6	16	5	3	123	26	3	6,65	9,47	0,30
20:00												
Média	178	27	4	18	9	2	160	18	2	7,99	8,24	0,34
E %		85	84		51	79		89	87		-	96
ES %			98			90			99			96

	DQO _B (mg/L)			DQO _F (mg/L)			OD (mg/L)			
	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD	EB	RALE _x	FAD	
08:00	609	78	13	316	55	5	0,53	0,27	3,11	As eficiências de remoção foram obtidas como se segue: E% = (EB - RALE _x)/EB, (RALE _x - FAD)/RALE _x , e ES% = (EB - FAD)/EB
11:00	536	99	24	301	65	16	0,49	0,24	2,89	
14:00	567	133	42	261	63	37	0,58	0,22	3,07	
17:00	447	146	44	201	76	26	0,44	0,17	3,64	
20:00	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	
Média	540	114	31	270	65	21	0,5	0,2	3,2	
E %		79	73		76	68				
ES %			94			92				

	Turbidez (uT)						Oxigênio Dissolvido (mg/L)					
	Pto 1	Pto 3	Pto 5	Pto 7	Pto 9	Pto 11	Pto 1	Pto 3	Pto 5	Pto 7	Pto 9	Pto 11
08:00	3	3,8	3,5	3,5	3,54	3,3	3,2	3,1	3,2	3,2	3,2	3,0
11:00	3,44	4,26	4,77	5,39	5,82	2,67	3,2	3,2	3,2	3,3	3,6	3,2
14:00	8,07	8,77	9,53	8	8,32	8,47	3,2	3,2	3,2	3,3	3,5	3,3
17:00	7,84	7,95	7,95	5,93	7,64	5,85	3,1	3,1	3,3	3,3	3,3	3,2
20:00	15	14	16	15	15	16	3,0	3,1	3,0	3,1	3,2	3,2

No entanto, mesmo com a grande oscilação das características do efluente do RALE_x, a eficiência de remoção de turbidez pela FAD foi de 97% em média, em função, da dosagem automática de coagulante que compensava estas alterações. O EB, efluente do RALE_x e efluente da FAD apresentaram turbidez média de 245 uT, 90 uT e 7 uT respectivamente. A redução de cor foi em média 87% com residuais de 320 uC e 175 uC para o efluente do RALE_x e efluente da FAD, respectivamente. As eficiências finais de remoção de SST e DQO_B e DQO_F foram de 98, 94 e 92% respectivamente. O EB, efluente do RALE_x e efluente da FAD apresentaram concentrações médias de 178, 27 e 4 mg/L de SST, 54, 114 e 31 mg/L de DQO_B e 270, 65 e 21 mg/L de DQO_F, respectivamente. Pode-se verificar que o efluente final do sistema apresentou valores baixos de concentração de matéria orgânica em comparação à concentração do EB. Já os valores médios de Abs_{254nm} do EB, efluente do RALE_x e efluente da FAD foram de 1,127, 0,424 e 0,235 cm⁻¹,

respectivamente, com eficiência total do sistema na redução desta variável de 79% em média. Observa-se que as eficiências de redução de cor e Abs_{254nm} são sempre inferiores às eficiências de redução de turbidez, SST e DQO. É possível concluir que o sistema apresenta maior eficiência de remoção de matéria particulada uma vez que tanto os valores de cor quanto de Abs_{254nm} estão mais relacionados ao material dissolvido.

Tabela 2 - Valores obtidos para zinco, chumbo, cádmio, níquel, ferro, manganês, cobre e cromo para amostras do efluente do flotor, EB e Ralex coletadas de 8:00 às 20:00h

	Zn (mg/L)	Pb (mg/L)	Cd (mg/L)	Ni (mg/L)	Fe (mg/L)	Mn (mg/L)	Cu (mg/L)	Cr (mg/L)
Amostras do efluente do Flotor								
FAD								
08:00	0,13	< 0,02	< 0,0006	< 0,008	2,30	0,05	0,05	0,09
11:00	0,13	< 0,02	< 0,0006	< 0,008	3,12	0,06	0,04	0,11
14:00	0,09	< 0,02	< 0,0006	< 0,008	3,90	0,07	0,05	0,09
17:00	0,19	< 0,02	< 0,0006	< 0,008	5,30	0,08	0,05	0,06
Amostras compostas								
EB	0,3075	< 0,02	< 0,0006	< 0,008	1,65	0,04	0,08	0,07
RALEx	0,16	< 0,02	< 0,0006	< 0,008	1,41	0,04	0,08	0,06

A concentração de P-PO₄³⁻ no EB foi de 9,19 mg/L às 8:00 decrescendo até 6,65 mg/L às 17:00. No efluente do RALEx a concentração de P-PO₄³⁻ subiu de 5,37 mg/L às 8:00 para valores próximos de 9 mg/L nas demais amostras coletadas no ensaio. Vale ressaltar que a remoção biológica de P-PO₄³⁻ no RALEx não foi favorecida por não haver neste sistema condições adequadas de desenvolvimento microbiano para tal fim. O efluente da FAD apresentou residuais de P-PO₄³⁻ menores que 0,57 mg/L em todas as amostras analisadas. O aumento da DCF na FAD, proporcional à diminuição da qualidade do afluente à unidade (aumento da carga orgânica medida em termos de turbidez) não implicou em aumento expressivo na remoção química de P-PO₄³⁻. Provavelmente, a dosagem adicional de cloreto férrico foi também consumida para a coagulação de parcela de carga orgânica adicional (parcela coloidal e/ou constituída de macromoléculas sujeitas à coagulação). Com relação à redução na concentração de metais pode-se dizer que no RALEx houve 50% de remoção de Zn sendo que as concentrações dos outros metais permaneceram praticamente inalteradas, a não ser as concentrações de Fe que tiveram ligeiro aumento devido a sua utilização como coagulante. A etapa de flotação (FAD) não foi eficiente na remoção dos metais analisados. Considerando-se as concentrações de oxigênio dissolvido (OD) presentes no efluente final fica evidente a contribuição da FAD em relação aos valores mínimos de OD no efluente tratado, preconizados pelo CONAMA.

CONCLUSÕES

Pôde-se concluir que o sistema de Flotação apresentou fácil operação, comportamento estável e desempenho satisfatório, provavelmente com a produção, na etapa de coagulação/floculação, de flocos com características de tamanho e hidrofobicidade próprios ao processo de flotação. É importante destacar que com o controle automático da dosagem de coagulante através da determinação contínua da turbidez do efluente do RALEx foi possível proporcionar condições adequadas de remoção de matéria carbonácea e fósforo com a “otimização” do consumo e coagulante e conseqüente geração de lodo químico (hidróxido de ferro). Foi possível verificar também que, aparentemente, o sistema é sensível às variações das características do afluente além dos parâmetros internos de controle. Em situações de tratamento por flotação de efluentes de reatores anaeróbios, tem-se concentração de sólidos suspensos quase sempre abaixo de 100 mg/L. Nesse caso, o parâmetro de controle do processo de flotação ao invés da conhecida razão A/S (utilizada para o caso de espessamento de lodo por flotação), passa a ser a razão S* definida como sendo a massa de ar



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

dissolvido fornecida por unidade de volume líquido afluyente ao flotador ($S^* = \text{gar}/\text{m}^3$ de esgoto afluyente), ou seja, a razão de recirculação de 10% representa $8 \text{ gar}/\text{m}^3$ de afluyente. Com esta taxa de recirculação foram verificadas eficiências médias de remoção de turbidez, SST, DQO_B , DQO_F e P-PO_4^{3-} de 92, 84, 73, 68 e 96%, muito expressivas no tratamento de efluentes. De maneira geral o sistema proporcionou operação estável da coagulação/floculação/flotação, resultando na produção de efluente ao longo do dia com características adequadas. Esse sistema demonstrou ser bastante versátil permitindo ajuste da faixa de dosagem em função da variação da qualidade (em termos de turbidez) do afluyente ao sistema de flotação ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS

- CAMPOS, J. R.; REALI, M. A. P.; DOMBROSKI, S. S. G.; MARCHETTO, M. & LIMA, M. R. A. (1996). Tratamento Físico-Químico por Flotação de Efluentes de Reatores Anaeróbios. XXV CONGRESSO INTERAMERICANO DE INGENIERIA SANITÁRIA Y AMBIENTAL – AIDIS, 1996, México, novembro de 1996.
- DROMBROSKI, S. A. G. (1996). Influência das condições de floculação na eficiência da flotação por ar dissolvido de alta taxa aplicada ao tratamento de água de abastecimento. São Carlos. 199 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- EDZWALD, J. K. (1995). Principles and Applications of Dissolved Air Flotation. *Water Science and Technology*, v 31, n 3-4, pp 1-23.
- KIURU, H. J. (2001). Development of Dissolved Air Flotation Technology from the First Generation to the Newest (third) one (DAF in Turbulent Flow Conditions). *Water Science Technology*, vol. 43, n.8, p.1-7.
- MORETTI, R. C. (2005). Emprego da Flotação Lamelar de Alta Taxa e Convencional como Pós-tratamento do Efluente de Sistema constituído de Reator Anaeróbio seguido de Reator Aeróbio Tratando Esgoto Sanitário. São Carlos, 2005, 305 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PENETRA, R. G.; REALI, M. A. P.; FORESTI, E. & CAMPOS, J. R. (1999). Post-Treatment of Effluents from Anaerobic Reactor Treating Domestic Sewage by Dissolved-Air Flotation. *Water Science and Technology*, v.40, n. 8, pp. 137-43.
- REALI, M. A. P., PENETRA, R. G. & CARVALHO, M. E. (2000). Flotation Technique with Coagulant and Polymer Application Applied to the Post-Treatment of Effluents from Anaerobic Reactor Treating Sewage. The Latin-American Workshop and Seminar on Anaerobic Digestion. Recife-Brasil 5-9 November, 2000.
- TIEHM, A.; HERWIG, V. & NEIS, U. (1999). Particle Size Analysis for Improved Sedimentation and Filtration in Wastewater Treatment. *Water Science and Technology*, vol. 39, n. 8, pp. 99-106.
- VLASKI, A.; VAN BREEMEN, N. A. & ALAERTS, G. J. (1997). The Role of Particle Size and Density in Dissolved Air Flotation and Sedimentation. *Water Science and Technology*, v 36, n 4, pp 177-189.



GERAÇÃO E ATENUAÇÃO DE CARGAS POLUIDORAS DIFUSAS NA MICROBACIA DO CÓRREGO GUARIBAS, NA CIDADE DE UBERLÂNDIA, MG

Júlio César Amorim¹; José Eduardo Alamy Filho²

RESUMO

O avanço do processo de urbanização sobre as bacias tem influência direta no aumento da descarga de poluentes. Essas substâncias têm origem difusa, pois estão inicialmente dispersas na atmosfera urbana ou depositadas sobre os terrenos, telhados e vias. As descargas de poluentes, durante as chuvas, carregam esses poluentes até os corpos hídricos, afetando a qualidade da água e a vida de animais e plantas presentes ao longo do curso do corpo hídrico. O objetivo principal deste artigo é estimar as descargas de massa de poluentes na microbacia urbana do córrego Guaribas, situada na região sudoeste da cidade de Uberlândia, MG. Foram considerados dois cenários: com e sem reservatório de atenuação, sendo que foram realizadas simulações para quatro tamanhos de reservatórios diferentes. O conjunto de equações baseia-se na geração de chuvas sintéticas, na transformação chuva-vazão, no amortecimento de cheias e na quantificação das cargas de poluentes. Em resumo os resultados de 1000 simulações/poluente revelaram que o tamanho do reservatório está diretamente ligado ao poder de retenção da carga poluidora. Em contrapartida, tal efeito atenuador está vinculado ao aumento da área alagada.

PALAVRAS-CHAVE: descarga de poluentes, reservatório, simulação computacional.

INTRODUÇÃO

O processo de urbanização, principalmente quando realizado sem projetos de drenagem urbana adequados, traz consigo o aumento no número de edificações e o aumento na área pavimentada, o que acarreta na diminuição de área permeável causando um aumento no escoamento superficial.

Quando as ocupações ocorrem nas cidades e setores periféricos, o escoamento superficial é drenado por corpos hídricos integrantes das bacias que estão sendo urbanizadas. Junto com a água também são lançados, aos corpos hídricos, grandes cargas de poluentes derivadas dos variados tipos de ocupação do solo. Essa carga de poluentes possui difícil constatação de origem, pois está ligada às alterações feitas no meio ambiente pelo homem, em geral esses poluentes são carregados pelas chuvas após tempos de estiagem. Esta é a chamada poluição difusa. Segundo Novotny (1991) existem cinco características que podem definir fontes difusas, que são elas:

- lançamento da carga poluidora é intermitente e está relacionado com a precipitação;
- os poluentes são transportados a partir de extensas áreas;
- as cargas poluidoras não podem ser monitoradas a partir de seu ponto de origem, mesmo porque sua origem exata é impossível de ser identificada;
- o controle da poluição de origem difusa obrigatoriamente deve incluir ações sobre a área geradora da poluição, ao invés de incluir apenas o controle do efluente quando do lançamento;
- é difícil o estabelecimento de padrões de qualidade para o lançamento do efluente, uma vez que a carga poluidora lançada varia com a intensidade e a duração do evento meteorológico,

¹ Graduando em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (julioamorim563@gmail.com)

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br)

a extensão da área de produção naquele específico evento, e outros fatores que tornam a correlação vazão \times carga poluidora praticamente impossível de ser estabelecida.

Elementos podem ser construídos e aplicados para atenuar o escoamento superficial, como aumento nas áreas permeáveis das edificações, áreas de preservação de mata, telhados e lagoas de contenção. Esses elementos, ao interferirem na redução do escoamento superficial, conseqüentemente são indutores de diminuição nas cargas de poluição difusa.

O objetivo deste artigo é analisar a influência de diferentes tamanhos de reservatórios (alturas de soleiras vertedoras de 1,25 m; 3,0 m; 5,0 m e 7,0m) na atenuação de cheias e das cargas de poluentes, na microbacia urbana do córrego Guaribas, uma sub-bacia do rio Uberabinha, situada na zona sudoeste da cidade de Uberlândia, MG. Os códigos computacionais criados por Alamy Filho e Salla (2015) foram adaptados para distribuições de chuvas ao longo do horizonte de um dia. Além disso, o novo modelo possibilitou acrescentar um reservatório de atenuação imediatamente a montante da confluência do córrego com o rio Uberabinha. Atualmente, a sub-bacia de estudo possui as seguintes características de ocupação do solo: 26,61% com uso residencial (lotes $< 500 \text{ m}^2$) e com 73,93% uso não urbano.

METODOLOGIA

Levantamento de dados

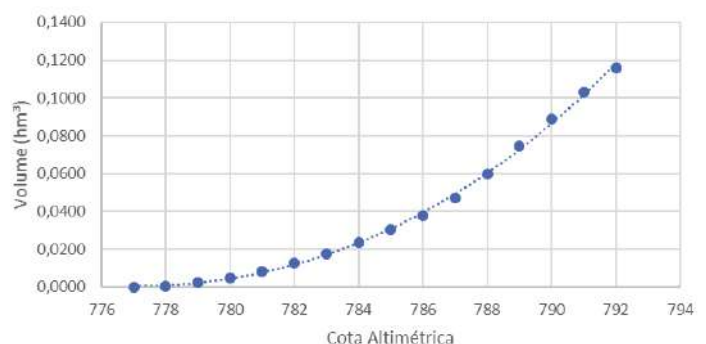
Este artigo foi precedido por uma etapa de levantamento de dados. Nesse sentido, alguns desses procedimentos como delimitação e cálculo da área da bacia, classificação hidrológica dos tipos de solo segundo o método do *Soil Conservation Service* (SCS), porcentagem e tipo de uso e ocupação do solo para estimativa do número CN e do tempo de concentração, foram obtidos por Santos (2019).

Figura 1 – Barragem para formação de reservatório de atenuação de cargas poluidoras

(a) Exemplo de barragem com maciço de terra e vertedor em degraus (STEPHENS et al. 2010)



(b) Curva Cota(m) \times Volume (hm^3) do reservatório idealizado para o córrego Guaribas



Também foi utilizado mapa planialtimétrico, abrangendo as adjacências do sítio de implantação da barragem. Isto permitiu a elaboração da curva Cota \times Volume do reservatório – Figura 1(b), idealizado imediatamente a montante da foz do córrego Guaribas no rio Uberabinha. A barragem foi concebida com maciço de terra compactada, com extravasor de soleira espessa de 3 m de largura, com canal de restituição de alvenaria/concreto em estruturas de degraus. Isto permite



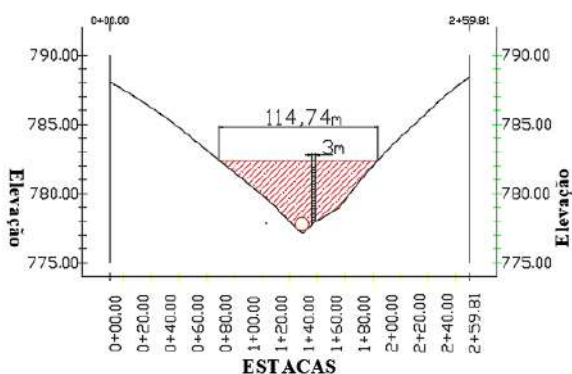
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

dissipação de energia do escoamento vertido, mitigando efeitos erosivos a jusante da barragem. O talude de montante é protegido por camada de enrocamento e o talude de jusante é gramado, conforme ilustra a Figura 1(a).

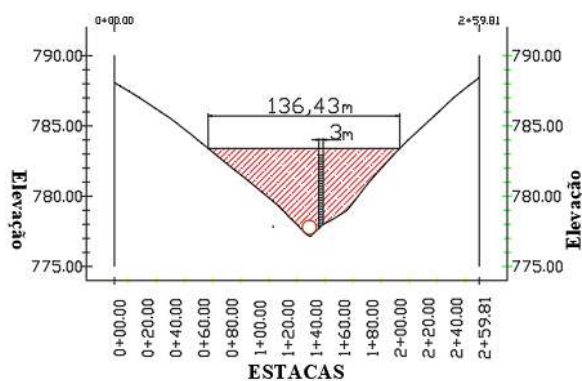
Foram analisadas as dimensões das áreas alagadas para cada altura de soleira vertente, para se observar o impacto do aumento do volume do reservatório na redução das cargas poluidoras. Essas cargas são recebidas a partir da drenagem da microbacia. O poluente é diluído pelo volume de água do reservatório, sendo que as cargas efluentes são paulatinamente eliminadas por estruturas de saída (descarregador de fundo, com diâmetro de 80 cm e vertedor em degraus, com largura de 3 m). Nas Figuras 2 e 3 são apresentados cortes transversais do vale de implantação da barragem e as áreas alagadas para cada nível de água (NA). Nesse contexto, o NA foi adotado como sendo o nível máximo normal, correspondente à cota da soleira vertedora.

Figura 2 – Seção transversal do vale de implantação da barragem

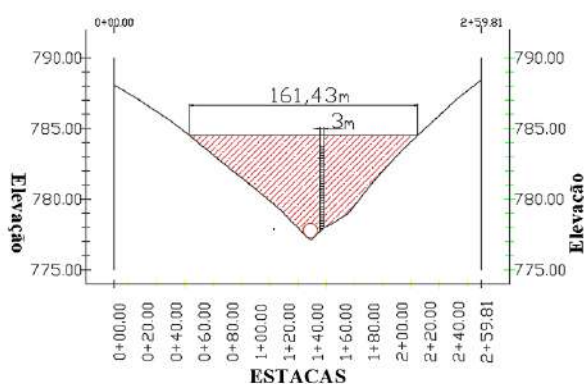
(a) Soleira vertente com 1,5 m de altura em relação ao fundo do córrego



(b) Soleira vertente com 3 m de altura em relação ao fundo do córrego



(c) Soleira vertente com 5 m de altura em relação ao fundo do córrego



(d) Soleira vertente com 7 m de altura em relação ao fundo do córrego

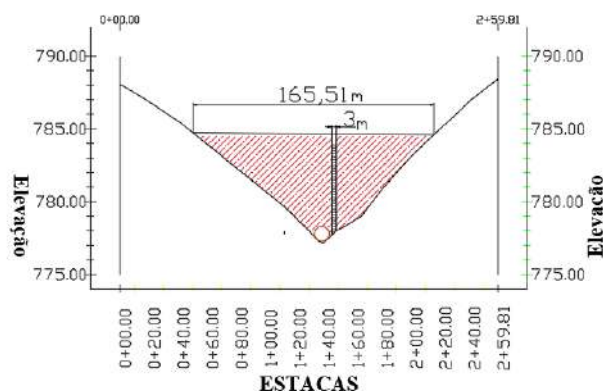
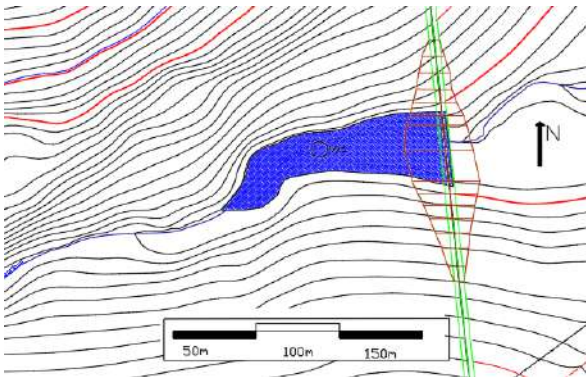
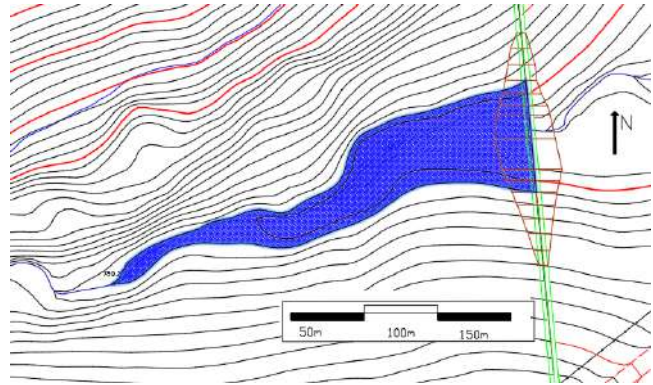


Figura 3 – Áreas inundadas pelo reservatório

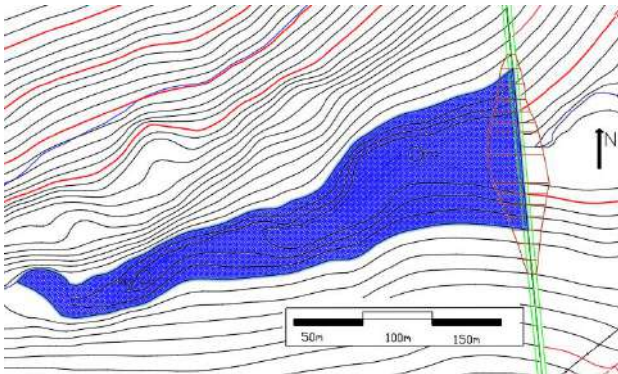
(a) Soleira vertente com 1,5 m de altura em relação ao fundo do córrego



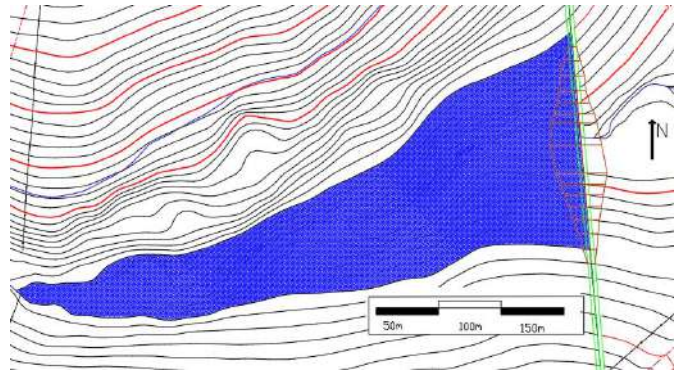
(b) Soleira vertente com 3 m de altura em relação ao fundo do córrego



(c) Soleira vertente com 5 m de altura em relação ao fundo do córrego



(d) Soleira vertente com 7 m de altura em relação ao fundo do córrego



Equacionamento

Com inserção do reservatório, o amortecimento das vazões de entrada é calculado por balanço de massa, conforme a seguinte equação:

$$\frac{dS}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (1)$$

Na Equação (1), dS/dt é a taxa de variação temporal do volume armazenado, enquanto Q_{in} e Q_{out} são, respectivamente, as vazões que entram e que saem do reservatório. Essa equação pode ser trabalhada numericamente, resultando em:

$$S_a = S^{n+1} = \Delta t.(Q_{in}^{n+1} - Q_{out}^{n+1}) + S^n \quad (2)$$

As curvas Cota x Volume e Cota x Descarga do reservatório podem ser combinadas, resultando na relação entre o volume armazenado e a vazão descarregada. Assim, é possível escrever uma relação do tipo: $S_b = S^{n+1} = f(Q_{out}^{n+1})$ (3)



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Nas Equações (2) e (3), n e $n+1$ são indicadores dos níveis de tempo atual e futuro. A solução numérica ocorre quando a relação $S_a/S_b = 1$. Essa solução numérica recursiva foi implementada em código *Visual Basic for Applications* (VBA), utilizando o recurso “atingir meta” do Excel. Finalmente, as descargas de poluentes que são lançadas no rio Uberabinha podem ser calculadas como:

$$Q_s^{n+1} = Q_{out}^{n+1} \cdot C^{n+1} \quad (4)$$

Na Equação (4), Q_s é carga poluidora, quantificada em unidade de massa (de poluente) por unidade de tempo. C é a concentração de poluente nas águas pluviais (TUCCI, 2010 apud URBONAS e STAHR, 1993). Com a implantação do reservatório, o poluente sofre diluição, de forma que C consiste na relação entre a massa de poluente retida e o volume represado.

Simulações Monte Carlo

Para obtenção dos dados de atenuação das cargas de poluição foram feitas simulações Monte Carlo, que são uma classe de métodos estatísticos que se baseiam em amostragens massivas aleatórias de um evento, para elaboração de dados estáticos mais confiáveis. Quanto maior o número de simulações, maior será a confiabilidade dos resultados. Essas diversas simulações levam em conta o caráter aleatório da distribuição de chuvas e os coeficientes de variação da concentração de poluentes nas águas pluviais.

Neste trabalho, os hietogramas foram baseados na série histórica de precipitação registrada na estação Fazenda Letreiro, indexada no sistema HIDROWEB da Agência Nacional de Águas (ANA) sob o código 01948006. Esse posto pluviométrico está situado nas imediações microbacia analisada. A partir da série histórica de precipitações diárias, foi construída a curva de permanência de precipitações (CPP). Neste trabalho, utilizou-se a permanência de 5%, o que corresponde ao total precipitado diário de 20 mm.

Em suma, para cada tipo de poluente, foram realizadas mil simulações para soleiras vertentes de 3m de largura e alturas de 1,5m; 3m; 5m e 7m. Os poluentes analisados foram os seguintes: Demanda Química de Oxigênio (DQO), Cobre, Fósforo Total, Nitrito e Nitrato, Sólidos Totais e Zinco.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

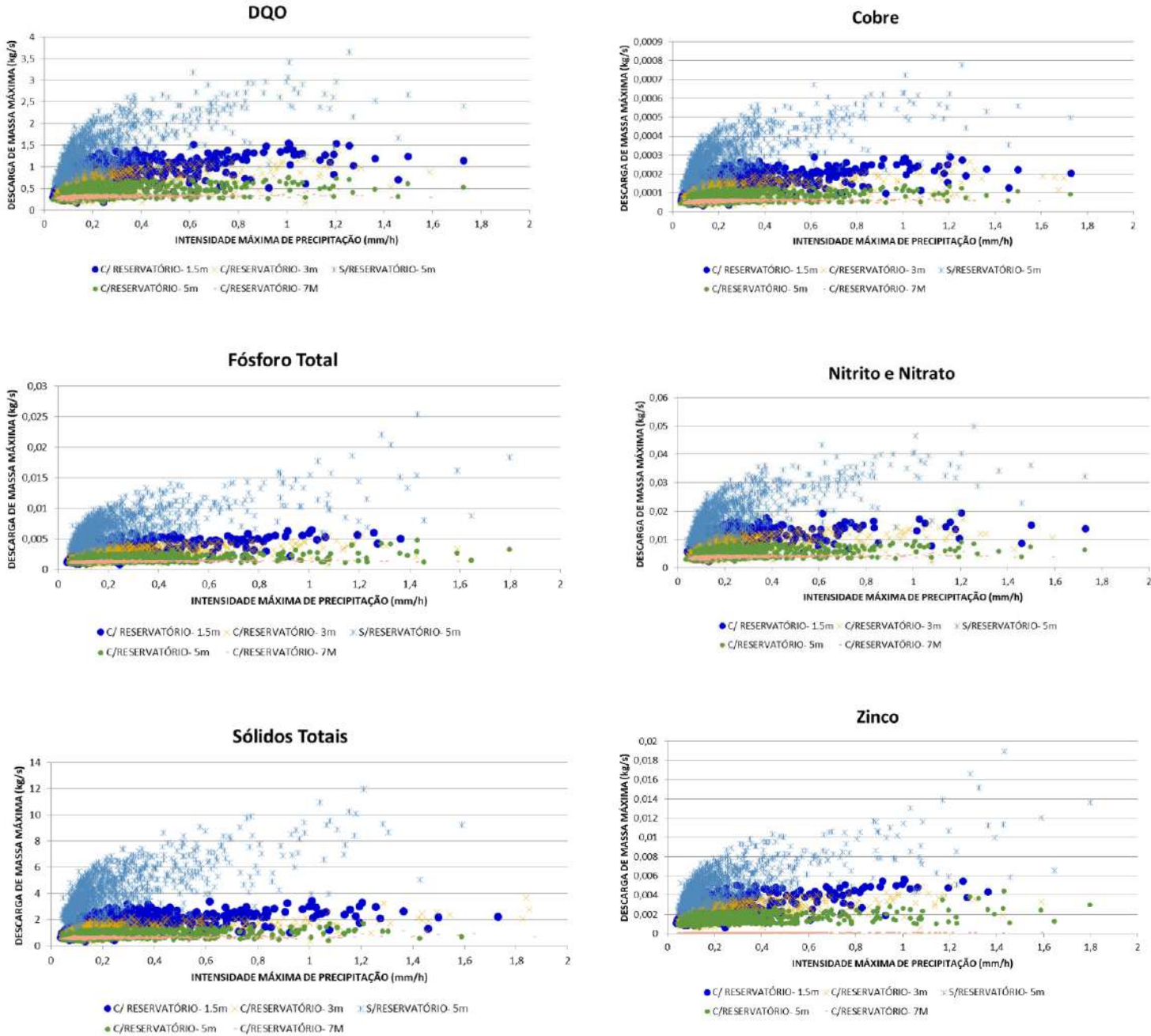
Para análise influência da altura da soleira vertedora e do conseqüente tamanho do reservatório na atenuação da descarga de poluentes, foram elaborados gráficos agrupando todos os cenários abordados. Para efeito de comparação, também foram simuladas situações naturais, sem a presença do reservatório. Os resultados são apresentados na Figura 4.

A partir da análise dos gráficos de dispersão, observa-se que, conforme cresce o tamanho do reservatório, as descargas máximas de poluentes são cada vez mais atenuadas. Em todos os casos, mesmo para o menor reservatório simulado (soleira vertedora com 1,5 m de altura), as reduções de cargas poluidoras foram significativas quando comparadas com a situação sem reservatório.

De todos os constituintes simulados, os maiores valores brutos de carga poluidora foram de Sólidos Totais, atingindo a ordem de até 12 kg/s, para condições sem reservatório. A implantação da menor barragem (altura de 1,5 m para soleira vertente) consegue reduzir as descargas para valores inferiores a 4 kg/s, proporcionando atenuações máximas da ordem de 67% para esse poluente. A implantação de vertedores com soleiras mais elevadas diminui essas descargas máximas consideravelmente. Alturas de 5 m provocam atenuações da ordem de 83%, enquanto alturas de 7 m, a máxima simulada, resultam em atenuações na faixa de 92%. Tendências similares são observadas para outros poluentes. Para o Cobre, poluente com as menores cargas brutas, as

atenuações podem atingir até 62%, para soleiras com 1,5 m de altura, tangenciando valores de até 93%, para soleiras com 7 m de altura.

Figura 4 – Descargas de massa máximas *versus* intensidade máxima de precipitação



Além de explicitar tendências e ordens de grandeza para as cargas difusas geradas na microbacia do córrego Guaribas, os resultados indicam eficácia dos reservatórios para abatimento das descargas máximas. Isto permite aliviar o aporte de poluentes no rio Uberabinha. A implantação dessas barragens deve ser acompanhada por medidas que reduzam a geração de escoamento superficial na microbacia, como manutenção de áreas verdes que facilitam a infiltração, criação de parque municipal e implantação de pavimentos permeáveis. Essas técnicas de desenvolvimento de baixo



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

impacto assumem ainda mais relevância diante de condições não estacionárias de uso do solo nas cidades, as quais normalmente atuam no sentido de aumentar o grau de ocupação urbana das bacias.

CONCLUSÕES

Com os resultados das simulações Monte Carlo, verificou-se que as maiores descargas de poluentes geradas pela precipitação podem ser atenuadas através de reservatórios. Em linhas gerais, quanto maior o reservatório maior será o poder de atenuação dessas descargas. Entretanto, reservatórios maiores demandam maiores áreas inundadas. Isso pode fazer com que, em casos onde não há grandes áreas disponíveis, reservatórios menores sejam opções mais viáveis.

REFERÊNCIAS

ALAMY FILHO, J. E.; SALLA, M. R. **Estudo de impactos ambientais em curso de água natural pela urbanização na bacia do córrego Lageado**. Relatório técnico. CODAU/UFU. 2015.

NOVOTNY, V. **Water Quality: Diffuse Pollution and Watershed Management**. New York: John Wiler & Sons, Inc. 2003.

REIS, T. **Simulações Monte Carlo: entenda como funciona esse modelo estatístico**. Fonte: SUNO: <https://www.sunoresearch.com.br/artigos/simulacao-de-monte-carlo/>. Consulta em 07/07/2019.

SANEAS. **O impacto da poluição difusa nos centro urbanos**. 17-18. 2008.

SANTOS, L.Y. **Estudo da poluição difusa gerada pelo escoamento superficial em áreas urbanas: modelagem computacional de séries sintéticas de precipitação e de sistema de controle de cargas poluidoras**. Relatório Final de Iniciação Científica, Universidade Federal de Uberlândia. 2019.

STEPHENS, T.; BURKE, J.; FAO/FAIDUTTI, R.; DEANGELIS, F. **Manual on small earth dams, a guide to siting, design and construction**. Food and Agriculture Organization of the United Nations. Roma. 2010.

TUCCI, C.E.M. **Inundações Urbanas**. Porto Alegre: Ed. ABRH, 197 p. 2010.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

IMPACTO NA PRODUÇÃO DE SEDIMENTOS DEVIDO AO USO E OCUPAÇÃO DO SOLO NA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO JORDÃO POR MEIO DO MODELO SWAT

Vinicius de Matos Brandão Raposo¹; Márcio Ricardo Salla²; Carlos Eugênio Pereira²

RESUMO

A relação entre o homem e a natureza vem sendo objeto de estudo por diversos pesquisadores em todo o mundo. De maneira particular, pode-se destacar a erosão, que é um processo natural e que tem tido a sua magnitude aumentada a partir das intervenções humanas no meio ambiente. O objetivo deste trabalho é simular o comportamento hidrológico da bacia hidrográfica do rio Jordão, para a partir dos resultados gerados, simular também o ciclo hidrossedimentológico. Nas últimas décadas têm-se lançado mão de diversas ferramentas computacionais para realizações de modelagens hidrológicas. A união com o Sistema de Informação Geográfica (SIG) tem permitido obter resultados mais precisos. O modelo computacional *Soil and Water Assessment Tool* (SWAT) tem-se popularizado e sido largamente utilizado por diversos pesquisadores, inclusive foi o modelo utilizado neste trabalho. Este modelo requer uma grande base de dados para as simulações, que inclui: mapa de uso e ocupação do solo, mapa de solos, declividade do terreno, dados climáticos e hidrológicos. O SWAT também permite a simulação da erosão nesta bacia, o qual terá seus resultados comparados com uma curva-chave de sedimentos.

PALAVRAS-CHAVE: SWAT, erosão, rio Jordão.

INTRODUÇÃO

Atualmente, um tema amplamente discutido entre os pesquisadores é a interação entre o homem e a natureza e os efeitos que essa relação gera nos ambientes e como afeta a vida do homem. Nota-se que muitos processos naturais têm apresentado seus ciclos alterados a partir da interferência antrópica, como é o caso dos ciclos hidrológico e hidrossedimentológico. Dentro desse último, pode-se fazer referência a um fenômeno que sempre esteve presente na natureza, que é a erosão dos solos. Entretanto, este fenômeno tem tomado maiores proporções a partir da interferência humana no meio ambiente.

Neste contexto, será aplicado o modelo *Soil and Water Assessment Tool* (SWAT), que conforme Souza (2016), é um modelo computacional gratuito que conjuga uma série de parâmetros físicos como: tipo e uso do solo, cobertura vegetal e relevo da região em estudo, o que permite a simulação de diversos cenários que já ocorram na bacia ou que possam vir a ocorrer, por processos naturais ou desencadeados pela intervenção humana.

¹ Mestrando em Recursos Hídricos e Saneamento (PPGEC/UFU) (vinicius-raposo@live.com)

² Professores da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marciosalla@ufu.br, cepereira@ufu.br)

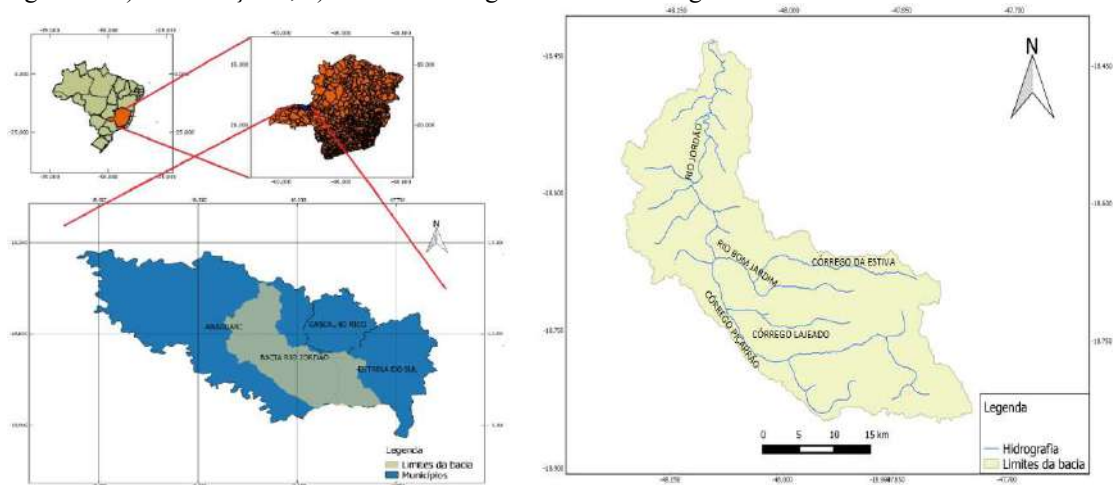
O objetivo geral deste trabalho é avaliar na bacia hidrográfica do rio Jordão, por meio da ferramenta computacional SWAT, o impacto do uso e ocupação do solo no regime hidrológico, bem como validar os resultados obtidos pela simulação da produção de sedimentos nesta área de estudo.

METODOLOGIA

Área de estudos

A bacia hidrográfica do rio Jordão está localizada entre os paralelos $18^{\circ}19'38''$ e $18^{\circ}56'38''$ de latitude sul, e os meridianos $47^{\circ}34'33''$ e $48^{\circ}39'56''$ de longitude oeste e situada a Oeste do Estado de Minas Gerais, este rio possui um comprimento de aproximadamente 95 km, desde a nascente à sua foz no Rio Paranaíba. A Figura 1a e 1b apresentam, respectivamente, a localização e a rede de drenagem da bacia hidrográfica do Rio Jordão.

Figura 1 - a) Localização e; b) Rede de drenagem da bacia hidrográfica do rio Jordão



Fonte: Autor (2018).

Dados necessários para o programa SWAT

O programa SWAT exige o Modelo Digital de Elevação (MDE), a base cartográfica de uso e ocupação do solo, o mapa de tipos de solos, os dados climatológicos (precipitação, temperatura, umidade do ar, velocidade do vento e insolação diária) e os dados hidrológicos da bacia hidrográfica estudada, mas não possui em seu banco de dados informações sobre as estações climatológicas do Brasil, tornando necessário inserir manualmente os dados climáticos diários e anuais médios para a bacia hidrográfica do rio Jordão diretamente no banco de dados do SWAT.

Os dados climáticos mensais para este estudo foram obtidos do Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) e se referem às estações de Uberaba - MG e Catalão - GO. A Tabela 1 apresenta as informações das estações climatológicas utilizadas na área de estudo.

Tabela 1 - Informações das estações climatológicas utilizadas na área de estudo

Estação Climatológica	Fonte	Código	Latitude (°)	Longitude (°)	Altitude (m)
Uberaba - MG	INMET	83577	-19,73	-47,95	737,00
Catalão - GO	INMET	83526	-18,18	-47,95	840,47

Fonte: Autor (2018).

Quando necessário, utilizou-se os dados das estações de Furnas e da CEMIG, com informações na Tabela 2.

Tabela 2 - Informações das estações pluviométricas utilizadas na área de estudo

Estação Fluviométrica	Fonte	Código	Latitude (°)	Longitude (°)
Furnas	ANA	1848061	-18,59	-48,13
Cemig	ANA	1848016	-18,69	-48,10

Fonte: Autor (2018).

Calibração e validação

O processo de calibração de modelos hidrológicos geralmente é feito realizando-se primeiramente uma análise de sensibilidade dos parâmetros, seguida de calibração dos parâmetros mais importantes (SALLES, 2012).

Portanto, para calibração e validação dos resultados, a série histórica será dividida em duas partes. Para calibração serão utilizados os dados de janeiro de 2017 a janeiro 2018; enquanto que para a validação, os dados de fevereiro de 2018 a janeiro de 2019.

Neste trabalho, serão calibrados os dados de vazão e, posteriormente, os dados da produção de sedimentos. Para avaliar o desempenho do SWAT, foram utilizadas algumas funções objetivos, sendo elas: o coeficiente de determinação (R^2), a fim de verificar a correlação dos dados simulados e os dados mensurados; o índice de eficiência de Nash-Sutcliff (NSE), utilizado para mensurar a magnitude da variância residual; o PBIAS que mede a tendência percentual média dos dados simulados serem maiores ou menores correspondentes mensurados; o RSR que é razão raiz do erro médio quadrático pelo desvio padrão.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

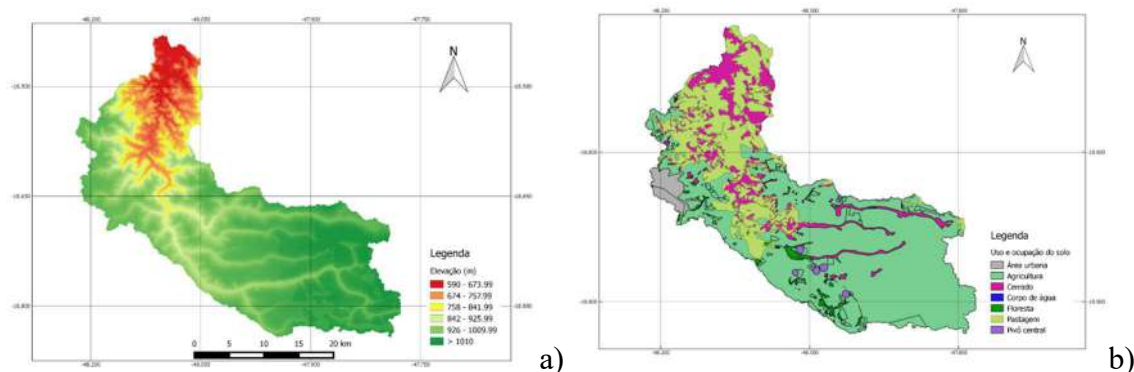
Mapa hipsométrico

O mapa hipsométrico gerado, Figura 2a, elaborado com as variações de cores entre vermelho e verde, passando pelo amarelo, revela que grande parte da bacia se encontra em entre 926 e 1010 m de altitude.

Na criação da base cartográfica de uso e ocupação do solo foi necessário alimentar o banco de dados do programa com informações referentes a bacia em estudo. A Figura 2b apresenta o mapa de uso e ocupação do solo desta bacia hidrográfica e a Tabela 3 as respectivas áreas referente a cada classe, bem como a porcentagem de área referente a cada tipo de uso e ocupação.

Em relação a base cartográfica de solos será necessário inserir manualmente as características físicas de cada tipo de solo presente. A Figura 3 apresenta o mapa de solos da bacia hidrográfica em estudo e o Quadro 1 apresenta a porcentagem de área referente a cada tipo, bem como a reclassificação feita.

Figura 2 - a) Mapa hipsométrico da bacia do rio Jordão; b) Uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do rio Jordão



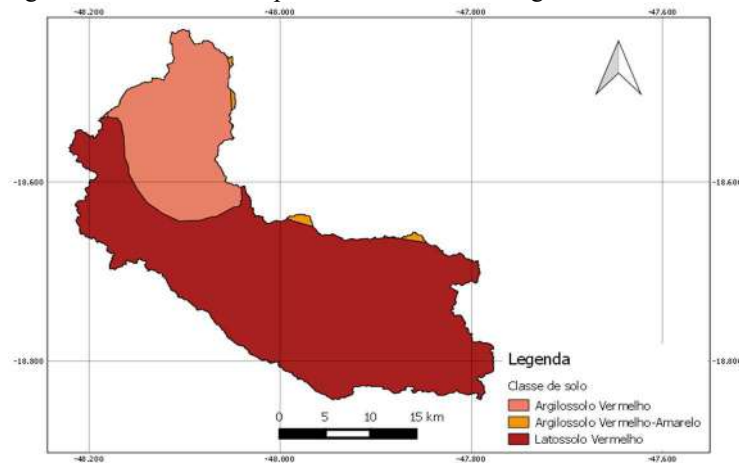
Fonte: Autor (2019).

Tabela 3 - Área referente a cada classe de uso e ocupação do solo

Uso e Ocupação do Solo	Área (km ²)	Área (%)
Área urbana	21,50	2,34
Agricultura	554,08	60,20
Cerrado	119,87	13,03
Corpo de água	0,01	0,00
Floresta	1,28	1,28
Pastagem	207,52	22,55
Pivô central	5,52	0,60

Fonte: Autor (2019).

Figura 3 - Classe de solo presentes na bacia hidrográfica do rio Jordão



Fonte: Autor (2018).

Quadro 1 - Tipos de solo inseridos no SWAT

Tipo de solo	Correspondência inserido no SWAT	Área (km ²)
Argilossolo vermelho-amarelo	PVA	0,64
Argilossolo vermelho	PVA	23,85
Latossolo vermelho	LV	75,51

Fonte: Autor (2018).

CONCLUSÕES

O estudo permanece em desenvolvimento para a obtenção de seu objetivo principal e, por isso, ainda não apresenta conclusões.

REFERÊNCIAS

SALLES, L. A. **Calibração e validação do modelo SWAT para a predição de vazões na bacia do rio Pípiripau**. 2012. 130 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Faculdade de Tecnologia, Engenharia Florestal, Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

Disponível em:

<http://repositorio.unb.br/bitstream/10482/10774/1/2012_LeandroDeAlmeidaSalles.pdf>. Acesso em: 10 mar. 2019.

SOUSA, C. M. **Evolução do uso das terras no alto curso do rio Jordão no município de Araguari (MG)**. 2014. 107 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geografia, Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2014.



INFLUÊNCIA DA URBANIZAÇÃO NA GERAÇÃO DE POLUIÇÃO DIFUSA NA MICROBACIA DO CÓRREGO GUARIBAS, UBERLÂNDIA, MG

Lays de Oliveira Fonseca¹; José Eduardo Alamy Filho²

RESUMO

As fontes de poluição podem ser introduzidas nos corpos hídricos de duas formas, pontuais ou difusas. Neste trabalho, é simulada a poluição difusa na microbacia do córrego Guaribas onde, através de modelos hidrológicos como *Soil Conservation Service* (SCS), método Santa Bárbara e método de Schueler, são estimadas as descargas de poluição difusa no exutório da microbacia. Para ajudar nessa simulação, códigos em *Visual Basic for Applications* (VBA) foram utilizados juntamente com técnicas de sistema de informações geográficas (SIG). O mapeamento do uso e ocupação do solo, unido com o mapa de tipo do solo da microbacia, permitiu obter o Número de Curva (CN), parâmetro usado para estimativa do escoamento superficial e da transformação chuva-vazão. As simulações basearam-se em precipitações ocorridas no período de 24 horas, para os poluentes DBO, DQO, Sólidos Suspensos e Nitrito/ Nitrato, os resultados de 1000 simulações para cada cenário, revelam que as cargas poluidoras são amplificadas com aumento de intensidade de precipitação e aumento da área urbanizada.

PALAVRAS-CHAVE: SIG, Modelagem, Poluição Difusa.

INTRODUÇÃO

Com a expansão das cidades ocorre alteração do cenário natural e são introduzidos novos materiais, equipamentos e processos que acompanham o crescimento populacional e as atividades econômicas articuladas à criação do espaço urbano. São alterações que têm potencial de provocar impactos no meio ambiente urbano, como a poluição e contaminação de cursos de água e o aumento na frequência de cheias devido à impermeabilização das áreas, sendo a poluição difusa um dos principais impactos que atinge os corpos hídricos urbanos.

A origem dessa poluição é bastante diversificada, podendo vir do desgaste de pavimentos das vias urbanas, do lixo acumulado nas vias e calçadas, dos resíduos orgânicos de animais domésticos, dos resíduos de construção, de combustíveis, óleos e graxas deixados por veículos e, também dos poluentes do ar (PUSCH, 2007).

Dois fatores são determinantes para origem da poluição difusa urbana: sua geração em decorrência da precipitação, um fenômeno natural com previsibilidade incerta; e os incrementos das concentrações de poluentes na atmosfera e sobre o terreno, condicionados por atividades antrópicas.

Diante desses fatores, quando ocorrem chuvas, há um escoamento que é parte crucial para a construção de modelos de precipitação; esses modelos são geralmente chamados de “função perda” ou “submodelos de infiltração”. Um modelo normalmente utilizado para as avaliações é *Soil Conservation Service - Curve Number* (SCS- CN) desenvolvido pelo *U.S. Department of Agriculture-USDA*, 1954; Ponce e Hawkins, 1995 (MICHEL; ANDRÉASSIAN; PERRIN, 2005).

O método SCS-CN trata da precipitação acumulada e escoamento acumulado, e corresponde a uma precipitação de eventos independente do tempo, e aplica-se às chuvas acumuladas em um número de pontos no hectógrafo acumulado de precipitação para produzir um excesso de hidrograma de chuva (MICHEL; ANDRÉASSIAN; PERRIN, 2005).

¹ Mestranda pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (laysfonseca3@gmail.com)

² Professores da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br)

Se a partir de modelos matemáticos é possível dimensionar os impactos promovidos pelo meio urbano sobre os rios então, visualizando este cenário, o principal objetivo é através uma classificação de imagem, quanto ao uso e ocupação do solo para a microbacia do córrego Guaribas localizada no perímetro urbano do município de Uberlândia- MG, obter informações com características de diferentes classes de solo encontradas na área de estudo, e gerar mapas e conseguir valores do Numero-Curva (CN) de cada classe, no intuito de estudar o impacto do processo de urbanização na carga de alguns poluentes selecionados por meio de códigos computacionais estimar as descargas de massa de poluentes também conhecidos como cargas poluidoras, geradas de forma difusa e estimar o mesmo para um cenário futuro.

METODOLOGIA

Etapa preliminar

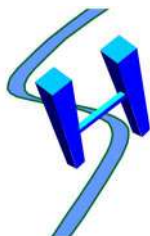
A área de interesse do trabalho se trata de uma microbacia no perímetro urbano do município de Uberlândia-MG. O município possui uma população estimada de 690.000 habitantes em 2019. Com isso, o município segue como a segunda maior população do estado de Minas Gerais.

Para delimitação da área de estudo, foram utilizados os vetores dos limites do município de Uberlândia-MG, obtidos junto ao IBGE e para análise do solo da região, foi utilizado o mapa de solos de (ANDRADE, 2005) contendo o nível categórico, que possui a microbacia em formato de vetor.

A etapa preliminar foi dedicada ao levantamento de dados característicos da área analisada. Nesse contexto, partindo-se do mapa de tipo de solo encontrado na cidade de Uberlândia, foi feita a delimitação da microbacia do córrego Guaribas, através do Modelo Digital do Terreno (MDT) extraído do TopoDATA (<http://www.dsr.inpe.br/topodata/>).

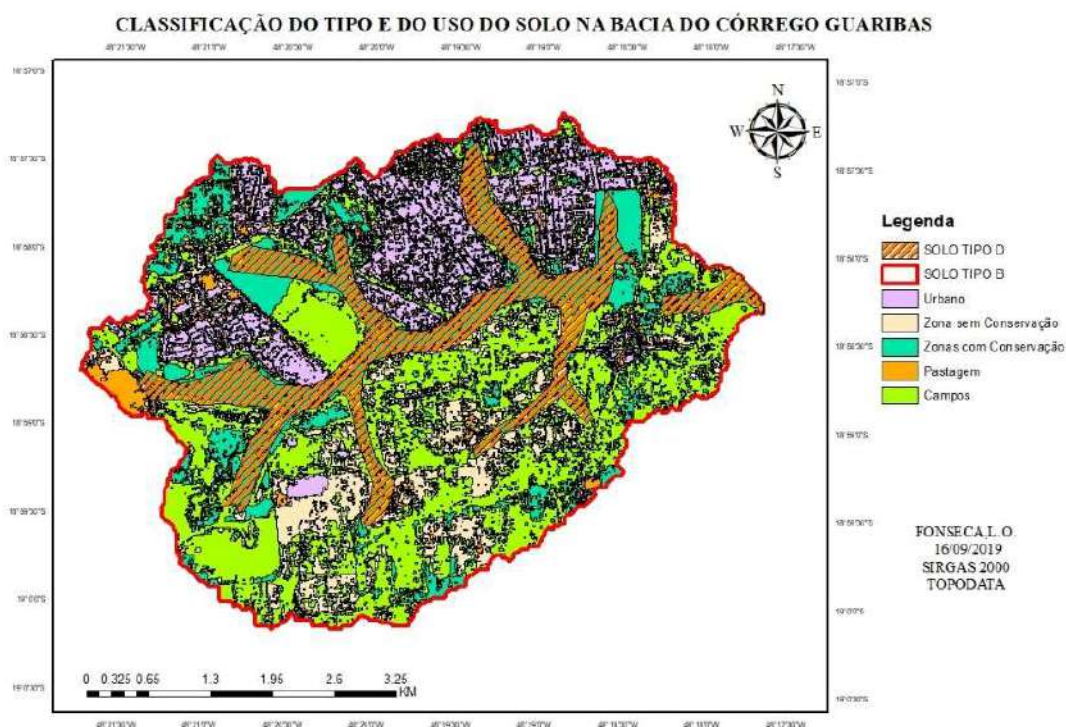
O programa utilizado para todas as etapas do geoprocessamento do trabalho foi o *software QGIS*[®]. Para o processamento dos dados foi utilizada uma imagem da região de uma extensão “Web” no *software QGIS*[®]. Inicialmente, efetuou-se a classificação supervisionada da imagem em 5 macroclasses de interesse com 10 amostras de campo para cada classe, sendo elas: Urbano; Zona sem Conservação de Solo; Zona com Conservação de Solo; Pastagem; Campos. Para a realização do treinamento espectral, foi utilizada a ferramenta “ROI creation”, no menu “SCP”, o qual aparece após ser realizado o *download* do complemento “*Semi-Automatic Classification Plugin*” (SCP).

Com a classificação da imagem pronta mostrada na Figura 1, obteve-se o valor da área de cada classificação através da calculadora na tabela de atributos e seguindo as normas de utilização da cobertura do solo, correlacionando com tabelas que mostram o valor das Curvas-Números (CN) para cada dado extraído da ocupação da área mostrado na Figura 2.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 1- Mapa de Classificação.



A sobreposição dos diferentes usos com as classes SCS de solo permitiu a quantificação das curvas-número (CN) das sub áreas pela Tabela 1.

Através do mapeamento, pode-se obter o CN que é um parâmetro empírico utilizado em hidrologia para obter previsões do caudal de escoamento superficial direto ou de infiltração em função do volume de excesso de precipitação. O CN é bastante utilizado para se obter previsões do volume de águas pluviais que sofre escoamento superficial em função do volume de precipitação, sendo a base de dados mais utilizada na engenharia para dimensionar redes de drenagem, entre outras estruturas hidráulicas.

Utilizando as magnitudes das subáreas como peso de ponderação, foi possível extrair o número CN resultante da microbacia:

$$CN_{RES} = \frac{CN_1 \times A_1 + CN_2 \times A_2 + \dots + CN_n \times A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \sum_{i=1}^n \frac{CN_i \times A_i}{A} \quad (1)$$

Na Equação (1), o sub índice i indica as combinações entre classes e usos de solo (subáreas), A é a área total da microbacia e CN_{res} é a curva-número resultante. Esse parâmetro foi utilizado para a conversão de chuva em escoamento superficial, conforme equações do método do SCS.

Tabela 1- Tabela de áreas para quantificação da curva número (CN) resultante

Cobertura do Solo	A	B	C	D
Zona Cultivada sem conservação do solo	72	81	88	91
Zona Cultivada com conservação do solo	62	71	78	81
Pastagens e terrenos em más condições	68	79	86	89
Bosque ou zonas com cobertura ruim	45	66	77	83
Zonas comerciais	89	92	94	95
Zonas industriais	81	88	91	93
Relva em mais de 75% da área	39	61	74	80
Florestas com boa cobertura	25	55	70	77
Baldios em boas condições	39	61	74	80
Prados em boas condições	30	58	71	78
Lotes menores que 500m ²	77	85	90	92
Lotes de 1000 m ²	61	75	83	87
Lotes de 2000 m ²	54	70	80	85
Lotes de 4000 m ²	51	68	79	84

Fonte: adaptada (Tucci, 1993).

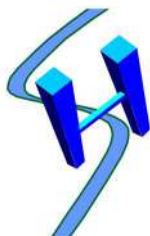
Para a simulação de precipitação, foram utilizadas combinações dos modelos matemáticos como, SCS que analisa o escoamento superficial, Santa Bárbara e Schueler, que é utilizado para estimar a geração de poluição difusa em determinada bacia de contribuição urbana. Tais códigos foram escritos em *Visual Basic for Applications* (VBA) e direcionados a planilhas eletrônicas. Nos cenários abordados, estimam-se cargas poluidoras de origem difusa em bacia hidrográfica sujeita a ocupações urbanas crescentes.

Neste trabalho, utilizou-se a precipitação diária de 20 mm. No entanto, mesmo com a fixação da precipitação diária de 20 mm, a forma como essa chuva se distribui no tempo é relevante quando se quer estimar cargas poluidoras instantâneas. Assim, para elaboração dos hietogramas de base, adotou-se escala de simulação com horizonte de 24 horas. Isso resultaria, no horizonte de 1 dia, em um conjunto de eventos com intensidades diversas. Nesse sentido, princípios de Simulação Monte Carlo (SMC) foram aplicados para geração de diferentes hietogramas, os quais embasaram a quantidade maciça de 1000 simulações por poluente.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para Resende (2018), a influência do solo na determinação do número de deflúvio se dá pela sua capacidade de infiltrar a água pluvial, para isso os solos podem ser divididos em quatro grandes grupos segundo a metodologia SCS (1972):

- A (potencial de escoamento baixo);
- B (potencial de escoamento moderado);

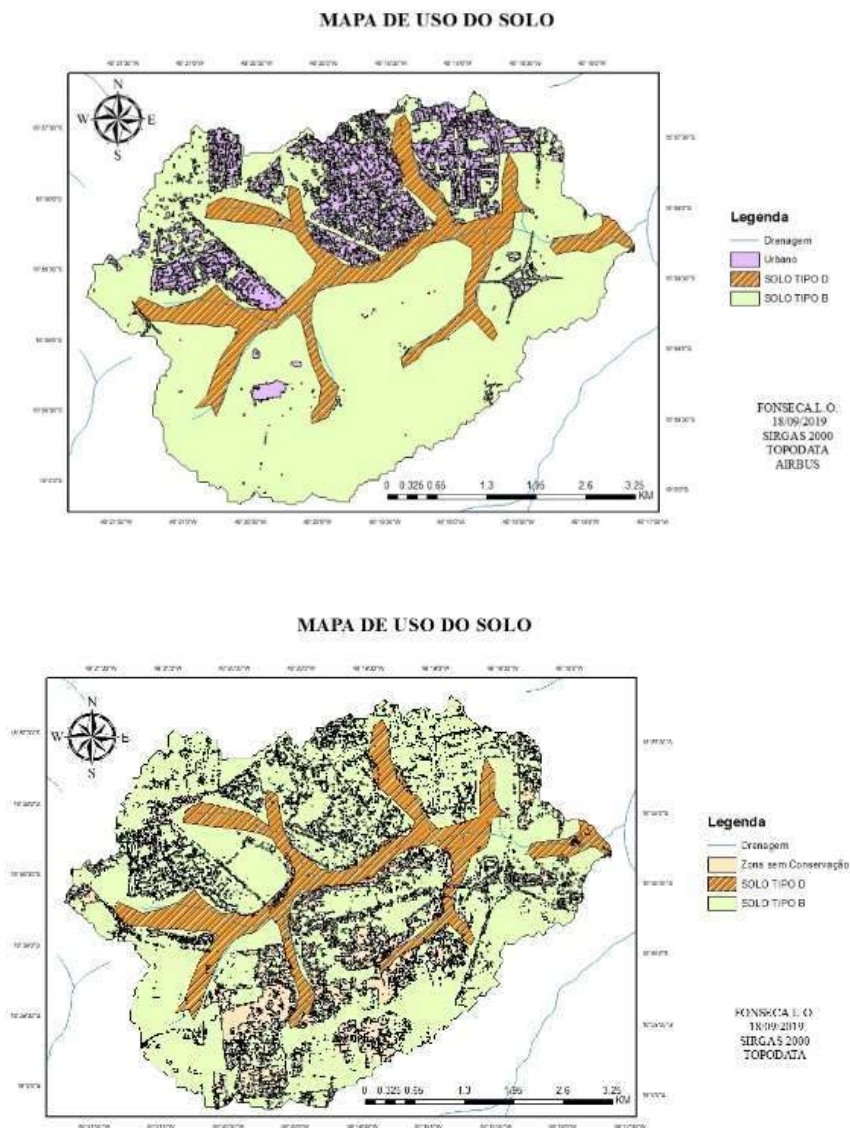


I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

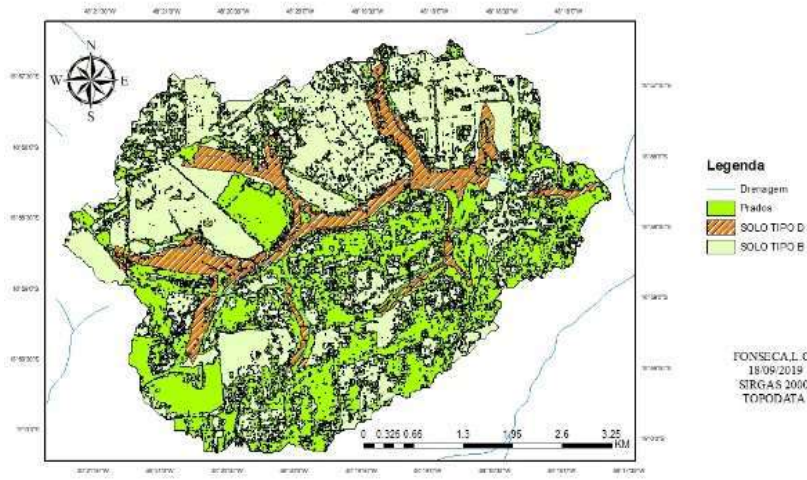
- C (potencial de escoamento alto); e
- D (potencial de escoamento muito alto).

Na microbacia do córrego Guaribas encontram-se dois tipos de solo, B e D. Esses tipos foram sobrepostos com o mapa de classificação, de acordo com as cinco macroclasses, como mostra a Figura 2. A bacia possui uma área de 24,407 km² de extensão.

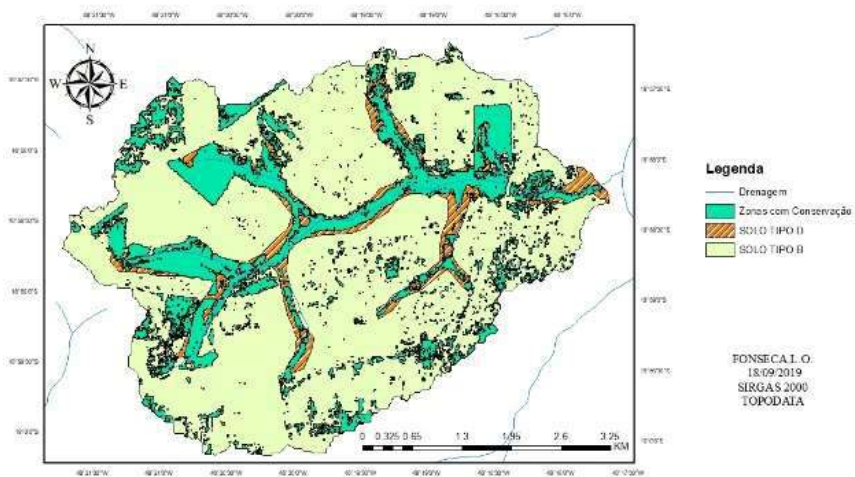
Figura 2- Representação da sobreposição do Tipo e Uso do Solo.

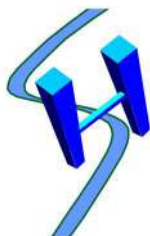


MAPA DE USO DO SOLO

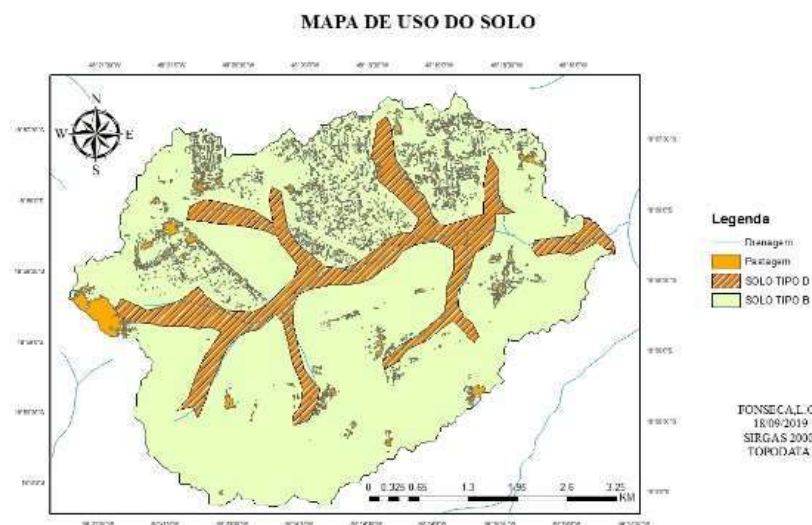


MAPA DE USO DO SOLO





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



Através da classificação supervisionada da cobertura do solo e da definição da classe hidrológica feitas previamente, relacionou-se tais informações com a tabela de referência de CN apresentada por Tucci (1993), obtendo os valores de CN apresentados na Tabela 2.

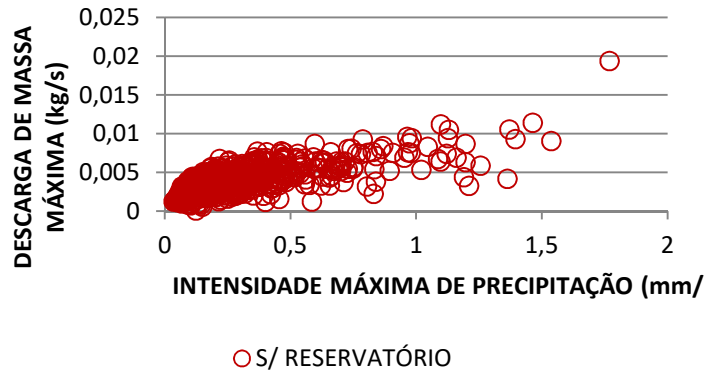
Tabela 2- Valores do Número (CN) de acordo com o tipo de solo na região da microbacia.

CLASSIFICAÇÃO	TIPO SOLO	AREA KM ²	CN
Urbanização	B	3,447	85
Zona sem Conservação	B	3,984	81
Zona com Conservação	B	2,485	71
Pastagem	B	1,159	79
Prado em Boas Condições	B	9,407	58

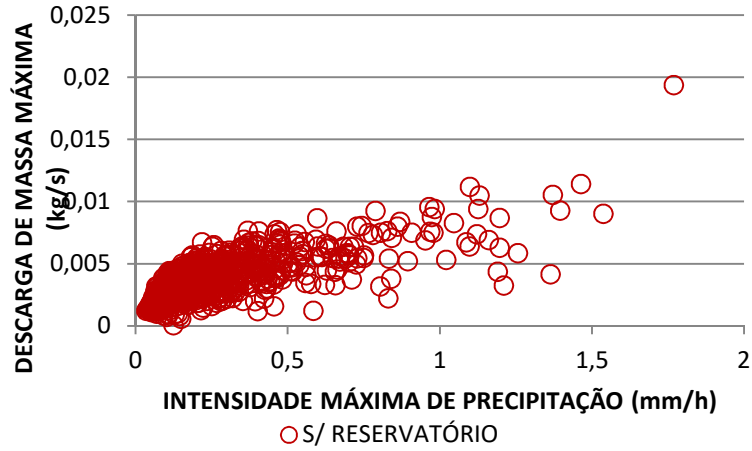
CLASSIFICAÇÃO	TIPO SOLO	AREA KM ²	CN
Urbanização	D	0,037	92
Zona sem Conservação	D	0,077	91
Zona com Conservação	D	2,812	81
Pastagem	D	0,004	89
Prado em Boas Condições	D	0,991	78

Gráficos (a),(b),(c) e (d) através da simulação em VBA a concentração da poluição difusa, para os seguintes poluentes, DBO, DQO, Sólidos Suspensos e Nitrito/ Nitrato. Eles representam um dos principais indicadores de qualidade da água, em termos de poluição por carga orgânica para o cenário atual. Os dados descarga máxima por intensidade máxima de precipitação se concentram aos valores entre 0 e 0,5 na intensidade, não havendo muita variação entre eles, como mostrado a seguir.

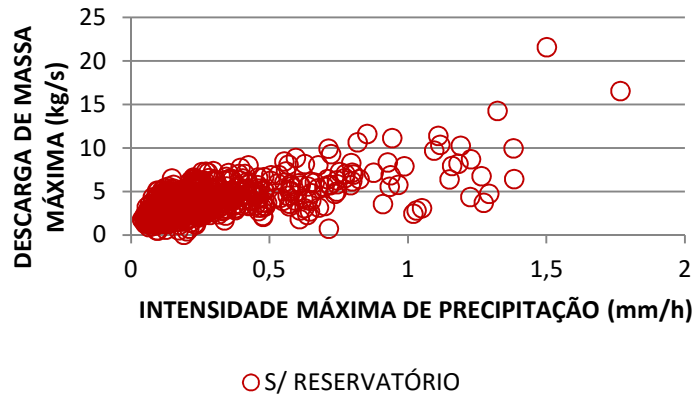
(a) Parâmetro: DBO (cenário atual).

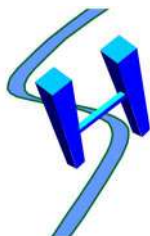


(b) Parâmetro: DQO (cenário atual).

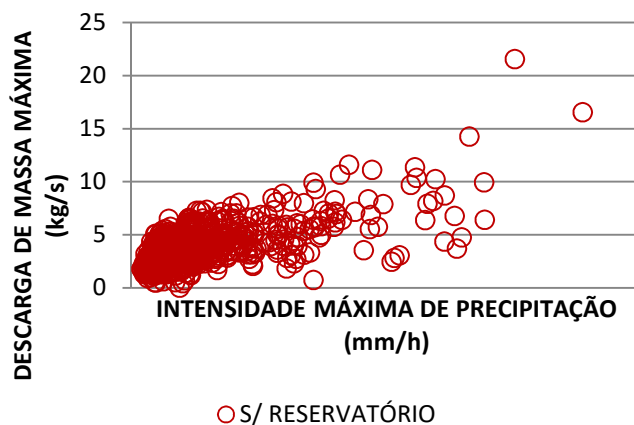


(c) Parâmetros: Sólidos Suspensos (cenário atual).





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



Para os Cenário futuras mostrado na Figura 3, foram criados supostas áreas de urbanização dentro da bacia do córrego Guaribas para 10 e 20 anos, cujos suas áreas foram calculas e extraídas o número CN, da mesma forma que o cenário anterior.

Figura 3- Mapeamento Supostos Crescimento da Área Urbana dentro da Microbacia.



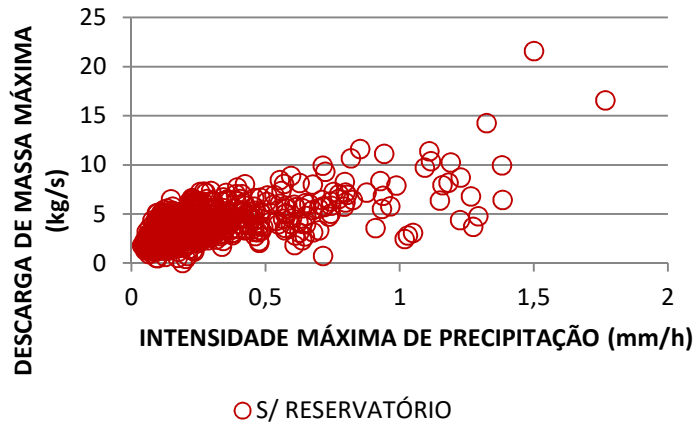
Tabela 3 contendo o valor da área referente a cada tipo de solo para o cenário futuro suposto para a zona urbana.

Tabela 3- Valores do Número (CN) de acordo com o tipo de solo na região da microbacia.

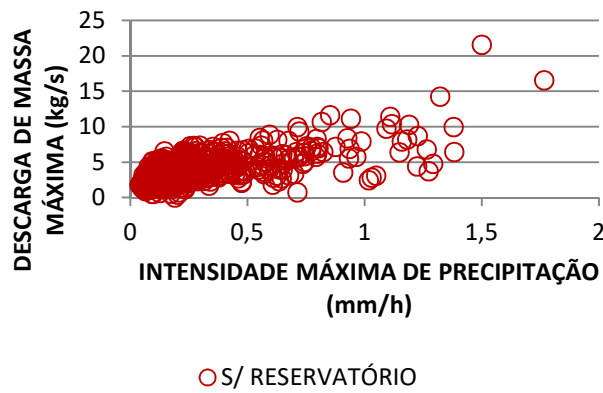
CLASSIFICAÇÃO	AREA KM ²	CN
Urbano 2029 B	1,023	85
Urbano 2039 B	1,220	85
Urbano 2029 D	0,050	92

Os gráficos (e), (f), (g) a seguir, mostram a variação da descarga máxima dos poluentes para o cenário futuro.

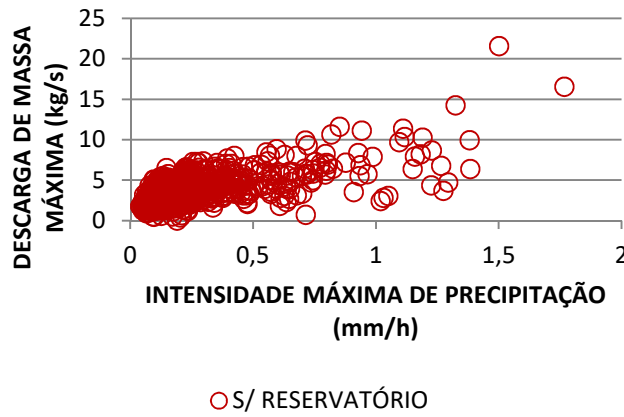
(e)Parâmetro: DBO (cenário futuro).



(f) Parâmetro: DQO (cenário futuro).



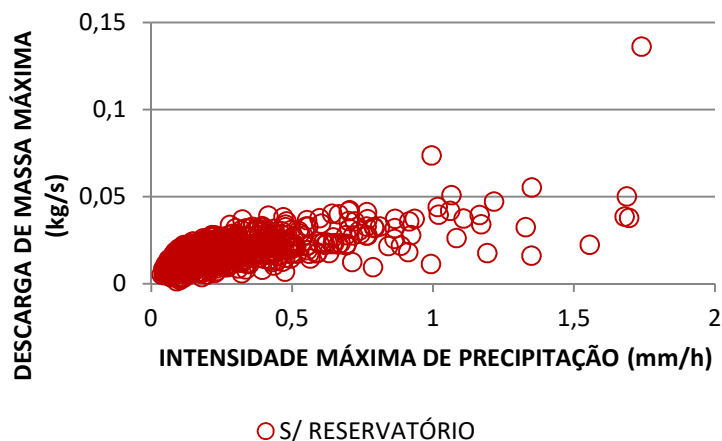
(g) Parâmetros: Sólidos Suspensos (cenário Futuro).



(h) Parâmetros: nitrito/ nitrato (cenário Futuro).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



CONCLUSÕES

As técnicas de geoprocessamento auxiliaram com mapas de classificação do solo, onde se conseguiu o valor de cada área em km² referente às cinco macroclasses. Conferindo com a tabela CN, obteve-se o valor de CNres. Esse valor auxiliou para as simulações das descargas. Os resultados das 1000 simulações por poluente revelam que, na microbacia do córrego Guaribas, eventos de precipitação geram cargas poluidoras interdependentes da intensidade de precipitação e do aumento da urbanização.

REFERÊNCIAS

ANDRADE, Ricardo Fernandes. **Mapeamento geotécnico preliminar em escala de semi-detalle (1:25.000) da área de expansão urbana de Uberlândia - MG.** 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2005.

MICHEL, C.; ANDRÉASSIAN, V.; PERRIN C. **Soil Conservation Service Curve Number method: How to mend a wrong soil moisture accounting procedure?** WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 41, W02011. 2005.

PUSCH, P.B. **Inventário de cargas de metais a partir de fontes difusas de poluição.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP. Campinas, 2007.

REZENDE, V.S.; RIBEIRO, V. O.; MENDES, Y. S. **Determinação dos valores de número de deflúvio (CN) para o perímetro urbano de Dourados-MS.** Anais 7º Simpósio de Geotecnologias no Pantanal, Jardim, MS, 20 a 24 de outubro 2018 Embrapa Informática Agropecuária/INPE, p. 230-239. 2018.

SCHUELER, T. **Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs,** Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.

TOMAZ, P. 2002. Cálculos hidrológicos e hidráulicos para obras Municipais, São Paulo, Navegar.

TUCCI, C.E.M. **Inundações Urbanas.** Porto Alegre: Ed. ABRH, 197 p. 2010.



INFLUÊNCIA DE CATALISADOR NA OZONIZAÇÃO DE EFLUENTE SANITÁRIO

Maria Zizi Martins Mendonça¹; Marcio Riccardo Salla² Andressa de Moura Silva³ Camila Marques Alves Aguiar³

RESUMO

Para avaliar a influência dos catalisadores na capacidade oxidativa do ozônio em efluentes sanitários, a ozonização convencional foi comparada com a ozonização catalisada por carvão ativado, Fe^{3+} e Mn^{2+} . A ozonização convencional e catalisada com carvão ativado foi investigada em pH básico, ácido e não corrigido, e a ozonização catalisada com Fe^{3+} e Mn^{2+} apenas em pH ácido, variando o fluxo de gás ozônio entre 2,15 e 7,15 gO_3/h e o tempo entre 5 e 60 minutos. A presença de carvão ativado aumentou as remoções de DQO, turbidez e cor verdadeira, respectivamente, em 242,5%, 0% e 10,1% para pH ácido; 29,7%; 11,3% e 65,1% para pH básico e 71,2%; 0% e 23,6% para pH não corrigido. Esse fato se deve à capacidade deste catalisador de acelerar a decomposição do ozônio em espécies mais reativas e compostos orgânicos solúveis. A presença de Fe (II) aumentou a remoção de DQO em 95,43%. O Mn (II) como catalisador aumentou a DQO e a remoção de cores verdadeiras apenas em 61,3% e 3,78%, respectivamente. Em geral, os catalisadores estudados tiveram um efeito maior na remoção de DQO.

PALAVRAS-CHAVE: Ozonização convencional. Ozonização catalítica. Efluente sanitário sintético.

INTRODUÇÃO

O descarte de efluente sanitário sem tratamento nos rios, lagos e mares é um problema ambiental, social e de saúde pública. Aplicam-se técnicas de tratamento em diferentes níveis e eficiências a fim de adequar o efluente a um padrão de qualidade pré-estabelecido. Os processos convencionais de tratamento não são capazes de remover as altas cargas de microrganismos patogênicos, matéria orgânica e nutrientes do efluente sanitário. Faz-se necessário, então, o uso de etapas a nível terciário (CHERNICHARO, 2001; BASSANI, 2002; SANTOS, 2004; SILVA, 2009).

A ozonização se destaca dentre os processos oxidativos avançados no tratamento de efluente sanitário e industrial. Todavia, a ozonização causa a mineralização incompleta do efluente, com geração de subprodutos formados por compostos oxigenados de massa molecular reduzida. Esses subprodutos geralmente são compostos mais polares, hidrofílicos e biodegradáveis do que seus precursores (ASSALIN et al., 2006). Neste sentido, novas tecnologias objetivam aumentar a eficiência da ozonização na degradação e mineralização de compostos orgânicos poluentes e metodologias de oxidação bastante promissoras têm sido apontadas na literatura, como por exemplo, a ozonização catalítica (ASSALIN et al. 2006; FARIA et al., 2006; BRITO, 2014; MESSIAS, 2015; PINHEIRO, 2014; PAULA 2016).

A ozonização catalítica ocorre com a adição de um catalisador ao efluente a ser tratado e é um mecanismo de alta eficiência na remoção de diferentes compostos orgânicos, podendo ocorrer como um processo homogêneo ou heterogêneo.

O processo homogêneo é fundamentado na ativação do ozônio por íons metálicos presentes na solução aquosa; já no processo heterogêneo, o ozônio é ativado na presença de óxidos metálicos ou óxidos metálicos suportados, como o carvão ativado (BRITO, 2014). A ozonização catalítica

¹ Graduada em Engenharia Ambiental (UFU), mestre em Recursos Hídricos e Saneamento Ambiental (FECIV/UFU), doutoranda em Engenharia Química (FEQ/UFU) (maria.zizi@hotmail.com)

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marcio.salla@ufu.br)

³ Graduada em Engenharia Ambiental (andressademoura.s@gmail.com) (camila.aguiar@hotmail.com)

homogênea tem como catalisadores propostos os seguintes metais de transição: Fe^{2+} , Mn^{2+} , Ni^{2+} , Cd^{2+} , Cu^{2+} , Ag^+ , Cr^{3+} , Zn^{2+} . É importante se atentar à natureza do metal de transição aplicado, visto que este determina a taxa de reação, a seletividade e o consumo de ozônio. Os íons metálicos podem iniciar o processo de decomposição do ozônio em meio aquoso, levando à formação do radical hidroxila, acelerando a decomposição do ozônio e a consequente oxidação dos poluentes (ASSALIN et al., 2006). Esta metodologia consegue alcançar altas taxas de mineralização da matéria orgânica, em pH ácido, superando o desempenho da ozonização convencional, devido à formação de compostos refratários. De acordo com Brito (2014), além da maior eficiência de remoção de matéria orgânica, a ozonização catalítica homogênea reduz o consumo de ozônio.

Em termos de ozonização catalítica heterogênea com carvão ativado, De Arruda Guelli Ulson De Souza (2012) classifica a adsorção em carvão ativado como um processo bastante comum na eliminação de poluentes orgânicos de efluentes líquidos, onde as propriedades adsorventes advêm de sua estrutura e sua composição. De acordo com Beltrán et al. (2002), Soares (2006) e Paula (2016), o carvão ativado é capaz de catalisar a decomposição do ozônio molecular em espécies altamente reativas na fase aquosa, bem como atuar como adsorvente.

A literatura da área aponta para a elevada potencialidade da ozonização catalítica no tratamento de efluente sanitário. Neste contexto, o presente artigo avaliou a influência dos catalisadores carvão ativado, Fe^{3+} e Mn^{2+} na capacidade oxidativa do ozônio em efluente sanitário sintético.

METODOLOGIA

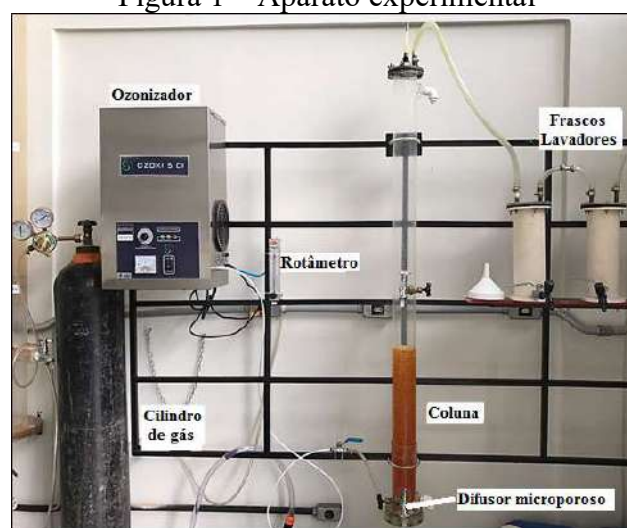
Caracterização do efluente sanitário sintético

Em cada ensaio foram inseridos na coluna de ozonização quatro litros de efluente sanitário sintético, preparado de acordo com os procedimentos descritos por Oliveira (2003). A composição do efluente sintético seguiu as seguintes proporções em volume de seus constituintes: 50% de proteínas (extrato de carne), 40% de carboidratos (glicose e amido comercial) e 10% de lipídeos (óleo de soja). Cada constituinte teve sua concentração de massa calculada, estequiometricamente, a partir dos valores de DQO encontrados nas soluções preparadas, conforme Standard Methods for Examination of Water and Wastewater (APHA, 2017).

Aparato experimental

A Figura 1 mostra a disposição do aparato experimental utilizado.

Figura 1 – Aparato experimental





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Os componentes básicos do aparato experimental incluem: equipamento ozonizador abastecido com cilindro de oxigênio com 99,95% de pureza; rotâmetro de inox graduado de 60 até 300 L/h, para controle da carga aplicada de ozônio na coluna de ozonização; coluna de ozonização, confeccionada em acrílico transparente, com 100 mm de diâmetro interno, 5 mm de espessura e 1,5 m de altura. O ponto de coleta de amostra situa-se próximo à base da coluna; difusor de ar confeccionado em plástico microporoso (poros de 20 μm) para formação das bolhas ascensionais de ozônio; dois frascos lavadores de gás ligados em série, confeccionados em PVC de 100 mm e 40 cm de altura. Os frascos têm a função de quebrar as moléculas de ozônio, que são tóxicas, transformando-as novamente em oxigênio, que é liberado na atmosfera.

Procedimento experimental

Os ensaios de ozonização convencional e catalítica do efluente sanitário sintético foram realizados para efluentes com pH ácido, básico e neutro em escoamento descontínuo. A carga aplicada de ozônio variou entre 2,07 e 7,15 gO_3/h e o tempo de contato foi fixado em 60 minutos, utilizando o oxigênio (99,95% de pureza) como gás para abastecer o ozonizador e, conseqüentemente, gerar o gás ozônio.

Na avaliação da ozonização catalítica homogênea, estudou-se os resultados da adição dos íons metálicos Fe^{3+} e Mn^{2+} , que foram adicionados ao efluente sintético sob a forma de sais solúveis (0,1452 g de FeCl_3 e 0,15382g de $\text{MnSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ por litro de efluente). Neste momento, não houve variação no pH do efluente, adotando-se apenas o pH ácido (próximo de 3). De acordo com Assalin et al. (2006), o uso apenas do pH ácido ocorreu em virtude de precipitação desses íons em meios básicos, restringindo assim os processos de ozonização catalítica a meios ácidos.

Buscando contemplar a ozonização catalítica heterogênea, estudou-se os efeitos da adição de carvão ativado em pó ao esgoto sintético na proporção de 2g/L. Nesta etapa, procedeu-se com a variação do pH em ácido, real e básico. O pH do efluente foi acidificado adicionando H_2SO_4 aos poucos, fazendo a medição com o pHmetro concomitantemente, até atingir o pH desejado. A alcalinização da solução foi feita adicionando NaOH , seguindo os mesmos passos da acidificação.

As amostras coletadas foram filtradas em papel de filtro qualitativo para remoção dos catalisadores. Os parâmetros DQO, cor verdadeira, turbidez e pH foram monitorados no efluente bruto e em amostra coletada após 60 minutos de tempo de contato. Todas as análises dos parâmetros foram realizadas em triplicata.

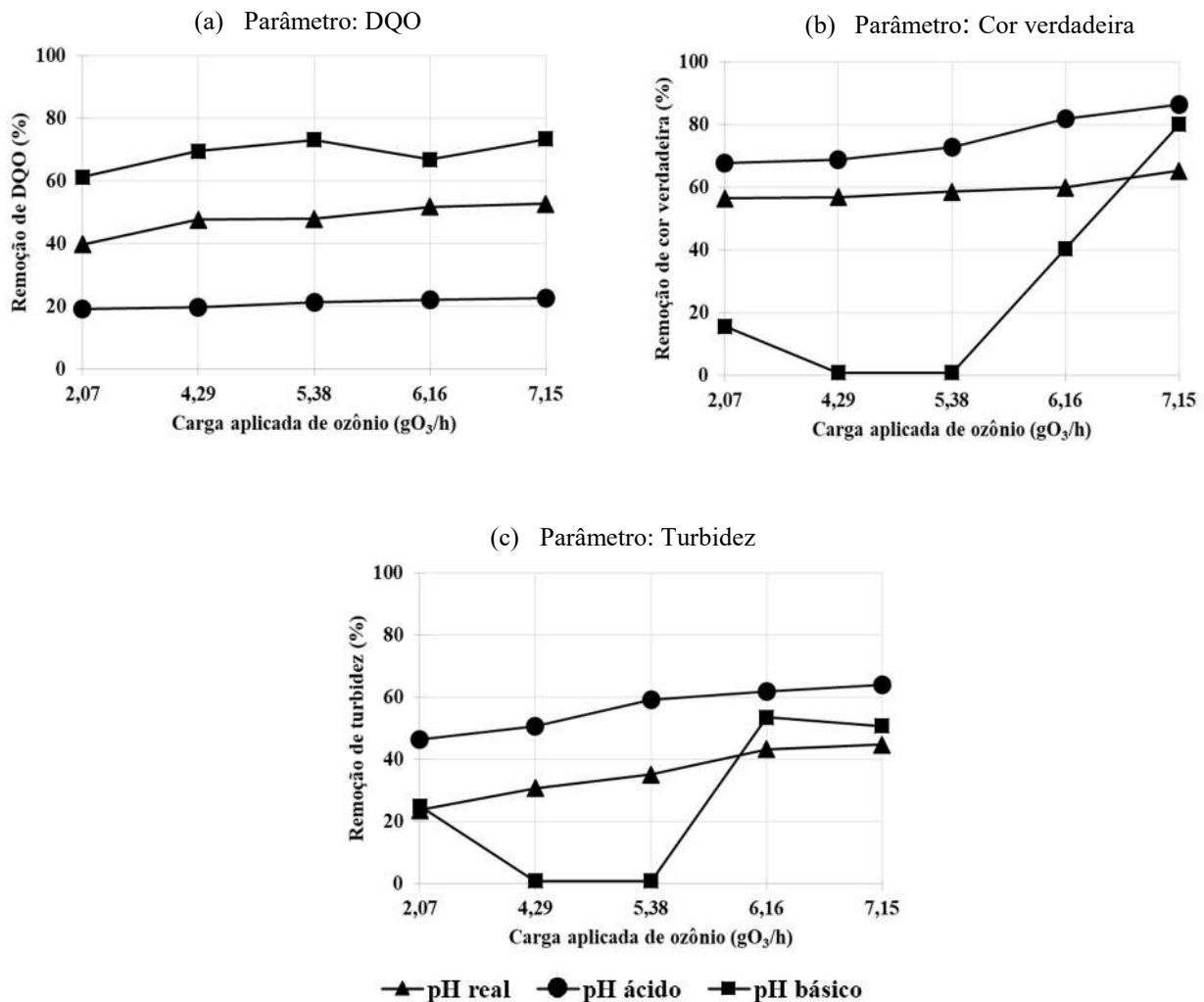
RESULTADOS E DISCUSSÕES

De acordo com Salla (2006), De Arruda Guelli Ulson De Souza (2012) e Schulz et al. (2012), compostos ácidos são formados no processo de ozonização convencional. Com isso, na ozonização convencional e catalítica, independente do pH avaliado (seja não corrigido, ácido ou básico), houve acidificação do efluente ao longo dos 60 minutos de ozonização, variando de 11 a 7 para o pH básico, 7 a 5 para o pH não corrigido e 3 a 2,8 para o pH ácido.

Ozonização Convencional

A Figura 2 ilustra a remoção de DQO, cor verdadeira e turbidez durante a ozonização convencional em pH não corrigido, pH ácido e pH básico.

Figura 2 – Eficiência de remoção da ozonização convencional



A Figura 2(a) mostra que a remoção de DQO foi diretamente proporcional ao aumento da carga aplicada de ozônio, com maior remoção em pH básico, seguido pelo pH não corrigido e o pH ácido. Para a carga máxima aplicada de 7,15 gO₃/h, após 60 minutos de tempo de ozonização, as remoções de DQO foram de 22,8%, 73,4% e 52,7% para o pH ácido, básico e não corrigido, respectivamente. A superioridade da remoção de DQO em pH básico também foi obtida por De Arruda Guelli Ulson De Souza (2012) em efluente sanitário e por Balcioglu e Otker (2003) em efluente farmacêutico com antibióticos.

De acordo com Assalin et. al (2006), a ozonização em pH ácido ocorre por meio de reações via ozônio molecular, que apresenta menores taxas de remoção de matéria orgânica em comparação com a oxidação indireta via hidroxila. Em pH ácido, a ozonização direta (também chamada de ozonólise) é bastante seletiva, relativamente lenta e frequentemente produz ácidos carboxílicos. Em pH acima de 9 a ozonização ocorre de forma indireta, na qual as moléculas de ozônio se decompõem em radicais hidroxila ($\cdot\text{OH}$), espécies altamente oxidantes que reagem com a maioria dos compostos orgânicos. A ozonização indireta ocorre com maior velocidade e não é seletiva (CURTI, 2011 e DE ARRUDA GUELLI ULSON DE SOUZA, 2012).

De acordo com as Figuras 2(b) e 2(c), existe uma tendência das remoções de cor verdadeira e turbidez, respectivamente, serem maiores em pH ácido. Constatação similar foi obtida por Silva



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

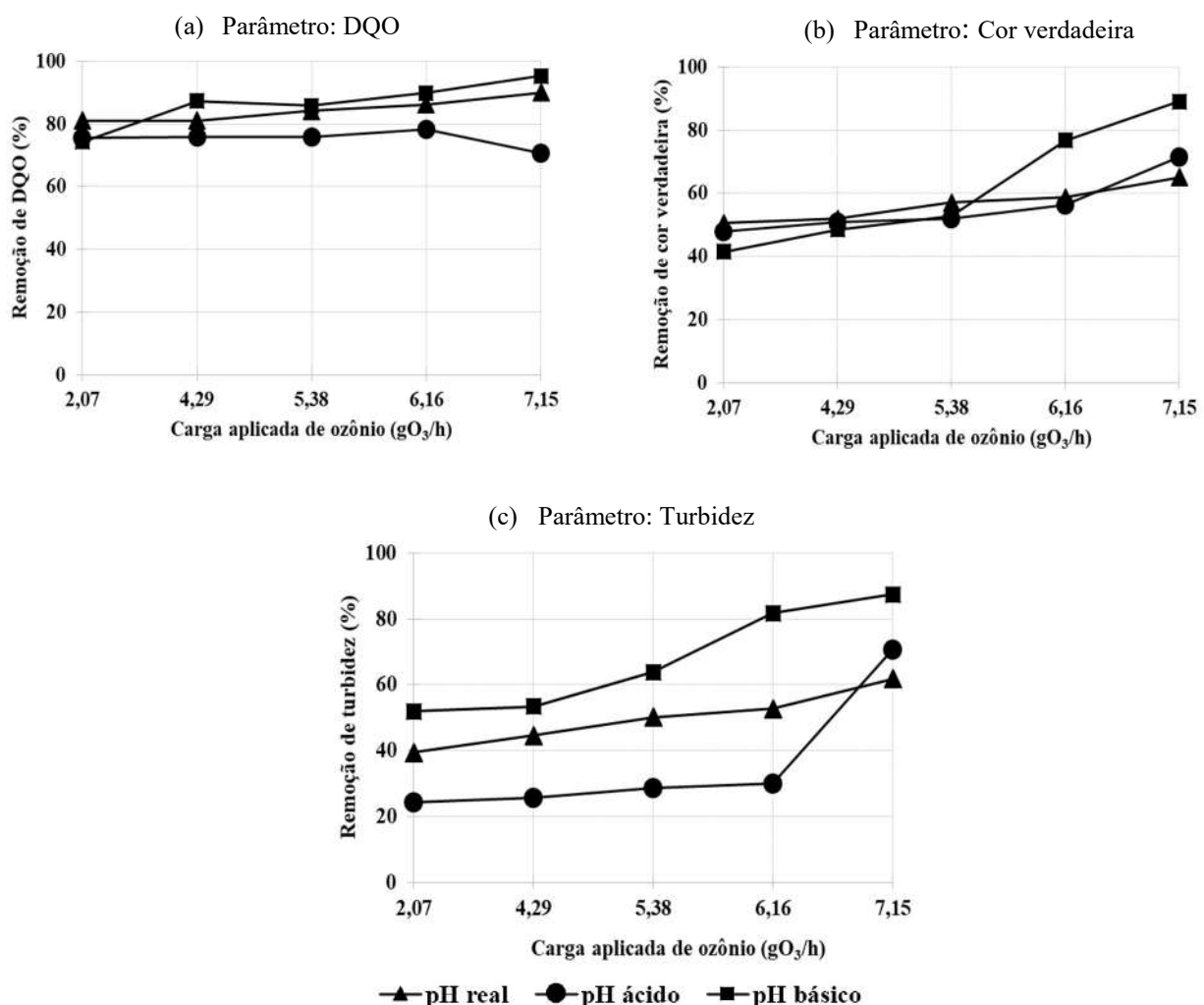
(2009), Soares (2006) e Paula (2016). Ainda de acordo com as Figuras 2(b) e 2(c), existe uma relação direta entre a carga aplicada de ozônio e a remoção de cor verdadeira e turbidez para pH ácido e pH não corrigido. Para a carga máxima aplicada de 7,15 gO₃/h, após 60 minutos de tempo de ozonização, as remoções de cor verdadeira foram de 86,4; 80,0 e 65,2% para o pH ácido, básico e não corrigido, respectivamente. Já as remoções de turbidez foram de 64,1; 50,7% e 44,8% para o pH ácido, básico e não corrigido, respectivamente.

Em pH básico houve um comportamento oscilatório das curvas que relacionam a remoção de DQO com a carga aplicada de ozônio. A maior remoção de cor verdadeira (80%) foi obtida na carga máxima aplicada de 7,15 gO₃/h, enquanto que a maior remoção de turbidez (53,6%) foi obtida na carga aplicada de 6,16 gO₃/h. Segundo Pinheiro (2014), para se alcançar eficiência de remoção de cor verdadeira e turbidez mais elevadas em pH básico seria necessário aumentar a carga aplicada de ozônio e o tempo de contato entre o ozônio injetado e o efluente.

Ozonização catalítica heterogênea

A Figura 3 ilustra as remoções de DQO, cor verdadeira e turbidez durante a ozonização catalisada com carvão ativado em pH não corrigido, pH ácido e pH básico.

Figura 3 – Eficiência de remoção da ozonização catalisada com carvão ativado



De acordo com as Figuras 3(a), a remoção de DQO foi diretamente proporcional à carga aplicada de ozônio, fato também ocorrido na ozonização convencional. Observa-se que a variação do pH do efluente não interferiu significativamente na eficiência de remoção da DQO. Para a carga máxima aplicada de 7,15 gO₃/h, após 60 minutos de tempo de ozonização, as remoções de DQO foram de 70,6%, 95,2% e 90,0% para o pH ácido, básico e não corrigido, respectivamente. Ainda com foco na maior carga aplicada de ozônio analisada (7,15 gO₃/h), a ozonização catalítica com carvão ativado, em comparação com a ozonização convencional, aumentou a remoção de DQO em 21,8% para efluente com pH básico, 47,8% para efluente com pH ácido e 37,3% para efluente com pH não corrigido. De acordo com Béltran et al. (2002), a presença do carvão ativado no meio reacional acelera a decomposição do ozônio em radical hidroxila e aumenta a capacidade adsorvente da matéria orgânica.

Para a maior carga aplicada de ozônio (7,15 gO₃/h), as remoções de cor verdadeira, para 60 minutos de ozonização, foram de 71,4%, 89,1% e 65,1%, respectivamente, em pH ácido, básico e não corrigido (ver Figura 3b). Já as remoções de turbidez foram de 70,6%, 87,4% e 61,8%, respectivamente, em pH ácido, básico e não corrigido (ver Figura 3c). Em comparação com a ozonização convencional e com foco na maior carga aplicada de ozônio (7,15 gO₃/h), a ozonização catalítica com carvão ativado aumentou a remoção de cor verdadeira e turbidez, respectivamente, em 9,1% e 36,7% para efluente com pH básico; 0% e 6,5% para efluente com pH ácido e 2,6% e 17,0% para efluente com pH não corrigido.

A superioridade na remoção de cor verdadeira e turbidez alcançadas na presença de carvão ativado e em pH básico se deve à capacidade deste catalisador em decompor ozônio em radical hidroxila com maior velocidade para pH maiores que 6 (PINHEIRO, 2014). Paula (2016) também atestou a capacidade catalítica do carvão ativado, ao comparar a efetividade da ozonização convencional e catalítica por carvão ativado no tratamento de águas residuárias de lavagem de veículos, alcançando o incremento de eficiência de remoção de 35,1% para a DQO, 40,7% para a cor verdadeira e 68,6% para a turbidez. Já Faria et al. (2006), em efluente têxtil, alcançaram a completa remoção de cor verdadeira após 15 minutos de ozonização catalítica com carvão ativado.

Ozonização catalítica homogênea

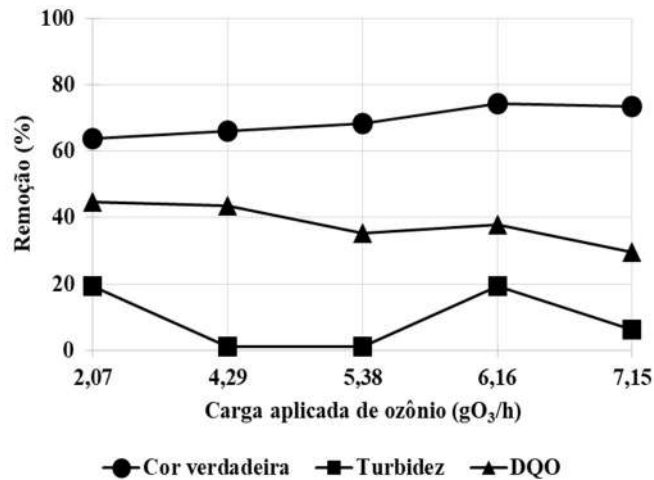
- Adição de Fe³⁺

A Figura 4 ilustra a remoção de DQO, cor verdadeira e turbidez na ozonização catalisada, com adição de Fe³⁺, em pH ácido (próximo a 3). As maiores remoções de DQO e turbidez ocorreram na menor carga aplicada de ozônio (2,07 gO₃/h) e iguais a 44,6% e 19,4%, respectivamente. A maior remoção de cor verdadeira, igual a 74,4%, ocorreu para a carga aplicada de 6,16 gO₃/h. Este comportamento evidencia a influência das características hidrodinâmicas na eficiência da ozonização catalítica com adição de Fe³⁺. Neste sentido, atribui-se o comportamento oscilatório, principalmente para os parâmetros DQO e turbidez, à presença da forma sólida deste catalisador no efluente. Segundo Salla (2006), Schulz et al. (2012) e Pinheiro (2014), os sólidos suspensos possuem maior tendência de adesão à espuma do efluente e às bolhas ascensionais de ozônio que, por vezes, são carregados para a superfície líquida (indicando uma diminuição na concentração de turbidez e DQO na massa líquida) e, por vezes, retornam à massa líquida em função da hidrodinâmica na coluna (indicando um aumento na concentração de turbidez e DQO na massa líquida).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 4 – Remoção de DQO, cor verdadeira e turbidez na ozonização catalisada com Fe^{3+} , em pH ácido



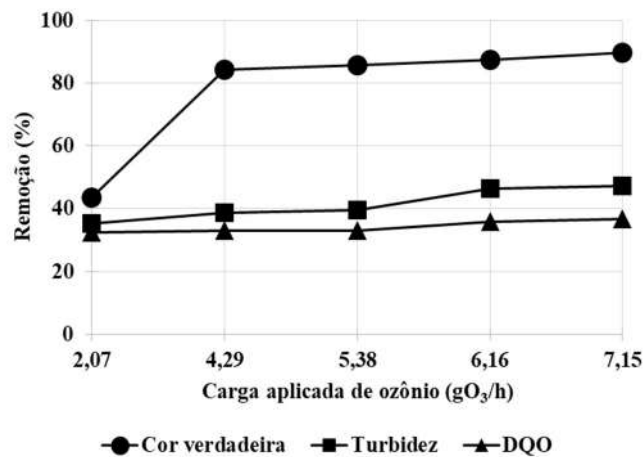
As remoções de DQO alcançadas na ozonização catalisada com adição de Fe^{3+} foram maiores do que as obtidas na ozonização convencional em pH ácido e menores do que a ozonização catalisada com carvão ativado (para todos os valores de pH analisados). Com foco na carga aplicada de 7,15 gO₃/h, em comparação com a ozonização convencional, houve um incremento de 6,8% na remoção de DQO a partir da ozonização catalítica com Fe^{3+} . Nesta mesma configuração experimental, a ozonização com carvão ativado incrementou 47,8% a remoção de DQO. Mahmoud (2007) menciona que a ozonização catalítica com Fe^{3+} em efluente têxtil, também em comparação com a ozonização convencional, aumentou a eficiência de remoção do carbono orgânico total em 70%. Neste mesmo enfoque, todavia em solução de fenol, Canton et al. (2003) elevaram em 30% a eficiência de remoção do carbono orgânico total. Ainda de acordo com Canton et al. (2003), a presença de íons metálicos influencia na velocidade de degradação do processo e não na quantidade de remoção propriamente dita. Já Brito (2014) comprovou a capacidade oxidativa deste íon no tratamento de chorume, alcançando aproximadamente 82% de remoção de DQO e 59% de remoção de carbono orgânico total.

De uma forma geral, a ozonização convencional gerou maior eficiência de remoção de cor verdadeira quando comparada com a ozonização catalítica com adição de Fe^{3+} . Em contrapartida, a ozonização catalítica com adição de Fe^{3+} incrementou em 2,1% a eficiência de remoção da cor verdadeira quando comparada com a ozonização catalítica com carvão ativado. Observa-se que a ozonização convencional e a catalítica com carvão ativado geraram maior eficiência de remoção de turbidez quando comparadas com ozonização catalítica com adição de Fe^{3+} . Neste sentido, percebe-se que a adição Fe^{3+} não beneficiou a remoção de turbidez.

- Adição de Mn^{2+}

A Figura 5 ilustra a remoção de DQO, cor verdadeira e turbidez na ozonização catalisada com adição de Mn^{2+} , em pH ácido (próximo a 3). A relação direta entre a eficiência de remoção de DQO, cor verdadeira e turbidez com a carga aplicada de ozônio evidencia que, na ozonização catalisada com Mn^{2+} , não houve a influência das características hidrodinâmicas.

Figura 5 – Remoção de DQO, cor verdadeira e turbidez na ozonização catalisada com Mn^{2+} , em pH ácido



A maior remoção de DQO, em 60 minutos de ozonização para 7,15 gO₃/h, foi de 36,8% (ver Figura 5). De uma forma geral, a remoção de DQO promovida pela ozonização catalítica com adição de Mn^{2+} foi menor do que a remoção promovida pela ozonização catalisada com Fe^{3+} e a promovida pela adição de carvão ativado em pH ácido. Em contrapartida, incrementou em 14% a remoção quando comparada à ozonização convencional em pH ácido. Assalin et al. (2006) e Mahmoud (2007), no tratamento de efluente têxtil, afirmam que a ozonização catalítica com adição de Mn^{2+} traz maior eficiência do que a ozonização convencional, em pH ácido, na remoção de carbono orgânico total.

As remoções de cor verdadeira na ozonização catalítica com adição de Mn^{2+} foram significativas, com remoção de 89,7% para a produção 7,15 gO₃/h (ver Figura 5). Esta porcentagem é superior às maiores remoções encontradas na ozonização convencional (86,4%), na ozonização catalisada com carvão ativado (71,4%) e na ozonização catalisada com Fe^{3+} (66,0%), todas em pH ácido. O potencial da ozonização catalisada com Mn^{2+} na remoção de cor verdadeira em efluente têxtil foi comprovada por Arslan et al. (2000).

Ainda na Figura 5, a maior remoção de turbidez, 47,2%, foi alcançada com a aplicação de 7,15 gO₃/h. A ozonização convencional e catalítica com carvão ativado em pH ácido alcançaram, respectivamente, 64,1% e 70,6% de remoção de turbidez. Todavia, a adição do catalisador Mn^{2+} elevou em 35,9% a remoção de turbidez quando comparado ao catalisador Fe^{3+} .

CONCLUSÕES

Em termos de remoção de DQO, a ozonização catalisada com carvão ativado em pH básico consiste na melhor configuração de tratamento em comparação com a ozonização convencional e catalisadas por Fe^{3+} e Mn^{2+} . Quanto à remoção da cor verdadeira, deve-se priorizar, nesta ordem, a ozonização catalisada com adição de carvão ativado em pH básico, a ozonização catalítica com adição de Mn^{2+} em pH ácido e a ozonização convencional em pH ácido, com remoções superiores a 50%. Agora, em termos de remoção da turbidez, deve-se priorizar, nesta ordem, a ozonização catalisada com carvão ativado em pH básico, a ozonização convencional em pH ácido, a ozonização catalisada com Mn^{2+} em pH ácido e a ozonização catalisada com Fe^{3+} , com remoções também superiores a 50%.

O processo aqui descrito foi realizado em escala laboratorial e em escoamento descontínuo. A redução dos custos na produção do ozônio, associada ao elevado potencial de oxidação e desinfecção



**I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia**

da ozonização catalítica, aumenta o potencial de uso desta tecnologia em efluente sanitário real sob escoamento contínuo.

REFERÊNCIAS

APHA, AWWA; WPCF. *Standards Methods For Examination Of Water And Wastewater* (2017). 23th ed. Amer. Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation, Washington, D. C. USA.

ASSALIN, M R; DURÁN, N. **Novas tendências para aplicação de ozônio no tratamento de resíduos: ozonização catalítica.** Embrapa Meio Ambiente-Artigo em periódico indexado (ALICE), 2006.

ARSLAN, I.; BALCIOGLU, I. A.; TUHKANEN, T. **Advanced treatment of dyehouse effluents by Fe(II) and Mn(II)-catalyzed ozonation and the H₂O₂/O₃ process.** *Water Science & Technology*, v. 42, n. 1-2, p. 13-18, 2000.

BALCIOĞLU, I A; ÖTKER, M. **Treatment of pharmaceutical wastewater containing antibiotics by O₃ and O₃/ H₂O₂ processes.** *Chemosphere*, v. 50, n. 1, p. 85-95, 2003.

BASSANI, Leandro et al. **Utilização do ozônio na desinfecção de efluentes sanitários.** In: 28º Congresso Interamericano de Ingenieria Sanitária y Ambiental. México. 2002.

BELTRÁN, F. J. et al. **Kinetics of heterogeneous catalytic ozone decomposition in water on an activated carbon.** *Ozone: science & engineering*. v. 24, n. 4, p. 227-237, 2002.

BRITO, R A. **Ozonização catalítica do chorume proveniente do aterro sanitário de Cachoeira Paulista-SP na presença de ferro em sistema contínuo.** Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo. 2014.

CANTON, C ESPLUGAS, S; CASADO, J. **Mineralization of phenol in aqueous solution by ozonation using iron or copper salts and light.** *Applied Catalysis B: Environmental*, v. 43, n. 2, p. 139-149, 2003.

CHERNICHARO, C A L et al. *Pós-tratamento de efluentes de reatores anaeróbios.* PROSAB, 2001.

CURTI, Karla Carvalho Fernandes. **Estudo comparativo da degradação do inseticida Endosulfan através de: ozônio, fotólise e ozonização fotolítica.** 2011. 155 f. Tese (Doutorado em Ciências Exatas e da Terra) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2011.

DE ARRUDA GUELLI ULSON DE SOUZA, Selene Maria; DE SOUZA, Fernanda Batista; ULSON DE SOUZA, Antônio Augusto. **Application of individual and simultaneous ozonation and adsorption processes in batch and fixed-bed reactors for phenol removal.** *Ozone: Science & Engineering*, v. 34, n. 4, p. 259-268, 2012.

FARIA, P. C. C; ÓRFÃO, J. J. M; PEREIRA, M. F. R. **Ozone decomposition in water catalyzed by activated carbon: influence of chemical and textural properties.** *Industrial & engineering chemistry research*. v. 45, n. 8, p. 2715-2721, 2006.

MAHMOUD, Amira; FREIRE, Renato S. **Métodos emergentes para aumentar a eficiência do ozônio no tratamento de águas contaminadas.** Química Nova, v. 30, n. 1, p. 198, 2007.

MESSIAS, Raquel A. et al. **Catalytic Ozonation Using Fe²⁺ in the Treatment of Dairy Effluent in a Semi-Batch Process with Recycle.** Journal of the Brazilian Chemical Society, v. 26, n. 7, p. 1509-1519, 2015.

OLIVEIRA, André Luiz de et al. **Desnitrificação em sistema de reatores sequenciais em batelada tratando esgoto sanitário sintético usando como fonte de carbono o próprio esgoto sintético.** In: Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental No. 22; V Feira Internacional de Tecnologias de Saneamento Ambiental. ABES, 2003. p. 1-10.

PAULA, L. O.; SALLA, M. R. ; PINHEIRO, A. M. . **Tratamento de efluente da atividade automotiva por ozonização convencional e catalítica.** Revista DAE, 2016.

PINHEIRO, A. M. **Pós-tratamento de efluente saneante domissanitário por ozonização convencional e catalítica.** 2014. 175f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.

SALLA, M. R. **Sistema de ozonização em esgoto de reator anaeróbio: estudo da hidrodinâmica e das respostas oscilantes de DQO.** 2006. 443f. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2006.

SANTOS, A. D.; JOHN, V. M. ; COELHO, A. C. V. . **Reciclagem do lodo de esgoto - uma alternativa de gestão.** In: I Conferência Latinoamericana de Construção Sustentável, 2004, São Paulo. Construção Sustentável, 2004.

SCHULZ, H. E. ; DANIEL, L. A. ; SALLA, M. R. **COD Fluctuations in Ozonation Columns for Wastewater Treatment: Effects of Intermediate Organic Compounds.** Journal of Water Resource and Hydraulic Engineering, v. 1, p. 1-9, 2012.

SILVA, Alessandra C. et al. **Ozonation of azo dyes (Orange II and Acid Red 27) in saline media.** Journal of hazardous materials, v. 169, n. 1-3, p. 965-971, 2009.

SOARES, O, S, G, P. **Tratamento em contínuo de efluentes corados por ozonização catalítica.** 2006. Dissertação de mestrado. Departamento de Engenharia Química, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

VON SPERLING, M. **Princípios do Tratamento Biológico de Águas Residuárias: Introdução à Qualidade das Águas e ao Tratamento de Efluentes.** 4. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Editora UFMG, 2014. 472 p. v.1.



INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE DIFUSÃO NO AVANÇO DE PLUMAS POLUENTES EM RESERVATÓRIO

Lays Oliveira Fonseca¹; Maiane Ribeiro Silva¹; José Eduardo Alamy Filho²

RESUMO

O transporte de poluentes em corpos de água é matematicamente descrito pela equação de Advecção-Difusão. Na superfície livre de reservatórios, onde a magnitude das velocidades é baixa, o mecanismo difusivo é preponderante. O foco deste trabalho consiste na modelagem bidimensional de plumas poluidoras em cenários hipotéticos aplicados ao reservatório do Parque do Sabiá, em Uberlândia, MG. O modelo consiste na discretização do domínio por diferenças finitas e na imposição de uma função indicadora para marcar os nós que estão dentro do lago. A solução da equação de Difusão transiente baseou-se no método explícito de Euler, de primeira ordem, com derivadas espaciais aproximadas por diferenças centradas de segunda ordem. O código foi implementado na linguagem *Visual Basic for Applications* (VBA). Foram simulados onze cenários com difusividades variando de 10^{-5} m²/s a 1 m²/s. Os resultados revelam que, no horizonte diário, frentes de pluma identificadas com concentrações inferiores a 5% da concentração máxima somente atingem toda a área do reservatório para difusividades iguais ou superiores a 0,1 m²/s. O avanço da pluma é sensível a modificações no coeficiente de difusão. A área afetada pode aumentar na ordem de 21 vezes, para difusividade 1000 vezes maior que a mínima simulada.

PALAVRAS-CHAVE: Advecção-Difusão, modelagem numérica, transporte de poluentes.

INTRODUÇÃO

A Mecânica dos Fluidos Ambiental (MFA) estuda os processos mecânicos que afetam o destino e o transporte de substâncias através da hidrosfera e da atmosfera em escala local ou regional. Em termos gerais, essa ciência analisa como os fluidos transportam substâncias, dissolvidas ou suspensas, através do ambiente natural. O transporte de massa pode representar ampla variedade de marcadores passivos e reativos, como oxigênio dissolvido, salinidade, metais pesados, nutrientes, sedimentos e muitos outros. Para efeito deste artigo, tais constituintes são genericamente chamados de “poluentes”.

O transporte de massa entre dois pontos de um meio fluido ocorre por dois mecanismos fundamentais: Advecção, que é o movimento das partículas devido ao fluxo principal do fluido, onde as partículas são carregadas pelo próprio movimento do escoamento, com direção e sentido preferencial; Difusão, que é o movimento de partículas sem direção preferencial, decorrente de gradientes de concentração e de colisões entre massas de fluido. A combinação desses dois mecanismos é governada pela Equação de Advecção-Difusão (CHAPRA, 1997, apud COSTA, 2016).

O processo difusivo exerce um importante papel no meio líquido, pois tende a transferir o poluente de zonas mais concentradas para áreas menos concentradas. A difusão turbulenta depende do escoamento, pois é causada por turbilhões dos mais variados tamanhos e orientações, sendo, na verdade, um movimento advectivo com resultados de aparência difusiva (FIEDLER, 2012). Em reservatórios, o mecanismo difusivo é dominante sobre o advectivo, de forma que o coeficiente de difusão é importante para efetuar simulações de possível propagação de poluentes no meio fluido.

¹ Mestrandas (PPGEC/UFU) (laysfonseca3@gmail.com, eng.maianeribeiro@gmail.com)

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br)

Na prática, isso significa que, por meio de um modelo matemático, o coeficiente de difusão pode ser mensurado e corrigido para obterem-se resultados representativos do cenário físico a ser avaliado. Para ilustrar o argumento, emprega-se, dentre outros, o método explícito em diferenças finitas para simular a propagação de poluentes (ZABADAL et al., 2010). Dessa forma, a simulação poderá prever como será o avanço da pluma (isolinhas de concentração) no meio fluido.

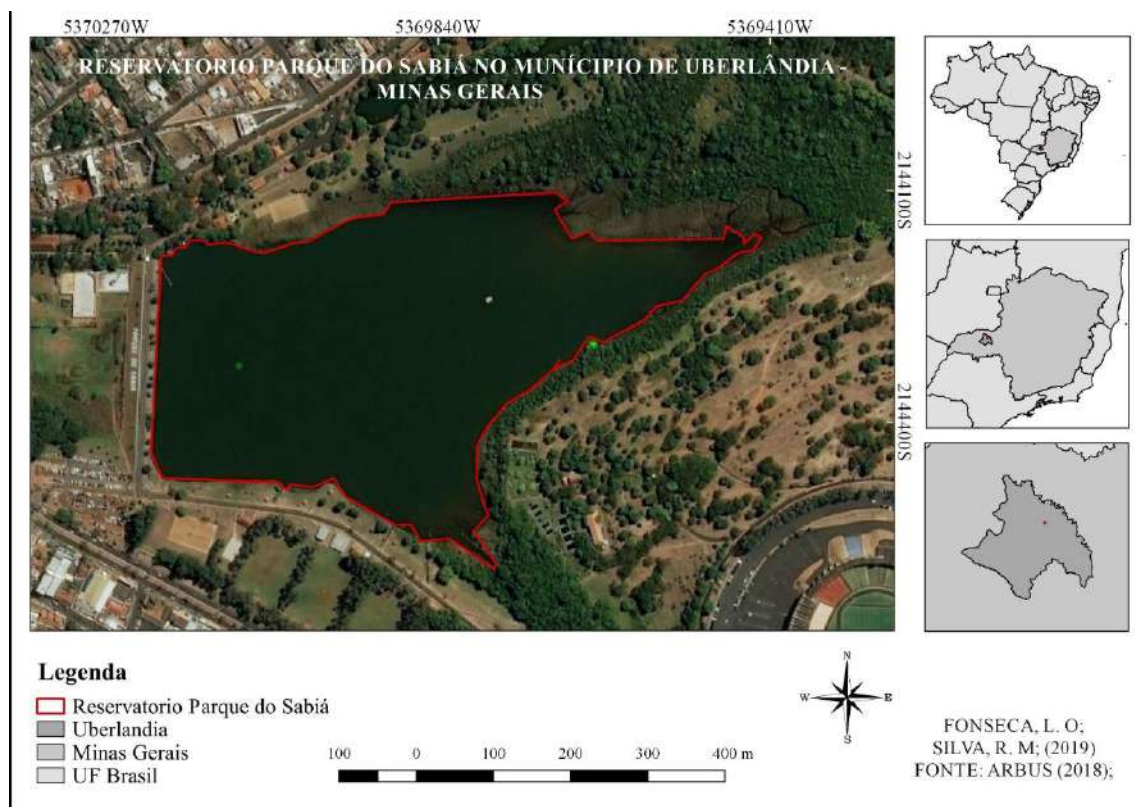
Nessa linha de abordagem, foi utilizado, neste estudo, um modelo bidimensional implementado em um conjunto de códigos computacionais escritos em VBA (*Visual Basic For Applications*) para a estimativa do avanço de um poluente genérico em reservatório. Os cenários de simulação abordaram diferentes valores de coeficiente de difusão. Diante disso, este artigo analisou o efeito desse parâmetro – também chamado de difusividade efetiva – na dispersão de poluente na superfície livre do reservatório do Parque do Sabiá, situado na cidade de Uberlândia, Minas Gerais. Além disso, averiguou-se a sensibilidade do mesmo em relação à área afetada pelo avanço da pluma.

METODOLOGIA

Etapa preliminar

A etapa preliminar foi dedicada ao levantamento de dados característicos da área analisada. Neste contexto, conforme Figura 1, foi delimitada a área do reservatório do Parque do Sabiá. Os dados batimétricos do corpo hídrico foram disponibilizados pelo grupo de pesquisa em recursos hídricos da FECIV/UFU.

Figura 1- Mapa de localização do reservatório do Parque do Sabiá





I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Processo de Advecção-Difusão

A determinação das concentrações de poluentes na superfície livre do reservatório estudado foi calculada utilizando a equação de Advecção-Difusão expressa matematicamente como:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u \frac{\partial c}{\partial x} + v \frac{\partial c}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial x} D_x \frac{\partial c}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} D_y \frac{\partial c}{\partial y} + g \quad (1)$$

Na Equação (1), (x,y) são coordenadas dos pontos receptores; (u,v) são componentes da velocidade de escoamento; D_x e D_y são os coeficientes de difusão nas direções x e y; g é o termo fonte sumidouro; c representa a concentração e t é o tempo. Trata-se de um modelo bidimensional (2D), que pode ser aplicado para estimar a dispersão de poluentes na superfície livre de corpos de água. Em reservatórios, onde o mecanismo difusivo é dominante, os termos advectivos podem ser desprezados, resultando na Equação (2):

$$\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} D_x \frac{\partial c}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} D_y \frac{\partial c}{\partial y} + g \quad (2)$$

Neste trabalho, o tratamento numérico da Equação (2) seguiu o método de diferenças finitas. Nesse sentido, realizou-se a discretização do domínio a partir do modelo topobatimétrico digital (Figura 2), sendo considerada uma matriz de 200x200 (40.000 elementos), cujas posições são representadas por i (linhas ao longo da direção sul-norte) e j (colunas ao longo da direção oeste-leste). Também foi necessária a aplicação de uma função indicadora (I) para marcar os nós que estão dentro/fora do reservatório, respectivamente chamados de nós molhados/secos. Essa função auxiliar é expressa da seguinte forma:

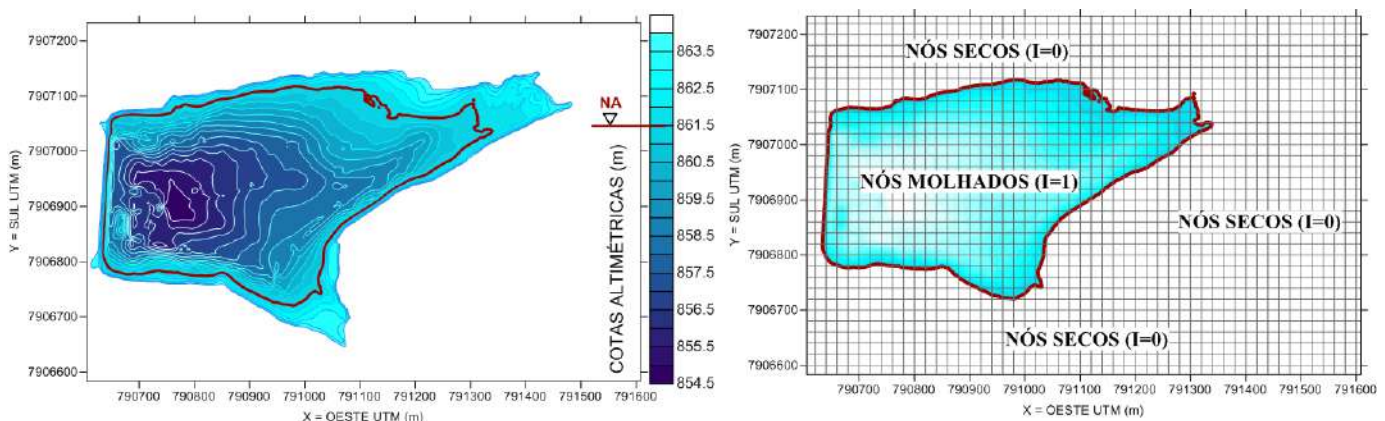
Se $NA > Z_o$: Nó molhado, ou seja, $I = 1$;

Se $NA \leq Z_o$: Nó seco, ou seja, $I = 0$;

NA = Nível de água do reservatório;

Z_o = cota do terreno ou do fundo do reservatório, extraída do modelo topobatimétrico.

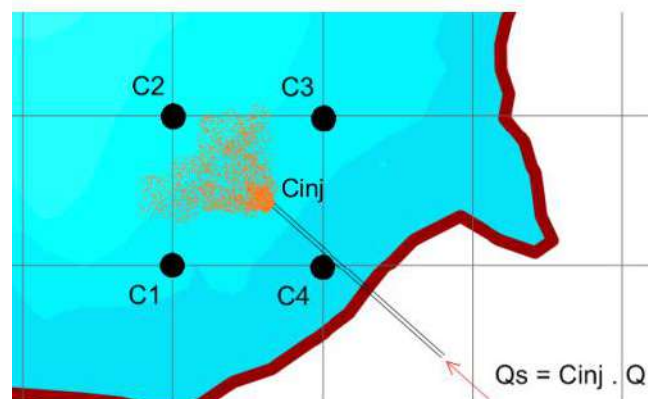
Figura 2 - Modelo topobatimétrico do reservatório do Parque do Sabiá e esquema de malha de discretização cartésiana



Para efeito de simulação, o nível de água do reservatório foi adotado com a cota 861,5 m, valor condizente com levantamentos batimétricos de campo realizados em 2019. Após a resolução da função indicadora, iniciou-se o tratamento das derivadas espaciais pelo método das diferenças finitas. Para o reservatório do Parque do Sabiá foram desconsiderados os termos advectivos, uma vez que a pesquisa foca em análises hipotéticas em um ambiente cujo os valores do campo velocidade são muito baixos. Trata-se, portanto, de um caso de difusão transiente dominante, regido pela Equação (2). Para efeito deste estudo, adotou-se difusão isotrópica com $D_x=D_y$ e meio homogêneo, com difusividade igual em todos os pontos do reservatório. Não foram considerados termos sumidouro decorrentes de reações de decaimento ou sedimentação do poluente ($g=0$).

A injeção do poluente no reservatório foi modelada por espalhamento das concentrações injetadas. Esse espalhamento, conforme ilustra a Figura 3, ocorreu apenas para os nós molhados ($I=1$), repartindo a concentração injetada na saída da fonte (C_{inj}) em, no máximo, quatro concentrações prescritas ($C1, C2, C3$ e $C4$) alocadas nos nós que definem a célula que contém o lançamento do poluente. Essas concentrações foram calculadas utilizando o inverso do quadrado da distância como peso de ponderação. Assim, partindo de vazões (Q) e descargas de massa (Q_s) constantes de $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ e $0,2 \text{ kg/s}$, respectivamente, foram obtidas concentrações máximas ($C_{m\acute{a}x}$) da ordem de 1800 mg/L nos nós mais próximos das fontes.

Figura 3 – Esquema de transmissão da concentração do ponto fonte para os nós situados dentro do reservatório



As derivadas espaciais foram discretizadas por diferenças centradas de segunda ordem. Para nós molhados ($I=1$) vizinhos de pontos secos ($I=0$), foram impostos fluxos de massa nulos entre ambos. O avanço temporal da simulação utilizou passo de tempo fixo de $0,1 \text{ s}$, até compor o horizonte de 24 horas. Nesse contexto, foi aplicado o esquema de Euler de 1ª ordem.

Cenários para o coeficiente de difusão

Foram fixados, para efeito de simulação, diferentes valores de coeficientes de difusão. Assim, aplicaram-se 11 cenários hipotéticos, variando esse parâmetro de 10^{-5} até $1 \text{ m}^2/\text{s}$. Um dos propósitos deste trabalho é verificar a sensibilidade das plumas em relação ao valor do coeficiente de difusão. Sendo assim, uma vez que as concentrações foram estimadas, as mesmas serviram para a averiguação de como o valor do coeficiente de difusão influencia no crescimento da pluma. Nesses casos, também foi possível quantificar a área do reservatório afetada pelo poluente.

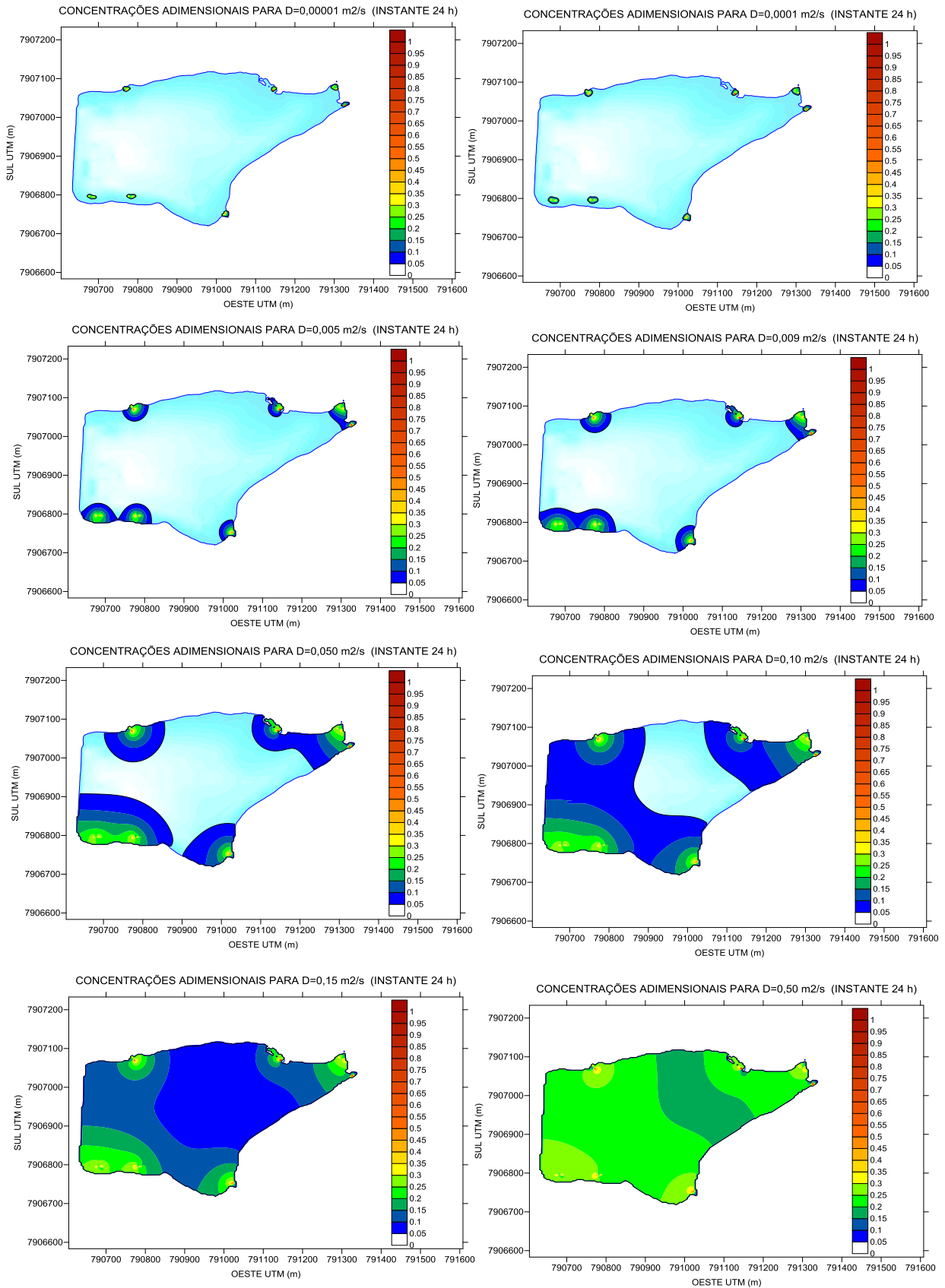
RESULTADOS E DISCUSSÕES



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

A partir da codificação da solução em VBA, 11 simulações foram executadas, de forma a estabelecer comportamentos possíveis, para a distribuição espaço-temporal do poluente, em decorrência de cada um dos coeficientes de difusão simulados. A Figura 4 apresenta alguns exemplos dos mapas gerados para representar a dispersão do poluente na área observada.

Figura 4 - Avanço da pluma para diferentes coeficientes de difusão





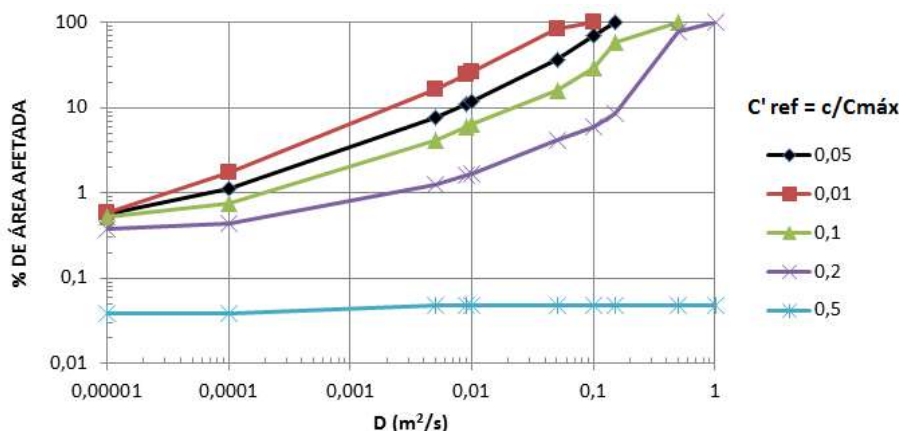
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Esses mapas apresentam o avanço da pluma, para o horizonte de 1 dia, em termos de concentrações adimensionalizadas por $C' = c / C_{\text{máx}}$. Nessas representações, as frentes das plumas referem-se aos adimensionais $C' = 0,05$ (locais onde as concentrações atingem 5% do valor máximo, verificado próximo das fontes).

De uma breve análise dos mapas, podem-se tirar algumas conclusões de cunho geral: para coeficientes com valor muito pequeno a dispersão restringe-se às proximidades dos locais de lançamento do poluente; quanto maior o coeficiente de difusão, mais rápido ocorre o espalhamento do poluente no meio fluido. Isso vai de encontro com o próprio significado desse parâmetro, que está vinculado com a facilidade do meio disperso (poluente) avançar sobre o meio contínuo (fluido). Percebeu-se que, no horizonte de 1 dia, a frente de poluição ($C' = 0,05$) atinge todo o reservatório para coeficientes de difusão a partir de $0,15 \text{ m}^2/\text{s}$. Essa ordem de grandeza representa valores altos para o coeficiente de difusão em reservatórios, haja vista que as velocidades são praticamente desprezíveis. Enfim, mesmo que o estudo tenha ocorrido em um ambiente idealizado, os resultados foram satisfatórios e mostraram o comportamento do processo de difusão em um reservatório.

A sensibilidade da pluma de poluente ao coeficiente de difusão foi analisada em termos de percentual de área afetada no horizonte simulado. Nesse sentido, para uma determinada concentração adimensional de referência (C'_{ref}), foram construídas curvas relacionando a área abrangida pela pluma (Figura 5).

Figura 5 – Curvas de área atingida pela pluma, no horizonte de 1 dia, em função do coeficiente de difusão



Esses resultados revelam que, no horizonte diário, frentes de pluma fixadas com C' inferiores a 0,05 somente atingem toda a área do reservatório para difusividades iguais ou superiores a $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$. Nessas simulações, o maior coeficiente de difusão testado ($1 \text{ m}^2/\text{s}$) produziu avanço completo da pluma com concentrações acima de 20% da máxima. Levando em conta a dimensão do espelho de água (da ordem de $0,17 \text{ km}^2$), especula-se que difusividades dessa magnitude são irrealistas para o sistema em questão. Em todos os casos, concentrações superiores a 50% da máxima ($C'_{\text{ref}} = 0,5$) somente são verificadas em áreas restritas, inferiores a 100 m^2 , nas proximidades das fontes injetoras de poluentes.

CONCLUSÕES

A dispersão de poluentes em ambientes caracterizados por campos de velocidade de baixa magnitude e sem direção preferencial, como nos reservatórios, pode ser modelado pela equação de Advecção-Difusão, considerando o fenômeno difusivo dominante. Nesse aspecto, difusividades crescentes resultam em plumas cujo avanço é mais nítido. Os resultados aqui simulados revelaram que, no horizonte diário, frentes de pluma fixadas concentrações inferiores a 5% da máxima somente atingem toda a área do reservatório para difusividades iguais ou superiores a $0,1 \text{ m}^2/\text{s}$. Para o mesmo horizonte de tempo, difusividades da magnitude de $0,15 \text{ m}^2/\text{s}$ espalham o poluente por toda a área do reservatório. Isto sugere que parâmetros dessa ordem de grandeza não devem vigorar na realidade do corpo de água analisado, onde o vento é o principal indutor de misturas na superfície livre.

Tomando por base a simulação com o menor coeficiente de difusão ($D_0 = 10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}$) e a concentração adimensional de frente de pluma de $C'=0,05$, os resultados indicam que a área afetada aumenta 95% para $D=10.D_0$, 1253% para $D=500.D_0$ e 1992% para $D=1000.D_0$. Enfim, mesmo que o estudo tenha ocorrido em um ambiente idealizado, os resultados revelam o comportamento do processo de difusão em um reservatório. Coeficientes de difusão mais realistas podem ser quantificados em campo, com uso de traçadores.

REFERÊNCIAS

- COSTA, Vivianne Luiza. **Uma formulação do método dos elementos de contorno no domínio do tempo para o problema da difusão-advecção bidimensional**. 2016. 83 f. Tese (Doutorado) - Curso de Métodos Numéricos em Engenharia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2016.
- FIEDLER, Maria Fernanda Mendes. **Modelagem da Qualidade da Água em Reservatórios**. 2012. Disponível em: <https://capacitacao.ead.unesp.br/dspace/bitstream/ana/70/4/Unidade_2.pdf>. Acesso em: 16 set. 2019.
- ZABADAL, Jorge et al. **Definição do coeficiente de difusão para propagação de poluentes em águas rasas empregando um modelo baseado em soluções exatas para a equação de korteweg-de -Vries**. *Vetor: Revista de Ciências Exatas e Engenharia*, Rio Grande, v. 19, n. 1, p.15-27, dez.



INVESTIGAÇÃO DA FLOTAÇÃO POR AR DISSOLVIDO EM DIFERENTES pHs DE COAGULAÇÃO

Ana Gabriela Tomé Alves¹; Ingrid Pacheco da Silva²; Marcelo Lima¹; Amanda Bessa Freitas¹; Juliana de Souza Ferreira¹; Sheila Cristina Canobre³; Elaine Angélica Mundi⁴ e Fábio Augusto do Amaral³

RESUMO

No presente trabalho foi investigado o uso de Taninos Catiônicos (TC) e Hemiceluloses Catiônicas (HC), ambos obtidos de fontes renováveis, como coagulantes primários seguido da separação sólido-líquido por Flotação por Ar Dissolvido (FAD). A aplicação foi realizada -ao tratamento físico-químico de um efluente proveniente de indústria agrícola no processamento de milho. Os pHs que promoveram 100% de remoção de turbidez por sedimentação foram comparados à flotação por ar Dissolvido. Desta forma, a associação das Hemiceluloses Catiônicas com Tanino proporcionou flocos que favoreceram o acoplamento bolha-partícula resultando em uma redução de volume de lodo de 89,71% para a dosagem de 500 mg·L⁻¹. Além disso, a FAD é um método de separação sólido-líquido industrialmente favorável, uma vez que o processo é extremamente rápido comparado à sedimentação.

PALAVRAS-CHAVE: Hemiceluloses Catiônicas, Tanino, Separação sólido-líquido, FAD.

INTRODUÇÃO

O tratamento físico-químico do efluente industrial é comumente feito por coagulação e floculação seguido de uma etapa de separação sólido-líquido, que pode ser feito por sedimentação, flotação ou filtração (MENEZES, 2005). Desta forma, o processo de coagulação é utilizado com o propósito de aglomerar as partículas coloidais que estão presentes no meio de dispersão, no caso, efluente industrial (TCHOBANOGLOUS, 2003). A dupla camada elétrica é um modelo do ambiente iônico na vizinhança de um colóide carregado, a qual consiste em duas regiões separadas por um plano denominado Plano de Stern. Sendo assim, em torno do colóide existe: uma camada interna (Camada de Stern) e outra camada externa (Camada Difusa ou Gouy-Chapmann); os íons em solução com cargas iguais à partícula são denominados de co-íons e os íons com cargas opostas são os contra-íons.

Como os colóides, em sua maioria, possuem carga negativa e devido à dupla camada elétrica as forças de repulsão são proporcionalmente maiores que as forças de atração impedindo a formação de flocos. Deste modo, a coagulação consiste na desestabilização das partículas coloidais, isto é, a redução da força de repulsão por meio de aditivos químicos, por conseguinte formação dos flocos. Entretanto, muitas vezes a utilização de apenas um coagulante não é suficiente para promover a agregação das partículas de forma efetiva, sendo assim, processos de otimização vem sendo realizados nas etapas de floculação, entre elas destacam-se a utilização de dois ou mais coagulantes (RIBEIRO, 2017).

Atualmente, os coagulantes que são utilizados em ampla escala nas estações de tratamento de água/efluente, são: o sulfato de alumínio (Al₂(SO₄)₃) e cloreto de ferro (FeCl₃), estes, apesar da comprovada eficiência química são compostos inorgânicos e não biodegradáveis. Além disso, o uso de coagulantes contendo alumínio, em altas concentrações, proporciona dando ao sistema nervoso podendo proporcionar enfermidades como: Alzheimer, mal de Parkinson e Síndrome de Down (SHAK, K.P.Y., WU, T.Y., (2015))

¹ Graduanda em Engenharia Ambiental (ICIAG/UFU), bolsista de Iniciação Científica (anagabriela_tome@hotmail.com)

² Mestranda em Meio Ambiente e Qualidade Ambiental (ICIAG/UFU), bolsista Capes (ingridspache@gmail.com)

³ Professor da Faculdade de Química (IQ/UFU) (fabioamaral@yahoo.com.br)

⁴ Professora da Escola Técnica de Saúde (ESTES/UFU) (eamundim@yahoo.com.br)

Devido às problemáticas associadas ao uso de coagulantes inorgânicos, surgem alternativas, como os polieletrólitos orgânicos naturais que são baseados em polímeros naturais e possuem vantagens quanto à segurança para a saúde humana, aos ecossistemas e possuem um intervalo de dose efetivo mais alargado de floculação (SILVA (1999); FIEKJA (1996); TCHOBANOGLIOUS (2003)).

Uma das principais fontes de obtenção de monômeros e polímeros encontra-se nos recursos vegetais dos quais podem ser destacados três grupos principais: madeira, plantas anuais e algas. A madeira representa o constituinte mais abundante do reino vegetal; além de constituir um paradigma de material compósito, pois sua composição engloba classes de estruturas promissoras para a obtenção de polímeros, dentre elas destacam-se: celulose, lignina, hemicelulose, borracha natural, suberina, taninos e resinas de madeira. (LEITE, 2016).

Os polímeros são amplamente utilizados para tratamento de águas tanto residuais quanto de superfícies, além disso, o tanino é um coagulante natural composto de polifenóis, peso molecular médio a alto, constituindo em unidades significativas hidroxilas. Desta forma, a proposta de usar o tanino como coagulante deve-se a característica do lodo formado por possuir propriedades orgânicas facilitando, assim, a degradação.

A etapa de coagulação é imprescindível, pois se não alcançar uma boa eficiência todas subsequentes estarão prejudicadas. Dessa forma, o efluente em pH ideal para a coagulação ocorre a redução das forças eletrostáticas de repulsão, que mantêm separadas as partículas em suspensão, para que haja aglutinação das mesmas, facilitando sua remoção. A preocupação em se escolher um coagulante para determinado tratamento deve ser amplamente investigada, pois nele se concentra 40% dos custos totais (FONTOURA, 2009).

Segundo, PANDOCHI (2009), as hemiceluloses são heteropolímeros polissacarídeos que possuem cadeias menores do que as da celulose, além disso, possuem uma estrutura linear ramificada. Os constituintes monoméricos das hemiceluloses são em sua maioria pentoses e hexoses, mas também contêm ácidos hexurônicos e desoxihexoses.

Além disso, a característica amorfa e a baixa massa molecular das hemiceluloses (entre 25.000 e 35.000 g mol⁻¹) fornecem uma melhor acessibilidade à cadeia polimérica por apresentar menor impedimento estérico, o que por sua vez ocasiona melhora na reatividade quando comparada a outros compostos lignocelulósicos, tal como a celulose (REN *et al.*, 2006).

Já os derivados catiônicos de hemiceluloses geralmente apresentam elevada solubilidade em água, que é um aspecto importante de polieletrólitos utilizados para o tratamento de efluentes (REN *et al.*, 2006; LANDIM *et al.*, 2013) Ademais, a modificação química das hemiceluloses extraídas da casca de amendoim, além de constituir compostos biodegradáveis, a princípio, aponta a possibilidade de aplicação em diferentes tipos de efluentes (Ren *et al.*, 2000). A Figura 1 representa a estrutura molecular das Hemiceluloses Catiônicas (HC).

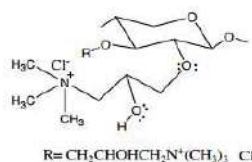
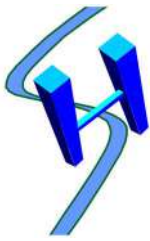


Figura 1: Representação da estrutura molecular das Hemiceluloses Catiônicas

Fonte: LANDIM *et al.*, 2013

Landim *et al.* (2013) utilizou as hemiceluloses catiônicas como auxiliar de coagulação para tratamento de esgoto e seu desempenho foi comparado com a poliácridamida catiônica comercial (ACRIPOL). Os resultados demonstraram a viabilidade do uso das hemiceluloses catiônicas como



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

auxiliar de coagulação em substituição ao polieletrólito comercial na estação de tratamento de esgoto. Em congruência, Ribeiro *et al.* (2017) utilizaram as hemiceluloses catiônicas, obtida da palha de milho associada ao tanino catiônico para tratamento de efluente de lavanderia industrial. Os resultados mostraram que a associação de tanino catiônico e hemiceluloses catiônicas foi importante para uma remoção de turbidez superior a 95% em todos os pHs investigados. Os estudos em questão foram realizados utilizando a sedimentação como método de separação sólido-líquido.

Dentre as tecnologias desenvolvidas para tratamento de água e efluentes, a flotação por ar dissolvido (FAD) surge como alternativa a sedimentação, por promover o processo inverso que ocorreria espontaneamente, ou seja, a ascensão das partículas devido à inserção de bolhas de ar no meio de dispersão. Este fenômeno se dá em virtude da tensão superficial do meio de dispersão e ao ângulo de contato entre as bolhas e as partículas no ato de aderência das partículas à bolha. Resultando numa espécie de espuma, lodo de flotação, mistura sólido-líquido rico em sólidos (MASSI, 2008).

Sendo assim, a FAD ganha espaço nas discussões científicas por proporcionar diversas vantagens, tais como: **maior taxa de aplicação superficial, maior eficiência do processo, rapidez, ocupa uma menor área útil e proporciona a geração de um lodo mais compacto** (MENEZES, 2005). Ademais, a interação bolha-partícula é influenciada por alguns fatores que resultam em diferentes mecanismos e interações, promovendo a ascensão.

Desta forma, a proposta deste trabalho é utilizar o TANFLOC SG (**Tanino**) associado às **Hemiceluloses Catiônicas**, extraídas da casca do amendoim e sintetizadas em laboratório, no processo de coagulação, e utilizar a flotação por ar dissolvido em contrapartida à sedimentação para os **melhores pHs de coagulação** investigados.

METODOLOGIA

Isolamento e cationização das hemiceluloses catiônicas

A extração das hemiceluloses oriundas do resíduo lignocelulósico da casca do amendoim foi realizada pelo método clorito ácido em que se extrai primeiramente a holocelulose, produto resultante da extração da lignina e constituída por celulose e hemiceluloses (A e B) conforme metodologia de Vieira *et al.*, 2007. A extração sucessiva da holocelulose com NaOH resulta na fração de hemiceluloses da casca do amendoim. A metodologia de separação das hemiceluloses da celulose foi obtida segundo procedimento de Moraes, Rosa e Marconcini (2010).

Síntese do derivado de hemicelulose catiônica (HC)

A cationização das hemiceluloses foi realizada pela reação que ocorre entre as hemiceluloses e um agente cationizante 2,3-epoxipropiltrimetilamônio (ETA) por reação de eterificação das funções hidroxilas em meio alcalino, o que resulta na quaternização do polissacarídeo, como representado no mecanismo de reação mostrado na Figura 2 que representa a reação utilizando ETA como agente eterificante e NaOH para promover o meio alcalino, conforme a metodologia descrita por Landin *et al.*, (2013). Nesta metodologia verifica-se que inicialmente ocorre a desprotonação de grupos hidroxilas dos grupos glicosídicos pela ação do hidróxido de sódio, os oxigênios desprotonados atacam os carbonos menos impedidos do epóxido do ETA dando origem ao composto eterificado. A água, sendo um solvente prótico e polar proporciona a solubilidade das hemiceluloses naturais após a adição do hidróxido de sódio, sendo assim, necessário a precipitação das mesmas uma vez que estão solubilizadas (Ren *et al.*, 2008).

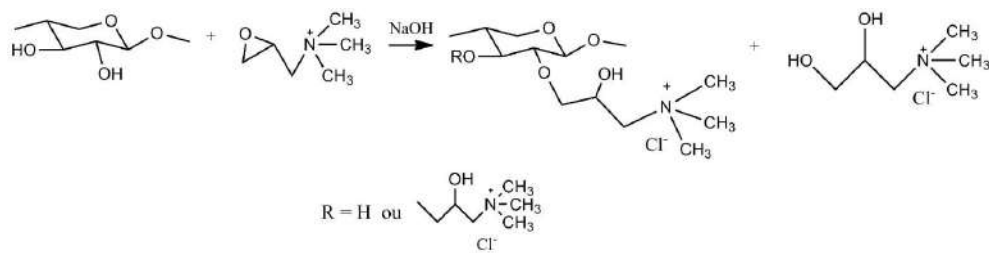


Figura 1: Representação esquemática da reação de quaternização (cationização) das hemiceluloses extraídas da casca de amendoim segundo metodologia de Landim et al., (2013).

Fonte: Landim et al., (2013).

Tratamento físico-químico, separação sólido-líquido: Sedimentação e Flotação na Flotação por Ar Dissolvido

O efluente industrial foi obtido de uma empresa multinacional situada na cidade de Uberlândia do setor agrícola. A coleta do efluente foi realizada de maneira composta e armazenada em refrigerador à $-5\text{ }^{\circ}\text{C}$. As etapas do tratamento foram realizadas em um “jar test” (Policontrol) utilizando 1 L de efluente bruto. Além disso, foi utilizado NaOH 10% (m/v) e TANFLOC SG 10% (v/v), para a etapa de coagulação, quando utilizadas as Hemiceluloses Catiônicas associadas ao Tanino a proporção foi T75%/HC25%. A agitação rápida ocorreu por 10 segundos em 250 rpm e a agitação lenta 15 minutos em 30 rpm.

Para a realização da flotação por ar dissolvido, foi utilizado uma câmara de saturação em aço inoxidável e jarros modificados para flotação. Sendo assim, foi o tratamento foi realizado para 1 litro de efluente, a água passou por um tempo de saturação de 20 minutos. Desta maneira a água foi injetada a uma pressão de $5,0\text{ Kgf.cm}^{-2}$ e administrado no efluente na proporção de 25%/75% (água saturada/efluente).

RESULTADOS E DISCUSSÕES

A figura 3 ilustra o resultado do processo realizado em laboratório para extração das Hemiceluloses Catiônicas, as quais foram utilizadas em associação ao TANFLOC SG para coagulação. O diagrama de coagulação obtido está representado na Figura 4 a) e b).

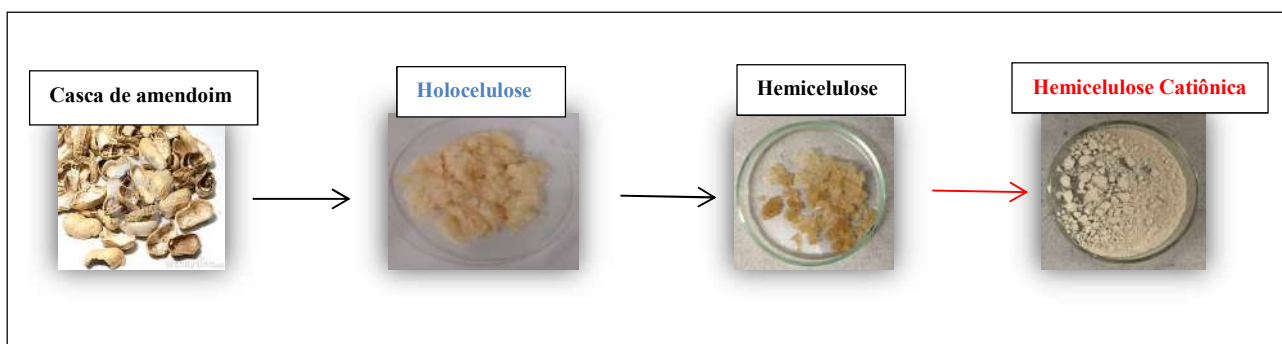


Figura 3: Representação do aspecto visual da Holocelulose, Hemiceluloses Naturais e Catiônicas

Fonte: Os Autores



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia

Os ensaios realizados de coagulação mostraram que para o Tanino, os pHs e dosagens que promoveram 100% de remoção de turbidez foram: 5,65 (200mg.L⁻¹), 6,56 (350 mg.L⁻¹) e 6,78 (500 mg.L⁻¹). Já para o Tanino associado à HC (75/25) os pHs foram: 10,72 (200 mg.L⁻¹), 9,72 (350 mg.L⁻¹) e 7,97 (500mg.L⁻¹). O estudo quanto ao diagrama de coagulação é foco de outro trabalho.

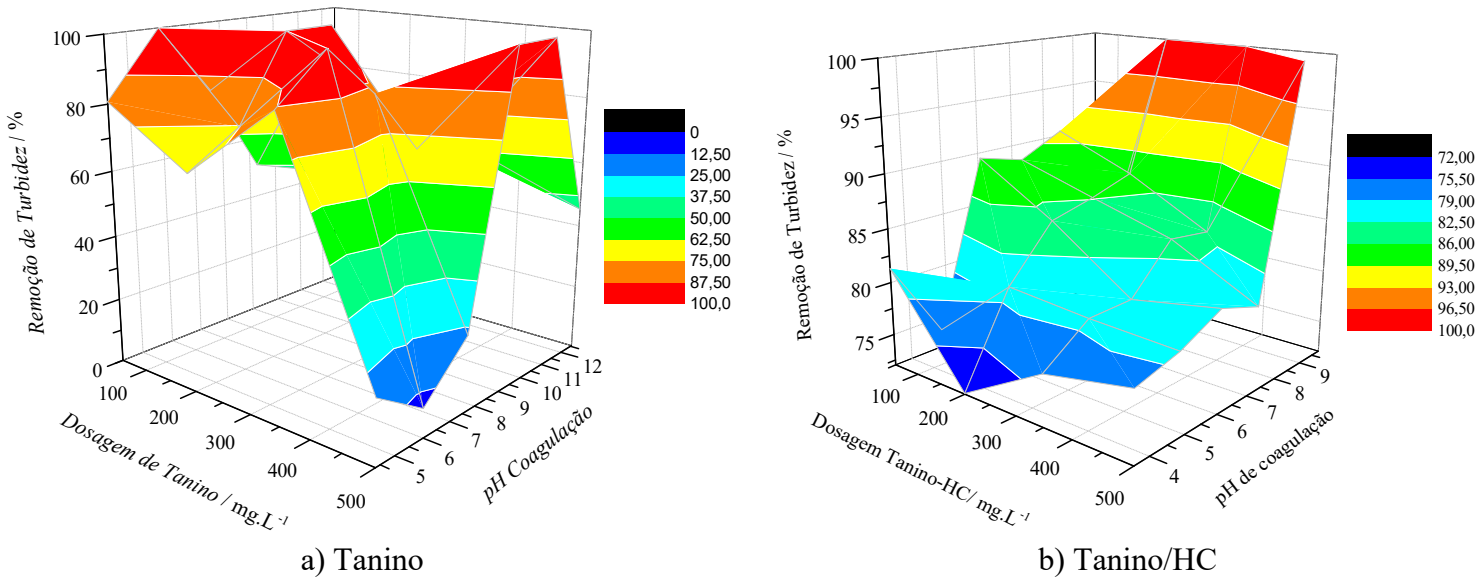


Figura 4: Diagrama de coagulação para os coagulantes de fontes renováveis

Sendo assim, a partir dos resultados obtidos no diagrama de coagulação a flotação por ar dissolvido foi realizada para os pontos em que proporcionaram 100% remoção de turbidez e comparado à sedimentação, a figura 5 a) e b) apresentam estes resultados.

Quanto a remoção de turbidez para o Tanino apenas a dosagem de 500mg.L⁻¹ e pH de coagulação 6,78 promoveu remoção de turbidez 100%, para as demais dosagens o processo de FAD não foi eficiente, resultando em flocos sedimentados e baixa remoção de turbidez. Já para o Tanino associado à HC tanto para dosagem 350mg.L⁻¹ e 500mg.L⁻¹ e pH de coagulação 9,72 e 7,97 respectivamente promoveram remoção de turbidez 100%, entretanto, para a dosagem 200mg.L⁻¹ e pH de coagulação 10,72 houve remoção de turbidez de 88,56% e flocos sedimentados.

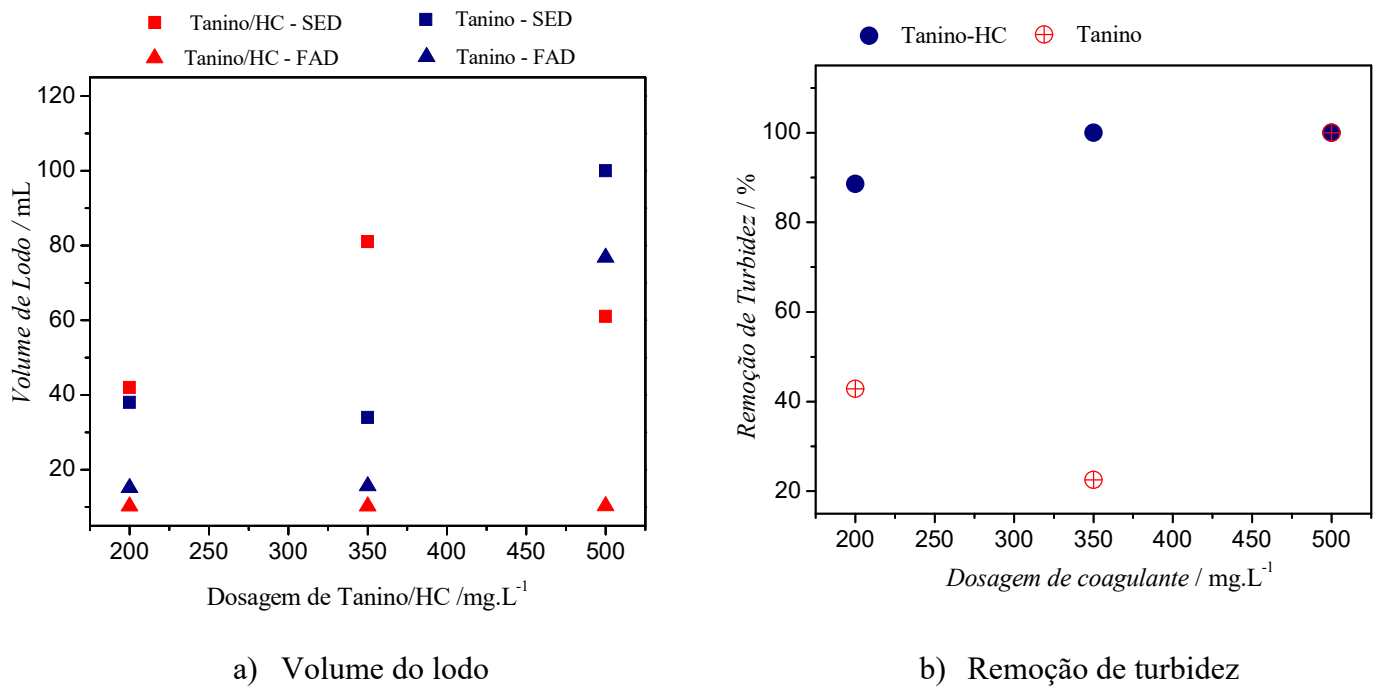
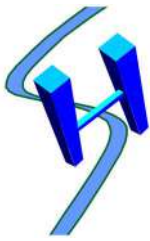


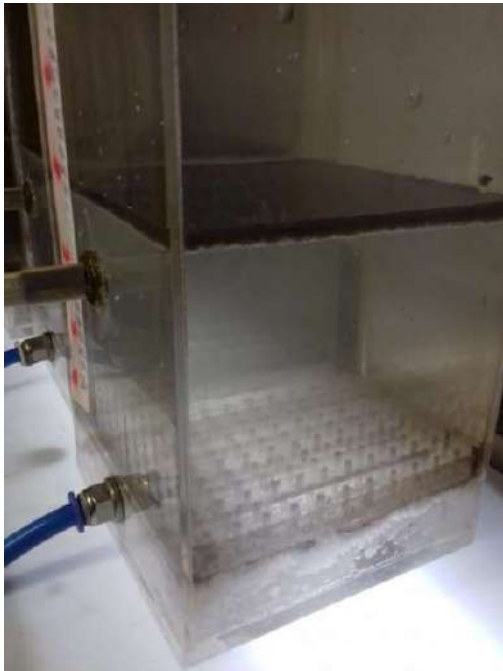
Figura 5: Remoção de turbidez e volume de lodo para sedimentação de flotação por ar dissolvido utilizado Tanino e Tanino-HC.

Já o volume de lodo foi reduzido consideravelmente para todos os pontos investigados, sendo a maior redução de 89,71% para a dosagem de 500mg.L⁻¹ com o Tanino associado à HC. Além disso, a HC em atuação com o Tanino fez com que os flocos formados na floculação promovesse melhor acoplamento da bolha nas partículas, o que não ocorreu quando apenas o Tanino foi utilizado para as dosagens de 200 e 350 mg.L⁻¹.

Os resultados obtidos indicam a HC como um auxiliar de coagulação que favorece a FAD, principalmente quanto ao volume de lodo. Além disso, por serem coagulantes de fontes renováveis o lodo formado para este efluente torna-se biodegradável podendo passar por processos simples de decomposição, a figura 6 ilustra a FAD e a sedimentação.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia



a) Flotação por ar dissolvido



b) Sedimentação

Fonte: Os autores

Figura 6: Imagem representativa do tratamento físico-químico de efluente industrial

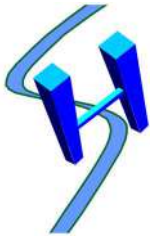
Em etapas futuras serão investigados a partir de imagens de alta resolução o diâmetro dos flocos formados, além da interação bolha-partícula para os diferentes coagulantes utilizados e para efluentes com características distintas a fim de melhor compreensão das variáveis aqui apresentadas.

CONCLUSÕES

O uso do biopolímero Tanino como coagulante promoveu 100% de remoção de turbidez na sedimentação para os pHs: 5,65 (200mg.L^{-1}), 6,56 (350mg.L^{-1}) e 6,78 (500mg.L^{-1}). Já para o Tanino associado à HC (75/25) os pHs foram: 10,72 (200mg.L^{-1}), 9,72 (350mg.L^{-1}) e 7,97 (500mg.L^{-1}). Já na FAD para o Tanino apenas a dosagem de 500mg.L^{-1} e pH de coagulação 6,78 promoveu remoção de turbidez 100%, para as demais dosagens o processo de FAD não foi eficiente, resultando em flocos sedimentados e baixa remoção de turbidez. Já para o Tanino associado à HC tanto para o pH de coagulação 9,72 (350mg.L^{-1}) e 7,97 (500mg.L^{-1}) teve remoção de turbidez 100%. Sendo assim, a utilização de flotação por ar dissolvido, aplicada ao efluente da indústria agrícola, apresentou boa resposta quando avaliado em função da remoção de turbidez, volume de lodo formado.

REFERÊNCIAS

- FIEKJA M. et al, **Água Tratamento e Qualidade. Effect of Aluminium Hydroxide Administration on Normal.** *American Water Works Association*, Varsóvia – Polônia – 1996.
- LANDIM, A. S; RODRIGUES FILHO, G; SOUSA, R. M. F.;RIBEIRO, E. A. M.; SOUZA, F. R. B.; VIEIRA, J. G.; ASSUNÇÃO, R. M. N.; CERQUEIRA, D. A. **Application of cationic hemicelluloses produced from corn husk as polyelectrolytes in sewage treatment.** *Polímeros – São Carlos*, 23, 468– 472, 2013.
- LEITE, N. C. **Análise comparativa da etapa de coagulação com Tanino e sua relação com a separação sólido-líquido via FAD de efluentes com diferentes concentrações de sólidos suspensos totais (SST).** Monografia (Graduação em Química Industrial), Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.
- Luciano Pandochi. **ESTUDO DO COMPORTAMENTO COLOIDAL DE SUSPENSÃO DE FIBRA DE CELULOSE, CARBONATO DE CÁLCIO, AMIDO CATIÔNICO: VARIAÇÃO DA FORÇA IÔNICA E DO PH.** Dissertação (Mestrado em Química), Universidade Estadual Paulista, São Paulo, 2009.
- MASSI, L.; SOUSA, S. R.; LALUCE, C.; JAFELICCI JUNIOR, M. **Fundamento e Aplicação da flotação como Técnica de Separação de Misturas.** *Química Nova na Escola*, n.28, 2008. p. 4.
- MENEZES, J.C.S.S. **Tratamento e Reciclagem do Efluente de uma Lavanderia Industrial.** Porto Alegre, 2005.
- MORAIS, J. P. S, ROSA, M. F. R, MARCONCINI, J. M. **Procedimento para análise lignocelulósica,** *Campina Grande: EMBRAPA*, 2010. 36 p.
- REN, J.L.; SUN, R. C.; LIU, C. F.; CHAO, Z. Y.;LUO, W. **Two-step preparation and thermal characterization of cationic 2-hydroxypropyltrimethylammonium chloride hemicellulose polymers from sugarcane bagasse.** *Polymer Degradation*, 91, 2579–2587, 2006.
- RIBEIRO, E. A. M.; RODRIGUES FILHO, G.; ROZENO, N. S.; NOGUEIRA, J. M. B. A.; RESENDE, M. A.; THOMPSON JUNIOR, J. P.; VIEIRA, J. G.; CANOBRE, S. C.; AMARAL, F. A. **Polymeric polyelectrolytes obtained from renewable sources for biodiesel wastewater treatment by dual-flocculation.** *Express Polymer Letters*, 11, 506–517, 2017.
- SHAK, K.P.Y., WU, T.Y. **Optimized use of alum together with unmodified Cassia obtusifolia seed gum as a coagulant aid in treatment of palm oil mill effluent under natural pH of wastewater.** *Industrial Crops and Products*, 76, 1169–1178, 2015.
- TCHOBANOGLIOUS, G.; BURTON, F. L.; STENSEL, H. D. **Wastewater Engineering Treatment and Reuse [S.l.].** *Metcalf & Eddy*, Ed. McGraw-Hill, 2003.



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

VIEIRA, R. G. P.; RODRIGUES FILHO, G.; ASSUNÇÃO, R. M. N.; MEIRELES, C.S.; VIEIRA, J. G.; DE OLIVEIRA, G. S. v. 67, p.182–189, 2007.

WU, SILVA, T. **Estudo de tratabilidade físico-química com uso de taninos vegetais em água de abastecimento e de esgoto.** 1999. 85 f. Dissertação (Mestrado em Saúde Pública) – Escola de Saúde Pública. Fundação Oswaldo Cruz, Rio de Janeiro.



Mapeamento do índice pluviométrico e do consumo de água de mananciais subterrâneos na área urbana do município de Monte Carmelo - MG

Analís da Silva Soares¹; Leticia Cristina Ribeiro²; Maria Lyda Bolanos Rojas³

RESUMO

Água é essencial a todo ser vivo, porém com o passar dos anos sua disponibilidade está diminuindo. Um dos fatores que influencia isso é o consumo da população, cujo valor de referência para este consumo é de 80 l/hab.dia. No município de Monte Carmelo - MG a média deste consumo atinge 179 l/hab.dia. Esta água se torna disponível para a população através da chuva, que abastece os mananciais subterrâneos e superficiais, dos quais são retiradas as águas para o abastecimento. Neste município os mananciais subterrâneos são responsáveis pelo abastecimento de 45% da população. A chuva é quantificada através do índice pluviométrico. No município este índice não sofre grandes variações ao longo dos anos, porém a tendência é que ele sofra uma pequena redução no seu valor. Em contrapartida a população do município está aumentando e a previsão é que esse ritmo se mantenha. Neste trabalho verificou-se a necessidade da criação de medidas que visem o planejamento sustentável que foque o consumo consciente da água. Por outro lado, dadas as variações, mesmo pequenas, que sofre o índice pluviométrico, notou-se a necessidade do planejamento de uso e ocupação do solo prevendo catástrofes seja na época da estiagem ou na época chuvosa.

PALAVRAS-CHAVE: Consumo de água, Índice pluviométrico, Previsão populacional.

INTRODUÇÃO

A quantidade de água disponível para o consumo da população está diretamente ligada ao volume de chuvas que ocorre na região. A sociedade necessita que esta água seja distribuída de forma adequada para sua sobrevivência, portanto, é importante que haja estudos da quantidade de água pluviométrica distribuída ao longo dos anos.

Após a precipitação da água na forma de chuva, parte da água escoar pela superfície da Terra e a outra parte se infiltra no solo. A infiltração, corresponde à água que penetra nas camadas do solo, formando assim os chamados lençóis freáticos. Destes são formados os mananciais superficiais e subterrâneos que por sua vez são as fontes de abastecimento de água da população.

Os mananciais subterrâneos correspondem às águas que ficam abaixo da superfície da Terra e que percolam entre os poros das rochas e do solo. Já os mananciais superficiais são formados quando os lençóis freáticos atingem sua capacidade máxima de absorção da água, resultando na transferência dela para a superfície, formando, portanto, os rios e córregos.

As águas subterrâneas correspondem a 22% da água doce disponível no planeta, o restante se distribui em: 77% nas geleiras, calotas polares ou em regiões montanhosas, 0,4% corresponde à umidade dos solos e dos pântanos e 0,6% estão em rios, córregos e lagos (MMA, 2005).

Desta forma, quando associados os dados pluviométricos, que são calculados com base em dados temporais, com o consumo atual de água de mananciais subterrâneos pela população, torna-se possível avaliar o comportamento da população, em relação ao uso da água.

¹ Engenheira Agrimensora e Cartógrafa. (UFU), (analissoares19@gmail.com)

² Doutoranda em Geociências Aplicadas e Geodinâmica (UnB) (leticiacristinalcr@hotmail.com)

³ Professora da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marialyda@ufu.br)

Também é possível realizar a análise dos recursos hídricos disponíveis futuramente, através da previsão da quantidade pluviométrica, que neste caso foi calculada por meio de um método estatístico de obtenção de tendência linear, ele utiliza o método dos mínimos quadrados para obter os coeficientes da reta que melhor se ajusta aos dados (REIS, 1999), e também por meio da previsão da população, a qual é feita com base em dados dos últimos censos demográficos, neste caso, esta previsão populacional foi realizada através do método geométrico, que é um dos métodos de estudo demográfico.

Em Monte Carmelo, região de estudo deste trabalho, a quantidade pluviométrica é um fator determinístico sobre o consumo da população, pois, de acordo com o Departamento Municipal de Água e Esgoto (DMAE) do município, os poços subterrâneos atendem à demanda de 45% do total da população. Portanto, se não houver chuva, não há o carregamento do lençol freático, deixando assim quase a metade da população sem água para consumo.

A água para consumo humano abrange as águas destinadas ao uso doméstico, comercial, industrial, público e de recreação e ainda agrícola. O valor da vazão per capita consumida, que equivale à média de água utilizada por habitante/dia, no Brasil, assume a média de 166,3 l/hab.dia e na região de estudo segundo DMAE (2016) o valor é de 160 l/hab.dia.

O município de Monte Carmelo possui, de acordo com o senso do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) de 2010, 45.772 habitantes e a quantidade de água que é distribuída atualmente, segundo o DMAE, poderia abastecer o dobro da população. Este é um dado preocupante devido à problemas de escassez hídrica enfrentados pelo Brasil nos últimos anos.

Essa escassez de água vem aumentando ao longo dos anos devido às mudanças climáticas causadas pelo aquecimento global que afetou o ciclo da água, diminuindo a precipitação e ainda, segundo o MMA (2005), dentre as principais causas da diminuição da disponibilidade de água para consumo humano podem se mencionar o crescente aumento do consumo, o desperdício e a poluição das águas superficiais e subterrâneas.

Dessa forma, torna-se necessário a criação de medidas para reverter essa situação, através de políticas públicas que considerem a conscientização da preservação dos recursos hídricos. Porém para uma gestão pública adequada é necessária uma base de dados concisa e coerente, que possa ser disponibilizada de várias formas e acessível a pessoas de todos os níveis. Os mapas, neste caso, representam uma ferramenta muito útil.

Portanto, visando gerar possíveis benefícios ao município de Monte Carmelo foi realizado o mapeamento do índice pluviométrico, do consumo de água de mananciais subterrâneos e levantadas questões acerca do consumo de água proveniente de mananciais subterrâneos e da pluviosidade da região, além da criação de um SIG (Sistema de informações Geográficas) destas informações.

METODOLOGIA

Área de estudo

O consumo de água se limita ao consumo doméstico, comercial, público e industrial. O doméstico é aquele necessário para as demandas no interior e no perímetro das unidades residenciais. O comercial é referente aos estabelecimentos comerciais distribuídos na área urbana. Público corresponde ao abastecimento dos prédios públicos e das demandas urbanas como praças e jardins. E o industrial que atende tanto as pequenas e médias indústrias localizadas junto às áreas urbanas, quanto os grandes consumidores industriais (HELLER, PÁDUA, 2010).

A água para consumo humano (ou doméstico como descrito acima), de acordo com Brasil (2011) “é a água potável destinada à ingestão, preparação e produção de alimentos e à higiene pessoal, independentemente da sua origem”.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

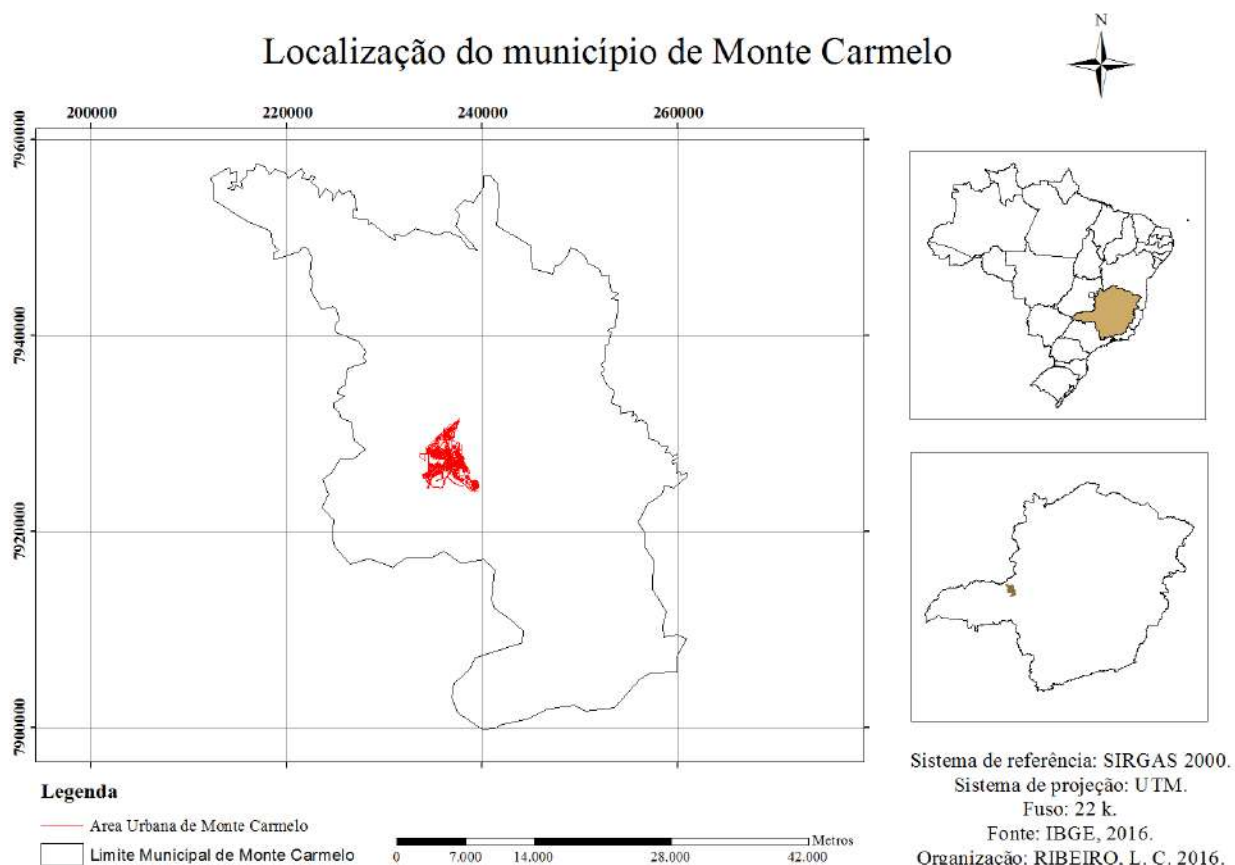
A média da quantidade de água consumida por pessoa durante o dia, corresponde à vazão per capita e é expressa por l/hab.dia. Porém o consumo de água é muito variável em todo o globo, pois ele depende, além da disponibilidade de água, do nível de desenvolvimento do país e da renda das pessoas que nele vivem. Para exemplificar essa variação, o MMA (2005) aponta que, de acordo com dados da Organização das Nações Unidas, um europeu gasta em média 150 l/hab.dia, em contrapartida, um indiano consome 25 l/hab.dia.

A quantidade ideal de consumo humano de água, de acordo com a OMS (2003), é de 50 l/hab.dia, já o IBGE afirma que o valor de referência para consumo doméstico de água é de 80 l/hab.dia, porém no Brasil essa média atinge o valor de 166,3 l/hab.dia (SNSA, 2014). Vale destacar que este valor sofre variações de acordo com vários autores. A tendência é que haja um aumento na demanda de água devido ao crescimento constante da população mundial, pois isso exige a produção de mais alimentos e energia elétrica. Até 2050 a demanda por alimentos crescerá 70% e por energia 60% (SENADO FEDERAL, 2014).

Segundo o DMAE (2013), a área urbana de Monte Carmelo, conta com 26 poços artesianos onde a água é captada para o abastecimento humano, eles fornecem ao todo, uma vazão de 72 l/s, o que abastece 45% da população urbana do município. Ao longo do ano, o volume de bombeamento total dos poços chega em média a 186.624 m³ ao mês, segundo dados fornecidos pelo DMAE.

Neste município a quantidade de água distribuída, de acordo com o DMAE, poderia abastecer o dobro da população, que atualmente é de 45.772 habitantes. Essa hipótese leva ao questionamento sobre as condições dos dados disponíveis para a gestão pública. A média da vazão per capita no município é de 160 l/hab.dia.

Figura 1 – Localização da área



Cálculo do índice pluviométrico

De acordo com Carvalho e Silva (2006) precipitação corresponde à água proveniente do vapor de água da atmosfera depositada na superfície terrestre em forma de chuva, granizo, neblina, neve, orvalho ou geada. A precipitação, pode variar sua intensidade de uma estação para outra, ou de uma região para outra, a depender das diferenças climáticas no tempo e espaço (HELLER, PÁDUA, 2010).

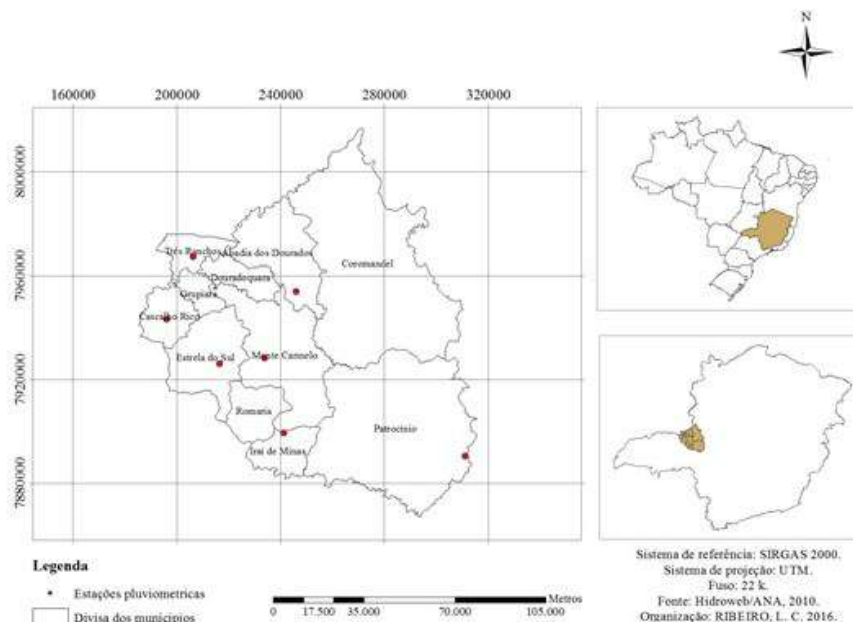
O índice pluviométrico refere-se à quantidade de água precipitada em determinado local e em um determinado período de tempo, calculado em milímetros. Para determinar esse índice existem centenas de estações meteorológicas dispostas pelo país. Neste trabalho, os dados pluviométricos foram obtidos através do site da Agência Nacional de Águas (ANA).

O cálculo do índice pluviométrico da região de estudo foi feito com dados temporais obtidos por meio da ANA. Estes dados são fornecidos através de estações pluviométricas que coletam informações continuamente e que são distribuídas ao longo do país.

A pluviosidade do município foi obtida através de interpolação de dados pluviométricos de sete estações, onde delas, uma se encontra dentro do município e as outras seis próximas a ele. As localizações destas estações podem ser observadas na figura 2.

Os dados de chuvas capturados por estas estações foram adquiridos pela plataforma Hidroweb/ANA. Posteriormente foi realizada uma média destes dados que foi inserida em uma coluna da shape das estações escolhidas. Esta média foi feita devido ao fato de que a plataforma fornece os dados de todos os dias e ainda, pelo fato de que foi usada uma série histórica de 30 anos para obter maior confiabilidade no resultado produzido.

Figura 2 – Localização das estações pluviométricas



A interpolação foi feita através do software ArcGis por meio da ferramenta IDW (Inverse Distance Weighting) que significa Ponderação do Inverso da Distância, a qual atribui uma ponderação nos dados amostrais por meio de um coeficiente que controla como os dados serão influenciados de acordo com a distância, ou seja, um dado oferecerá menor influência se o ponto desejado estiver à uma maior distância e vice-versa.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Após a obtenção dos valores interpolados, eles foram reduzidos à região de interesse, através da ferramenta clip encontrada no software, que foi aplicada sobre o raster de interpolação em relação à shape do município. Esta shape foi adquirida através da base de dados dos municípios brasileiros disponíveis no IBGE. Posteriormente, com este mesmo software, gerou-se o layout do mapa final. Os valores finais foram dispostos em um mapa coroplético que indica os intervalos da média de precipitação em mm do município por dia.

Mapeamento do consumo de água

Normalmente o controle do gasto da água para consumo humano ocorre através da conscientização da comunidade, por meio de políticas públicas que são geradas tendo como base um banco de dados, que geralmente é formado por mapas, que facilitam a análise do comportamento do consumo de água da população e dos recursos hídricos disponíveis

Para que seja possível realizar o planejamento e aplicar tais medidas mitigadoras é necessária uma base de dados confiável, sendo que, nesse contexto, os mapas se sobressaem. Mapas temáticos são representações gráficas realizadas com a finalidade de apresentar informações da realidade acerca de um determinado tema.

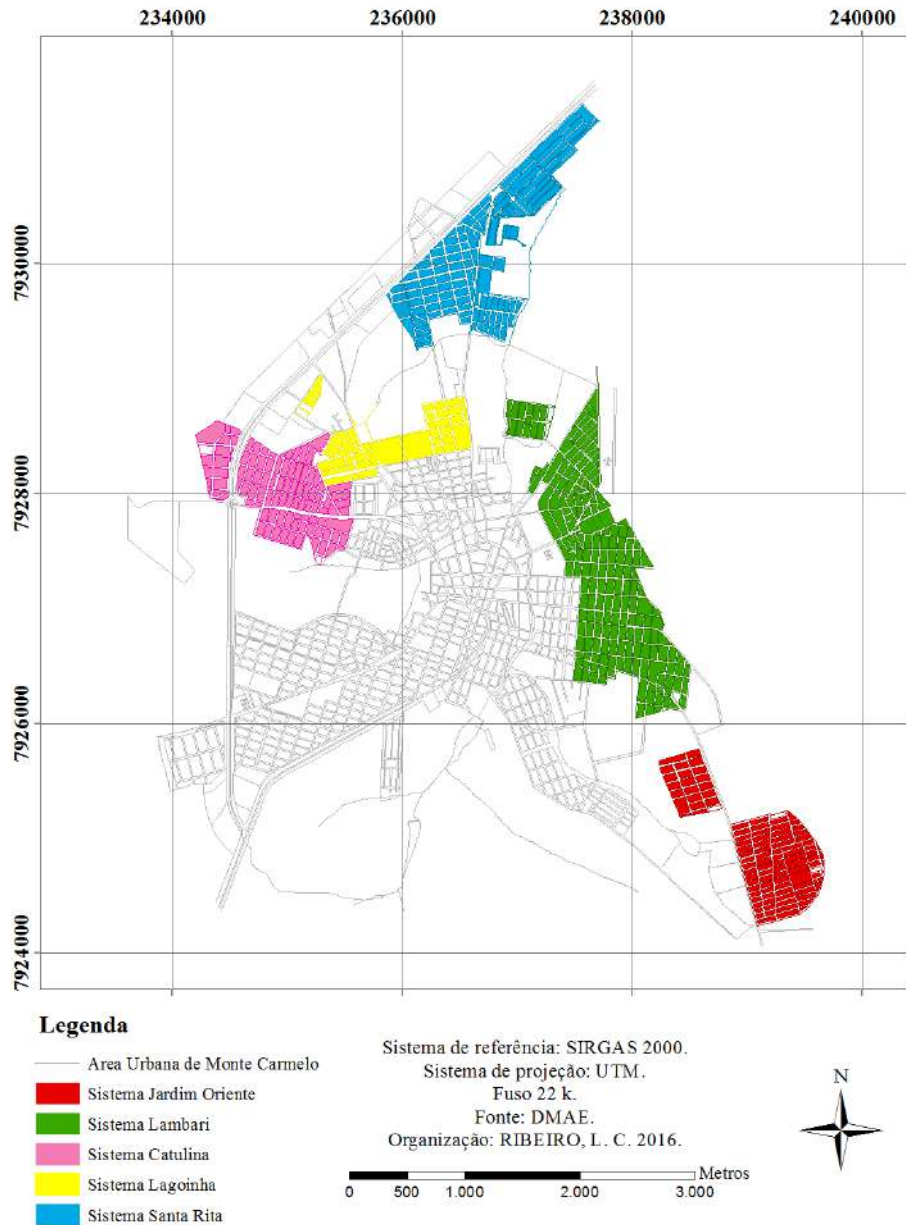
Neste trabalho foi realizado o mapeamento do consumo de água provinda de mananciais subterrâneos na cidade de Monte Carmelo. Os dados que foram usados neste mapeamento foram obtidos através do DMAE, que fornece um Plano Municipal de Saneamento Básico, no site da prefeitura, onde são dispostas todas as informações que a instituição possui.

Deste foram extraídos os dados de consumo, provenientes de mananciais subterrâneos, que foram inseridos na base cartográfica vigente no município atualmente. Esta trata-se de um arquivo no formato.dwg que o DMAE possui.

Primeiro esta base cartográfica foi convertida para a extensão.shp tornando-se pronta para a produção do mapa. O consumo foi mapeado por setores, que foram divididos de acordo com os setores de distribuição de água subterrânea. A divisão destes setores segue esquematizado na figura 3.

Figura 3 – Divisão de setores

Sistemas de abastecimentos de mananciais subterrâneos



Para isso, primeiramente foram selecionados na base cartográfica todos os bairros que são atendidos pelos mananciais subterrâneos os quais foram exportados, formando um SIG, que segundo Filho e Iochp (1996), é um conjunto de programas, equipamentos, metodologias, dados e pessoas, perfeitamente integrados de forma a tornar possível a coleta, o armazenamento, o processo e a análise de dados georreferenciados, bem como a produção de informações através da sua aplicação.

Em seguida, foi realizada a média do consumo de água, separada de acordo com os setores e quantificado em litros por habitante por mês, ou seja, foi mapeado a quantidade de água, em litros, que uma pessoa consome por mês de acordo com o sistema de abastecimento. Assim, estes valores foram inseridos na shape criada possibilitando assim, a confecção do layout do mapa de consumo de água de mananciais subterrâneos.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Cálculo da tendência pluviométrica

No cálculo da tendência comportamental pluviométrica, ou seja, para realizar a previsão pluviométrica do município de Monte Carmelo, foi usado o método estatístico de cálculo de tendência linear.

A maioria dos métodos de previsão estatística são baseados na utilização de dados históricos a partir de uma série de tempo ou série temporal.

Uma série temporal corresponde à uma série de observações de uma variável aleatória em relação ao tempo (NOGUEIRA, 2010). Reis (1999) defende que “Série Temporal é um conjunto de observações sobre uma variável, ordenado no tempo, e registrado em períodos regulares.”

São usadas séries temporais porque elas são uma descrição do passado, e, portanto, os seus dados são um indicativo para o que se deve esperar no futuro. Assim, usando um modelo matemático para representar estes dados, é possível realizar uma previsão, através do mesmo. Tendência é o comportamento da série, a longo prazo, que pode ser causada pelo crescimento demográfico ou mudança gradual de hábitos de consumo, ou qualquer outro aspecto que afete a variável estudada ao longo do tempo (REIS, 1999).

O método de tendência linear utiliza como princípio para identificar os coeficientes da reta, o método dos mínimos quadrados. Pois através dele se encontram os coeficientes que melhor se ajustam aos dados estudados.

Segundo Nogueira (2009) “O conceito de regressão pode ser entendido como uma maneira de "ajustar" um dado modelo matemático a um conjunto de dados (observados ou mensurados).”

Segundo Reis (1999) tendência corresponde à descrição do comportamento de uma variável estudada em uma série temporal, assim a previsão do índice de pluviosidade foi feita baseando-se na tendência que os dados utilizados na etapa anterior seguiram, uma vez que foi utilizada uma série temporal de 30 anos. Uma série temporal representa o conjunto de observações sobre uma variável, ordenado com base no tempo. Desta forma, a análise destas observações possibilita encontrar uma tendência do comportamento dos dados para os próximos anos. Porém para gerar maior confiabilidade nesta tendência, utilizou-se um método estatístico de obtenção de tendência.

Neste caso, o método empregado foi o de obtenção de tendência linear, que possui este nome porque usa uma reta adequada aos dados. A escolha deste método se dá pelo fato de que os dados pluviométricos sofrem alterações de acordo com fatores impostos ao longo do tempo, ou seja, não sofrem alterações bruscas, como mostra o gráfico 1, possibilitando assim a associação do seu comportamento à uma reta.

Gráfico 1 – Comportamento da média pluviométrica



O cálculo da tendência foi feito por meio da equação da reta apresentado na equação 1.

$$T = a + b*t \quad (1)$$

Onde,

T é o valor da tendência;

a é o coeficiente linear;

b é o coeficiente angular;
t é o valor do período associado ao tempo.

Porém os coeficientes linear e angular não são valores imediatos, necessitando, portanto, da sua obtenção. O cálculo destes coeficientes foi feito através da equação 2 e 3.

$$a = \frac{\sum_{i=1}^n y_i - b * \sum_{i=1}^n t_i}{n} \quad (2)$$

$$b = \frac{n * \sum_{i=1}^n (t_i * y_i) - \sum_{i=1}^n t_i * \sum_{i=1}^n y_i}{\sum_{i=1}^n (t_i^2) - \sum_{i=1}^n t_i^2} \quad (3)$$

Onde,
y_i é o valor da variável;
t_i é o período associado à variável y_i;
n é o número de períodos da série temporal.

O período citado, corresponde a um índice associado aos anos da série temporal, como por exemplo, o ano de 1986, que foi o primeiro ano da série temporal, possui o índice 1, o ano 1987 o índice 2, e assim sucessivamente até completar o índice 30. Os dados da série temporal utilizada no cálculo, bem como os períodos associados, estão dispostos na tabela 1.

Tabela 1 – Série temporal pluviométrica de Monte Carmelo

Ano	Período	Média Pluviométrica
1986	1	1306,7
1987	2	1631,55
1988	3	1332,25
1989	4	1792,15
1990	5	1127,85
1991	6	1832,3
1992	7	1697,25
1993	8	1463,65
1994	9	1438,1
1995	10	1773,9
1996	11	1711,85
1997	12	1470,95
1998	13	1478,25
1999	14	1339,55
2000	15	1573,15
2001	16	1452,7
2002	17	1507,45
2003	18	1719,15
2004	19	1938,15
2005	20	1620,6
2006	21	1569,5
2007	22	1168



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

2008	23	1284,8
2009	24	2146,2
2010	25	1693,6
2011	26	2007,5
2012	27	1328,6
2013	28	1558,55
2014	29	737,3
2015	30	1197,2

Este cálculo foi realizado por um programa implementado em linguagem C, que é uma linguagem de programação. Essas linguagens de programação correspondem à um conjunto de comandos e regras de sintaxe, utilizados na produção de algoritmos que são executados pelo computador.

Previsão populacional

Para relacionar a quantidade de água necessária para abastecer a população do município futuramente e analisar o comportamento quantitativo de consumo, foi necessário calcular a previsão populacional.

Tal previsão foi calculada por um dos métodos de estudo demográfico. O método escolhido foi o Método Geométrico. A escolha deste se deve ao fato de que o seu cálculo envolve variáveis que são disponibilizadas pelo IBGE levantadas nos censos. O método usado por este órgão é o método das componentes demográficas, porém ele envolve dados de emigração, imigração, natalidade e mortalidade, os quais não foram encontrados para o município de estudo.

Assim, para o cálculo usando o método geométrico foram necessários os dados populacionais do penúltimo e último censo demográfico feito pelo IBGE. O cálculo será feito pelas fórmulas 4, 5 e 6.

$$\frac{\partial p}{\partial t} = Kg \cdot P \quad (4)$$

Onde,

$\frac{\partial p}{\partial t}$ é a variação da população por unidade de tempo;

kg é a taxa de crescimento geométrico;

P é a população do ano de projeção

$$Kg = \frac{(\ln P2 - \ln P1)}{(t1 - t2)} \quad (5)$$

Onde,

P2 é o número populacional do último censo;

P1 é o número populacional do penúltimo censo;

t2 é o ano do último censo;

t1 é o ano do penúltimo censo.

$$P = P2 \cdot e^{kg \cdot (t - t1)} \quad (6)$$

Onde

t é o ano de projeção.

Os dados utilizados no cálculo seguem apresentados na tabela 2.

Tabela 2 – Dados do penúltimo e último senso do IBGE.

Ano	População
2000	43.899
2010	45.772

RESULTADOS E DISCUSSÕES

O mapa do índice pluviométrico, como dito anteriormente, foi calculado utilizando-se uma série temporal de 30 anos, seus dados foram coletados por sete estações pluviométricas e interpolados para o município de Monte Carmelo. O mapa deste índice está na Figura 4, nele está representado o índice pluviométrico para todo o município de Monte Carmelo, em mm/dia.

Outro fator relevante que pode ser observado no Gráfico 1, é que analisando os dados pluviométricos da série temporal percebe-se que nos últimos anos a pluviometria do município está apresentando uma queda, e que também existe períodos de baixa pluviométrica relevante, como a mais recente que foi do ano de 2014, em que o município passou por um período de escassez de água.

O consumo de água provindo de mananciais subterrâneos, foi mapeado por setores, os quais foram divididos de acordo com os sistemas de abastecimento de água subterrâneas. Este consumo corresponde à quantidade de litros que foram consumidos por mês por pessoa. Foram utilizados dados de um ano de consumo e feito a média por mês e por sistema de abastecimento. Vale ressaltar que o valor mapeado é o valor consumido, ou seja, desconsiderando as perdas, que no município é de aproximadamente 39% do valor de água distribuído. A média deste consumo entre os sistemas foi de 3824,4 l/hab.mês.



Figura 4 – Mapa do índice pluviométrico

Índice Pluviométrico do Município de Monte Carmelo

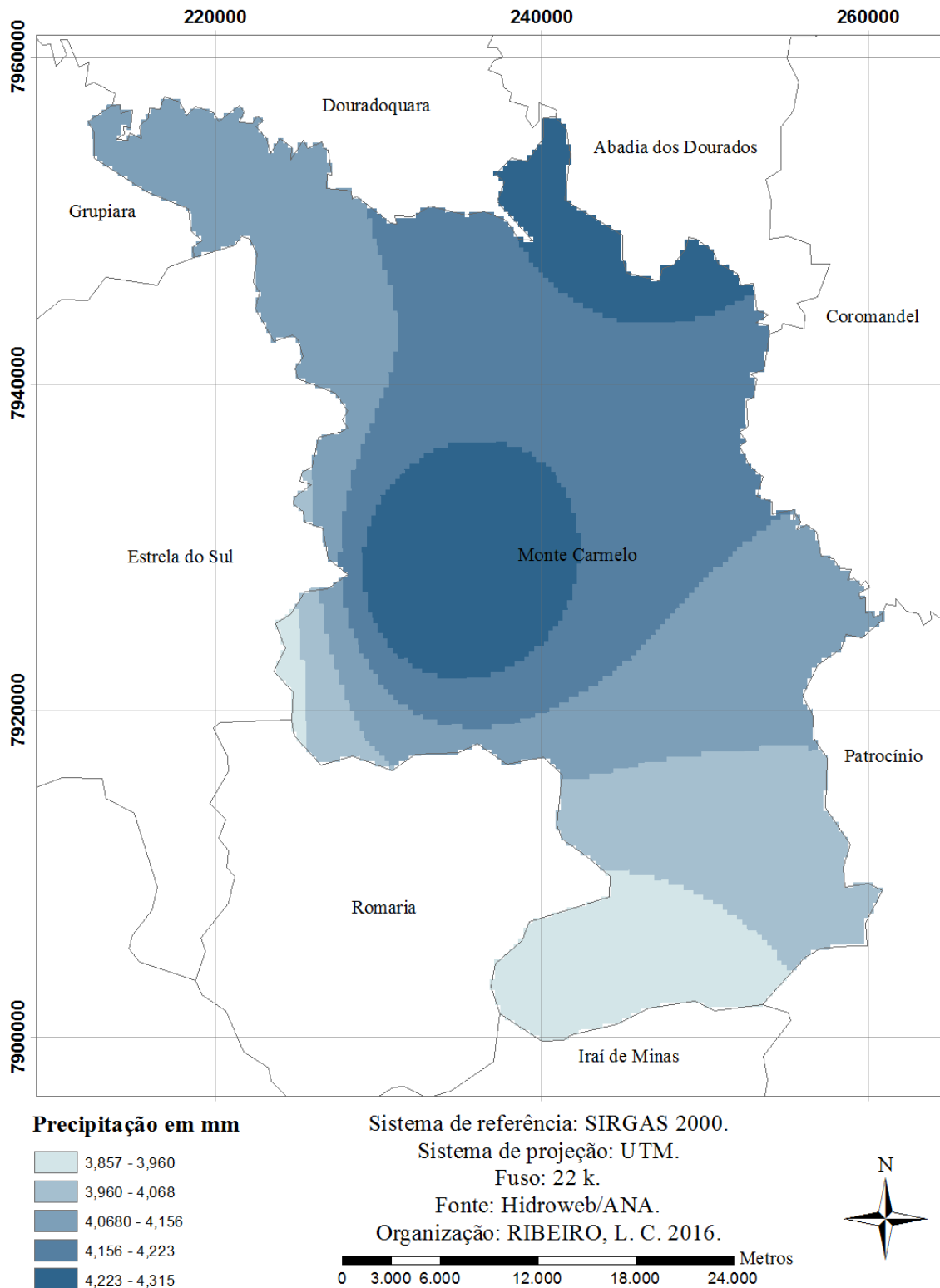
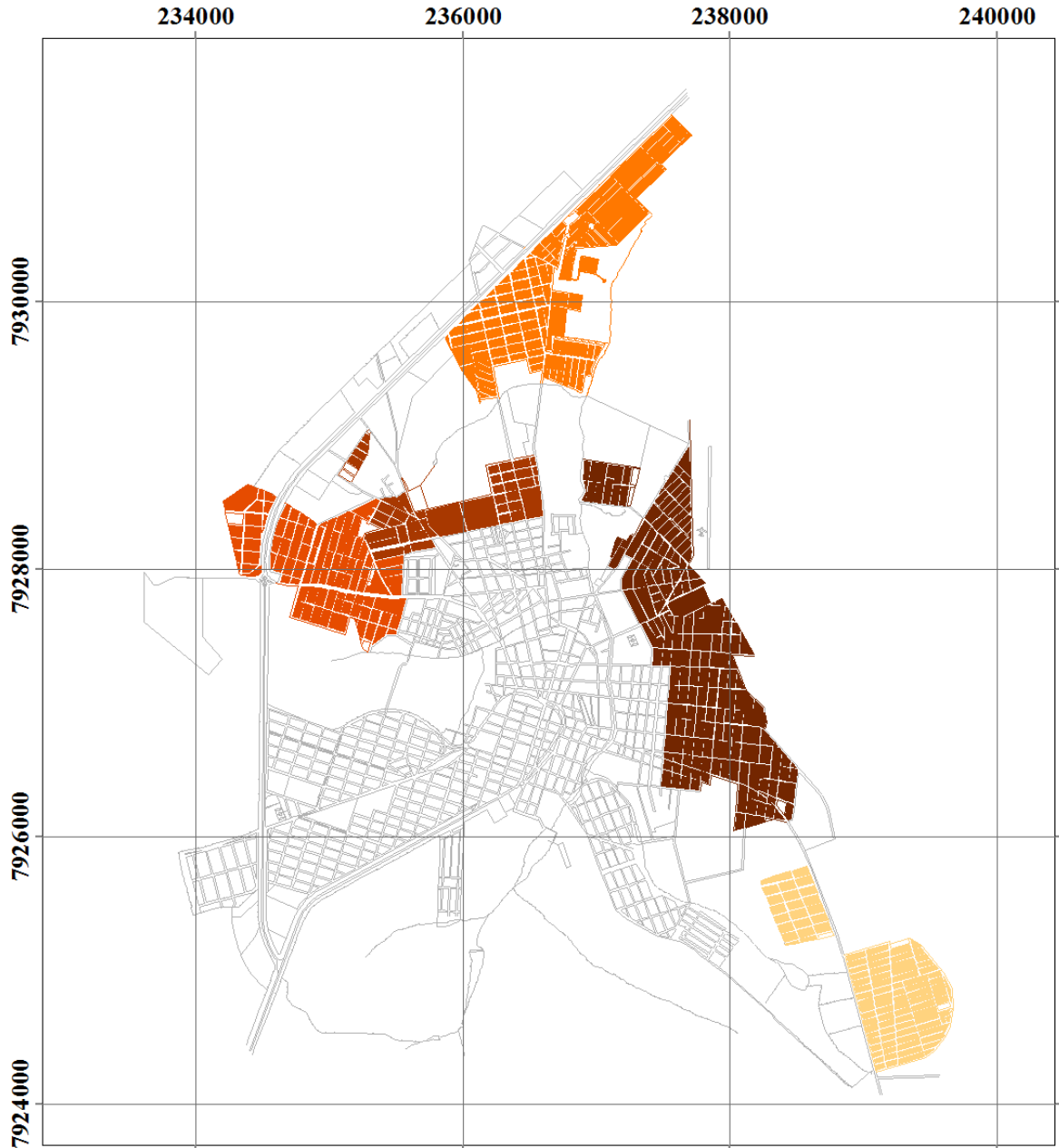
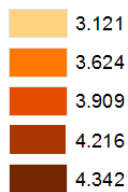


Figura 5 – Mapa do consumo de água

Consumo de água de mananciais subterrâneos

**Legenda**

Consumo em l/hab.mês



Sistema de referência: SIRGAS 2000.

Sistema de projeção: UTM.

Fuso 22 k.

Fonte: DMAE.

Organização: RIBEIRO, L. C. 2016.





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Os cálculos foram feitos para períodos de 10, 20 e 30 anos. O resultado da tendência pluviométrica está apresentado na tabela 3. Esta tendência evidencia uma baixa pluviométrica para o município com o passar dos anos

Tabela 3 – Tendência pluviométrica

Ano	Pluviometria em mm por ano
2016	1.484,09
2026	1.454,89
2036	1.424,60
2046	1.395,76

Os resultados da previsão populacional apresentado na tabela 4, calculado pelo método matemático geométrico. É um dos métodos mais utilizados e que considera o crescimento populacional em função da população existente em cada instante e ainda a mesma porcentagem de aumento da população para iguais períodos de tempo (HELLER, PÁDUA, 2010).

Tabela 4 – Previsão populacional

Ano	População
2016	48.936
2026	51.024
2036	53.202
2046	55.471

O mapa do índice pluviométrico mostra que a pluviometria do município varia entre 3,857 e 4,315 mm por dia durante o ano. Na área urbana, a chuva varia de 4,223 a 4,315 mm por dia, ou seja, em um ano, a quantidade de milímetros que chove na área urbana está entre 1.541,395 e 1.574,975 mm.

Com a população do município de 45.772 habitantes esta quantidade se mostrou suficiente, uma vez que a população atendida por mananciais de águas subterrâneas não sofre com a falta de água. Porém a previsão populacional mostra que a população do município está aumentando ao contrário da tendência pluviométrica que está diminuindo, mesmo que em pequena proporção.

Analisando os dados pluviométricos da série temporal percebe-se que nos últimos anos a pluviometria do município está apresentando uma queda, e que também existe períodos de baixa pluviométrica relevante, como a mais recente que foi do ano de 2014, em que o município passou por um período de escassez de água.

O mapa de consumo de água mostra que o consumo varia mais de 1.200 litros entre os sistemas de abastecimento. Entre as regiões estudadas, a que mais consome é a que possui maior renda populacional, enquanto que os sistemas que possuem os bairros de menor renda do município são os dois que menos consomem.

A média de consumo é de 3.842 litros ao mês, ou seja, possui um consumo per capita de 124 l/hab.dia, porém considerando as perdas, a vazão per capita de água distribuída no município por mananciais subterrâneos chega à 172 l/hab.dia, ressaltando assim a discrepância entre o valor de referência, que é de 80 l/hab.dia segundo o IBGE.

CONCLUSÕES

O mapeamento mostrou que o índice pluviométrico do município varia entre 3,857 e 4,315 mm por dia durante o ano. Na área urbana, a chuva varia de 4,223 a 4,315 mm por dia, ou seja, em um ano, a quantidade de milímetros que chove na área urbana está entre 1.541,395 e 1.574,975 mm. O valor médio pluviométrico no ano de 2016 foi de 1.484,09 mm/ano. Foi realizada também a tendência pluviométrica que mostra que esse índice pluviométrico tende a diminuir ao passar dos anos, podendo atingir o valor de 1.395,76 mm/ano no ano de 2046.

Esta tendência pluviométrica e a previsão da população mostram que são necessárias medidas para o controle da água no município, pois a população apresenta crescimento ao longo dos anos, ao contrário da pluviometria que apresenta uma pequena queda, podendo, portanto, gerar escassez de água futuramente.

O consumo de água também reforça isto, uma vez que a média, cuja qual assumiu valor de 3842 l/hab.mês, corresponde à mais que o dobro da quantidade de referência, que é de 80 l/hab.dia, e, também o fato de que quanto maior a renda da população maior o consumo, necessitando, portanto, de medidas públicas educacionais e de conscientização para que haja a diminuição do consumo e que a população futura possa usufruir deste recurso.

Com este trabalho nota-se que os mapas vão além da representação da superfície física, pois são também instrumentos importantes no âmbito social, uma vez que pode fornecer subsídios para gestão, através do SIG gerado, e também o controle de vários fatores, uma vez que ele permite a manipulação dos dados, auxiliando assim na tomada de decisão.

Devido a baixas pluviométricas que acontecem em períodos frequentes, sugere-se que seja feito um estudo sobre estes ciclos pluviométricos da região, para que o município possa se preparar para os anos de pouca pluviosidade e evitar a falta de água, assim como também para as épocas de muita pluviosidade que gera inundações ocasionando perdas humanas e materiais.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

REFERÊNCIAS

- CARVALHO, D. F.; SILVA, L. D. B. **Hidrologia**. Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro (UFRRJ). Apostila: Hidrologia. Ago. 2006.
- DMAE – **Departamento Municipal de Água e Esgoto. Plano Municipal de Saneamento Básico**. Vol. II. 218 p. Monte Carmelo, out. 2013. Disponível em: <<http://dmae.montecarmelo.mg.gov.br/legislacao/plano-municipal-de-saneamento-basico/>>. Acesso em: 03 mai. 2016.
- FILHO, J. L.; IOCHP, C. **Introdução a Sistemas de Informações Geográficas**. Universidade Federal de Viçosa. 1996.
- HELLER, L.; PÁDUA, V. L. **Abastecimento de água para consumo humano**. 2ª ed. ver. e atual. Belo Horizonte: Editora UFMG, 2010.
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Cidades**. Disponível em: <<http://cidades.ibge.gov.br/xtras/perfil.php?codmun=314310>>. Acesso em: 23 mai. 2016a.
- IBGE – Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Noções Básicas de Cartografia**. Disponível em: <http://www.ibge.gov.br/home/geociencias/cartografia/manual_nocoas/processo_cartografico.html>. Acesso em: 24 mai. 2016b.
- MMA – Ministério do Meio Ambiente. **Água um recurso cada vez mais ameaçado**. 2005. Disponível em: <http://www.mma.gov.br/estruturas/sedr_proecotur/_publicacao/140_publicacao09062009025910.pdf>. Acesso em: 14 abr. 2016.
- NOGUEIRA, F. **Modelos de previsão**. Modelagem e simulação – Modelos de previsão. Notas de aula. Universidade Federal de Juiz de Fora. 2009.
- OMS - Organização Mundial de Saúde. **O Direito à Água**. Gabinete do Alto Comissário para os Direitos Humanos (ACNUDH). Centro sobre Direitos à Habitação e Despejo (COHRE). Water Aid, Centro de Direitos Económicos, Sociais e Culturais. 2003.
- REIS, M. M. **Análise de séries temporais**. Polígrafo de aula. Universidade Federal de Santa Catarina. 1999.
- SENADO FEDERAL. **Em discussão!** Secretaria de Comunicação Social. Ano 5. N° 23. Brasília: Segraf, dez. 2014. 29 p.
- SNSA - Secretaria Nacional de Saneamento Ambiental. Ministério das Cidades. **Sistema Nacional de Informações sobre Saneamento: Diagnóstico dos Serviços de Água e Esgotos – 2013**. Brasília: SNSA/MCIDADES, 2014. 181 p.



MICROALGAS COMO ALTERNATIVA NO TRATAMENTO TERCIÁRIO DE EFLUENTE ANAERÓBIO SUÍNO E BOVINO

Stephani Ioren de Menezes¹; Marcio Ricardo Salla²; Gustavo Henrique ribeiro da Silva³; Edgar Silveira Campos⁴

RESUMO

O novo conceito de saneamento visa a recuperação máxima de energia e de nutrientes, minimizando o uso de água potável e emissões de micropoluentes nas águas superficiais. Além dos elevados investimentos estruturais, de produtos químicos e energia adicional necessários na remoção de nutrientes e compostos tóxicos, o sistema convencional de tratamento de esgoto desvaloriza os resíduos gerados, além de desperdiçar os nutrientes, o efluente líquido tratado e o biogás gerado na biodegradação anaeróbia. Os reatores anaeróbios têm a capacidade de remoção de altas cargas de matéria orgânica no efluente, auxiliando no cultivo sequencial de microalgas. Essas microalgas podem efetivamente assimilar nitrogênio, fósforo, CO₂ e outros macro e micronutrientes do esgoto sanitário, convertendo-os em biomassa algal. Esta biomassa, rica em nutrientes, pode ser utilizada para produção de bioenergia, de biofertilizantes, de bioplásticos, de corantes e de produtos químicos. Neste contexto, o objetivo deste estudo de mestrado é estimular uma abordagem de economia circular, onde todo o efluente de origem suína e bovina tratado, a biomassa algal e o lodo gerado possam ser reutilizados na irrigação e adubação de culturas via fertirrigação.

PALAVRAS-CHAVE: Microalgas, biofertilizante, economia circular

INTRODUÇÃO

De acordo com os princípios fundamentais do Plano Nacional de Saneamento Básico – PLANSAB (2013):

“...aspecto que merece cuidadosa atenção diz respeito à matriz tecnológica que orienta o planejamento e a política setorial. Planejar o saneamento básico no País, com um olhar de longo prazo, necessariamente envolve a prospecção dos rumos tecnológicos que o setor pode – ou deve – trilhar. Tal questão envolve diferentes dimensões. Por um lado, cabe à política de saneamento básico identificar tendências, nacionais e internacionais, segundo as quais a matriz tecnológica do saneamento vem se moldando, o que supõe também procurar enxergar novos conceitos, ainda que sejam antigas formulações em novas roupagens, ou novos desafios que pressionam no sentido de mudanças paradigmáticas. Neste sentido, temas como a sustentabilidade, a gestão integrada das águas urbanas, o saneamento ecológico e o combate às mudanças climáticas globais podem ser evocados como exemplos. De outro lado, pode significar, ativamente, enxergar qual padrão tecnológico deve ser apoiado e incentivado, inclusive prevendo-se movimentos de transição ao longo do período de planejamento, na direção das trajetórias mais desejáveis daquela política. Deve-se ter claro ainda que a matriz tecnológica predominante, ou a ser induzida pelo planejamento em saneamento básico, não é livre de valores, incorporando a noção de sustentabilidade que lhe dá suporte, a visão de participação da comunidade e da diversidade sociocultural, bem como os princípios de universalidade, equidade, integralidade e intersetorialidade, entre outros conceitos.”

¹ Mestranda em Qualidade Ambiental (PPGMQ/UFU), (stephani.menezes@yahoo.com.br)

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marcio.salla@ufu.br)

³ Professor da Faculdade de Engenharia Civil (DEC/UNESP) (gustavo.ribeiro@feb.unesp.br)

⁴ Professor do Instituto de Ciências Agrárias (ICIAG/UFU) (siveiraedgar@gmail.com)

Especificamente no item 9.2 do PLANSAB (2013), as justificativas do Programa de saneamento rural têm relação com “...o significativo passivo que o País acumula no saneamento para as áreas objeto do Programa e as especificidades desses territórios, que requerem abordagem própria e distinta da convencionalmente adotada nas áreas urbanas, tanto na dimensão tecnológica, quanto na da gestão e da relação com as comunidades”. Também, ainda no item 9.2 do PLANSAB (2013), “...será indispensável a elaboração de um modelo conceitual, ..., incluindo a concepção de matriz tecnológica apropriada à realidade local sob os aspectos sociais, culturais, econômicos, ambientais e institucionais”.

A proposta de tratamento a partir de tecnologias de baixo custo e reuso de esgoto terciário e biomassa algal provenientes de efluente suíno e bovino contribuirá na redução dos déficits e desafios apontados no PLANSAB e PNRS em função de diversos fatores: redução de enfermidade e mortalidade de crianças e idosos relacionadas às doenças de veiculação hídrica; prática do conceito de sustentabilidade em função do aproveitamento do efluente rico em nutrientes no cultivo de diversas culturas, aproveitamento do lodo biológico na adubação do solo, aproveitamento de efluente líquido tratado na irrigação de diversas culturas e aproveitamento térmico e energético do biogás gerado; aumento da capacidade produtiva de alimentos nas comunidades carentes e afastadas; destino sustentável aos resíduos sólidos gerados nas propriedades rurais.

Diante dos problemas de saneamento básico no país, especificamente nos municípios pequenos, distritos e comunidades afastadas, é de grande relevância os estudos científicos e de inovação que visam o desenvolvimento e aperfeiçoamento de tecnologias de tratamento de esgoto sanitário com foco nos benefícios ambientais, econômicos e sociais. É nesta vertente que o presente projeto de mestrado está inserido.

METODOLOGIA

Microalgas para recuperação de nutrientes

Para preparar os inóculos de microalgas será feito o crescimento do consórcio presente no efluente tratado anaerobicamente. Para o isolamento das microalgas existentes no consórcio, serão coletadas amostras do efluente tratado e condicionadas em Erlenmeyers de 500 mL em um recinto com temperatura constante de 25°C. Para promover o crescimento das espécies de microalgas presentes, as amostras terão iluminação com lâmpadas fluorescentes (100 a $120 \mu\text{mol}\cdot\text{m}^{-2}\cdot\text{s}^{-1}$) com foto período de 12/12 horas. Após um período de 20 dias será observado o crescimento das microalgas com um microscópio óptico. Será necessário aclimatar as microalgas em temperaturas mais altas, pois serão utilizadas na próxima fase. Para isso, serão utilizados erlenmeyers de 250 mL, com 100 mL do efluente tratado e inoculado com o consórcio de microalgas. As amostradas serão preservadas em uma incubadora com fotoperíodo de 12 horas, em que a temperatura de incubação será acrescida gradativamente a cada três ou quatro dias até atingir a temperatura desejada. O controle do crescimento será feito por contagem de células, por meio de um microscópio óptico.

Na próxima fase os biorreatores serão inoculados com o consórcio de microalgas na proporção 10% v/v. Cada ciclo de cultivo será de no máximo sete dias, englobando a inoculação no dia zero e o descarte do efluente gerado no sétimo dia. Uma parcela do próprio efluente (10%) da batelada anterior será utilizada como inóculo para o início de um novo ciclo de cultivo, e o restante do volume será completado com o esgoto sanitário de alta carga anaerobicamente tratado. A temperatura do líquido será apenas monitorada, uma vez que o sistema operará sob condições ambientais reais. A intensidade luminosa e o fotoperíodo serão controlados por meio de lâmpadas fluorescentes próximas ao frasco de vidro. Os estudos nesta fase serão realizados em sistema fechado em batelada, com frascos de vidro de capacidade igual a 2 litros (biorreatores). Com a intenção de promover a aeração e agitação



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

das culturas, será injetado ar comprimido (10 L/min) na parte interior do frasco de vidro por meio de uma mangueira esponjosa. O ar comprimido passará por um recipiente contendo água deionizada para umidificação e limpeza do ar, posteriormente por um rotâmetro para controle da aeração distribuída a cada fotobiorreator.

O esgoto sanitário suíno e bovino de alta carga, anaerobicamente tratado, utilizado no sistema será coletado pela manhã, no dia de início da batelada, e caracterizado. Diariamente serão coletadas amostras de efluente do sistema de cultivo de microalgas para o monitoramento do crescimento das microalgas e remoção de nutrientes. O efluente coletado será analisado com base nos seguintes parâmetros: alcalinidade (total e parcial), clorofila a, peso seco, DQO (total, particulada e solúvel), DBO, absorvância (540nm, 682nm, 750nm), pH, série de nitrogênio e série de fósforo. A avaliação do sistema será baseada em análises padrões para águas residuárias (APHA, 2012).

Avaliação da separação

Para que essas microalgas possam ser utilizadas como fertilizantes é necessário que estas sejam separadas do esgoto sanitário em forma de biomassa. A aplicação de coagulantes orgânicos (naturais) em substituição aos coagulantes inorgânicos, além de serem sustentáveis e não alterarem significativamente o pH do meio, favorece a recuperação da biomassa de microalgas, uma vez que não contamina o produto final (biomassa) (SALIM et al., 2011).

Nesse projeto será estudado a potencialidade do uso de coagulantes naturais à base de Moringa Oleifera Lam e taninos, como agente coagulante conjugado a processos de separação das microalgas, com destaque, e a morfologia e força de resistência ao cisalhamento dos flocos de microalgas formados.

Os ensaios de coagulação/floculação serão realizados em Jar Test, o processo será monitorado por análise de imagem digital com o objetivo de determinar os atributos necessários à avaliação de número, forma e resistência dos agregados de microalgas. A dimensão fractal será empregada na análise morfológica, porosidade e massa específica do agregado formado pelo coagulante natural e microalgas. Serão investigadas diferentes dosagens de coagulante, pH, gradiente de velocidade médio de mistura rápida, tempos de mistura rápida, gradiente de velocidade médio de floculação e tempo de floculação. Diferentes velocidades de sedimentação deverão também ser avaliadas para separação dos agregados, visando uma melhor recuperação das microalgas e um efluente apto para reuso.

Avaliação da remoção de micropoluentes para fins de reuso da água

Com o objetivo de produzir um efluente final adequado para reuso e um biofertilizante seguro, será avaliado a eficiência do sistema (cultivo de microalgas e biomassa algal) quanto à remoção/acumulação de metais pesados (Cd, Cr, Cu, Hg, Ni, Pb e Zn) e microrganismos patogênicos (coliformes totais e E. coli). Serão analisados também os parâmetros físico-químicas, tais como pH, DBO, sólidos totais e nitrogênio e fósforo. As análises serão realizadas de acordo com métodos padrões para águas residuárias (APHA, 2012).

Os experimentos com os micropoluentes serão controlados com adição de concentrações conhecidas de poluentes indicadores. Serão realizados, com e sem microalgas, esclarecendo os possíveis mecanismos de remoção (fotólise, biotransformação, biodegradação, oxidação, sorção).

A concentração dos metais pesados será determinada por meio de espectrômetro de absorção atômica, de acordo com os procedimentos propostos no APHA (2012). Caso haja necessidade será implementado uma etapa de desinfecção (cloro, ozônio, ozônio/cloro, ozônio/peróxido de hidrogênio) a fim de garantir um efluente adequado para reuso.

Avaliação da biomassa de microalgas como fertilizante sustentável

A biomassa seca de microalgas será avaliada quanto sua viabilidade de aplicação no cultivo de *Amaranthus cruentus*. O amaranto é de grande valor econômico, pois tanto as folhas como as

sementes contêm grande quantidade de proteínas, vitaminas e sais minerais e podem ser utilizadas na alimentação, constituindo um alimento de grande valor nutritivo (RASTOGI e SHUKLA, 2013). Sementes de amaranto serão semeadas em vasos plásticos com capacidade para 4 litros contendo vermiculita incrementada (plantas tratadas) ou não (plantas controle) com massa seca de algas e mantidas em casa de vegetação sob condições fotoperiódicas naturais durante o período experimental. A massa seca de algas será incorporada à vermiculita antes do plantio. As plantas serão divididas em três grupos: (1) plantas supridas com solução nutritiva de Long Ashton (HEWITT, 1967) a 70% e sem algas (controle); (2) plantas supridas com solução nutritiva de Long Ashton a 20% e sem algas e (3) plantas supridas com solução nutritiva de Long Ashton a 20% e com algas.

Serão avaliadas as seguintes variáveis: altura das plantas, número de folhas visíveis, massa seca, trocas gasosas, pigmentos fotossintéticos e teores de macro e micronutrientes no tecido foliar. A massa seca será determinada após secagem do material em estufa de circulação forçada de ar a 60 °C, até a obtenção de massa constante. As trocas gasosas (fotossíntese, condutância estomática, transpiração e concentração de CO₂ na cavidade subestomática) serão realizadas através do uso de um analisador de gás por infravermelho portátil (IRGA-LCpro, ADC, Hoddesdon, UK). Os pigmentos fotossintéticos (clorofila e carotenóides) serão extraídos em acetona 80% e as suas concentrações calculadas de acordo com as fórmulas de Lichtenthaler (1987). Os teores de macro e de micronutrientes serão determinados no laboratório de solos, situado no Instituto de Ciências Agrárias da UFU, segunda metodologia descrita por Malavolta et al. (1997). Estas variáveis serão comparadas com as das plantas irrigadas com solução nutritiva de concentração ideal para o crescimento (solução nutritiva a 70%).

Instalações experimentais

O efluente suíno e bovino tratado previamente em reator anaeróbio de fluxo ascendente, de alta carga, será coletado em uma indústria na cidade de Patrocínio, Minas Gerais. A instalação piloto, em escala de bancada, ocorrerá no Laboratório de Saneamento – LABSAN da Faculdade de Engenharia Civil – FECIV da Universidade Federal de Uberlândia - UFU.

RESULTADOS ESPERADOS

Espera-se com a realização desta pesquisa otimizar os processos de tratamento propostos e entender melhor os processos físicos, químicos e biológicos envolvidos na recuperação desses compostos tão valiosos, a fim de: recuperar os nutrientes contidos no esgoto sanitário a partir da produção de microalgas; otimizar a separação das microalgas para reuso como biofertilizante; avaliar a potencialidade do biofertilizante na produção agrícola; gerar um efluente final que atenda a prática de reuso não potável. Almeja-se ainda a transferência destas tecnologias para o setor ambiental e agrícola, como uma alternativa sustentável para otimização do tratamento de esgoto sanitário e produção de biofertilizante (biomassa algal).

REFERÊNCIAS

APHA. American Public Health Association, American Water Works Association, Water Environment Federation. **Standard methods for the examination of water and wastewater**. 19.ed.: Washington, DC, USA, 2012.

HEWITT, E. J. Sand and water culture methods used in the study of plant nutrition. Commonwealth Agricultural Bureaux. *Experimental Agriculture*, v. 3, n. 2, p. 104, 1967.



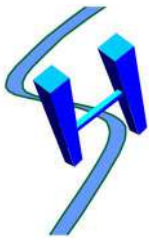
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

LICHTENTHALER, H. K. Chlorophylls and carotenoids: pigments of photosynthetic biomembranes. *Methods in enzymology*, v. 148, n. 1, p. 350-382, 1987.

PLANSAB. Plano Nacional de Saneamento Básico, Brasília, 2013. Disponível em: <https://docplayer.com.br/13369042-Plano-nacional-de-saneamento-basico-plansab.html>. Acesso em julho de 2019.

RASTOGI, A.; SHUKLA, S. Amaranth: A new millennium crop of nutraceutical values. *Critical Reviews in Food Science and Nutrition*, v. 53, n. 1, p. 109-125, 2013.

SALIM, S.; BOSMA, R.; VERMUEË, M. H.; WIJFFELS, R. H. Harvesting of microalgae by bio-flocculation. *Journal of Applied Phycology*, v. 23, n. 5, p. 849-855, 2011.



MODELAGEM DE ÁGUAS SUBTERRÂNEAS BASEADO EM UM AQUÍFERO EXPERIMENTAL

Carlos Fernando Medina Navas¹; José Eduardo Alamy Filho²

RESUMO

A modelagem matemática tem se tornado parte importante da maioria dos projetos que lidam com o desenvolvimento, proteção e remediação de águas subterrâneas. A maioria dos códigos disponíveis atualmente ou softwares para modelagem de águas subterrâneas são baseados em métodos de elementos finitos, de diferenças finitas e volumes finitos. O foco deste projeto será a simulação de um aquífero utilizando o método das diferenças finitas (FDM), isso será feito em duas fases: a experimental e a simulação computacional.

Este projeto visa à construção de um aquífero experimental, em tanque de acrílico, com dimensões 1,75m x 0,90m x 0,50m. Esse tanque será preenchido com meio poroso e terá vinte e dois tubos que funcionarão como piezômetros, permitindo medições de nível e extração de água a partir de registros de agulha instalados em sua base. O meio poroso utilizado será do tipo arenoso, com granulometria inferior a 1,41 mm (peneira # 14). O experimento consistirá na retirada de vazão de um ou mais piezômetros e na medição dos níveis de água nos piezômetros vizinhos. Todo o ensaio será filmado, o que permitirá obter a variação temporal da superfície freática do protótipo de aquífero. Os resultados dos rebaixamentos também servirão para obtenção de parâmetros do sistema, como a condutividade hidráulica e o coeficiente de armazenamento.

PALAVRAS-CHAVE: Aquífero experimental. Águas subterrâneas. Método de Diferenças Finitas

INTRODUÇÃO

Todos os organismos vivos precisam de água para sobreviver. Portanto, garantir o uso adequado desse recurso é essencial para manter a vida na Terra. Boberg (2005) menciona que 71% da superfície da Terra é coberta por água (1,4 bilhões de km³), estimada 97,5% em água salgada e apenas 2,5% em água doce, onde a grande maioria está concentrada em águas subterrâneas e superficiais (rios e lagos), o restante não está disponível para consumo humano, pois é encontrado nas calotas polares, outras formas de gelo e neve, umidade do solo e água na atmosfera, impossibilitando a uso (Figura 1). Leap (1999) estipula em seu trabalho que cerca de 10.530.000 km³ de água doce são encontrados em aquíferos, 21.120 km³ em rios e 91.000 km³ em lagos, perfazendo um total de 10.623.120 km³. Consequentemente, as águas subterrâneas representam 99% da água doce disponível para uso humano.

As águas subterrâneas têm grande capacidade de exploração, pois, com tempos de recarga e renovação muito longos, os aquíferos percebem menos os efeitos da seca e podem ser utilizados estrategicamente, explorando-os mais intensamente durante os períodos secos e deixando-os descansar e recarregar durante os períodos de abundância de chuva. Além disso, outra vantagem que ela tem

¹ Estudante de Pós-graduação em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (carlos.navas@ufu.br)

² Professores da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br, nagela@ufu.br)

sobre as águas superficiais é que elas geralmente são menos vulneráveis à poluição. Portanto, estudos para melhorar seu uso são de vital importância.

Neste estudo, trabalharemos com um aquífero artificial experimental realizado em laboratório, no qual podemos ver como a extração de água em um piezômetro afeta os piezômetros vizinhos e como isso varia em um tempo indeterminado, os resultados obtidos durante a experimentação serão comparados com resultados simulados para validar o modelo.

METODOLOGIA

Nesta fase, foi realizada a construção de um tanque com paredes de acrílico, descoberto na parte superior, com as seguintes dimensões 1,75m x 0,90m x 0,50m e cada uma de suas paredes com uma espessura de 1,3cm, este foi posicionado em uma estrutura metálica a 0,80 m do nível do solo. Em ambos os lados, foi colocada uma placa de acrílico removível na qual foi instalada uma malha de aço de 0,67 m x 0,30 m, o que facilita a recarga do aquífero e retém a passagem do material poroso a ser usado, conforme ilustrado em Figura 2.

Na base do tanque foram perfurados 25 furos, para a instalação de 22 tubos de PVC que desempenharão a função de piezômetros, em cada um desses tubos será colocado um canudo, que em sua parte inferior terá uma esfera isopor, com isso será possível medir o nível e a extração de água que está sendo feita mediante os registros de agulhas instalados em sua base, como mostra a Figura 1, cada um destes os tubos também serão cobertos com um tecido de filtro que impedirá que os grãos obstruam os registros (Figura 2; a); os orifícios restantes são para a colocação de válvulas de esfera $\frac{3}{4}$ que serão usadas para descarregar e limpar o tanque.



Figura 1 – Registros de agulha

O tanque será preenchido com um meio poroso do tipo arenoso, com granulometria inferior a 1,14 mm (peneira nº 14), este atuará como nosso aquífero artificial, amostras serão coletadas para testes de identificação e classificação de solos. (Figura 2; b)



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



Figura 2 – (a) Piezômetros cubertos com tecido filtrante;
(b) Tanque preenchido com ele meio poroso

O seguinte passo é a alimentar o aquífero experimental. Após a estabilização do nível freático, devemos registrar o nível inicial de água no aquífero (NA_i), bem como o nível inicial de cada um dos piezômetros. Após a coleta das informações, inicia-se a extração de água de um ou mais piezômetros, lembrando que o teste será filmado durante esse período, a fim de capturar a variação temporal do nível de cada piezômetro, além de medir a volume de água que foi extraído durante o experimento.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Durante o experimento, foram coletadas 3 amostras de solo, nas quais foram realizados os seguintes testes:

Análise Granulométrica

A análise granulométrica, esse teste foi realizado para realizar a curva granulométrica apresentada na Figura 5, com esses resultados foi possível calcular o coeficiente de uniformidade

$$(Cu).Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (1)$$

Siendo Cu el coeficiente de uniformidade, d_{60} es el tamaño de la partícula que pasa el 60% , d_{10} es el tamaño de la partícula que pasa el 10%.

Los resultados fueron los siguientes (Figura 4):

	d60	d10	Cu
Mostra 1	0.7	0.29	2.41
Mostra 2	0.8	0.39	2.05
Mostra 3	1	0.45	2.22

Figura 4 – Coeficiente de uniformidade (Cu)

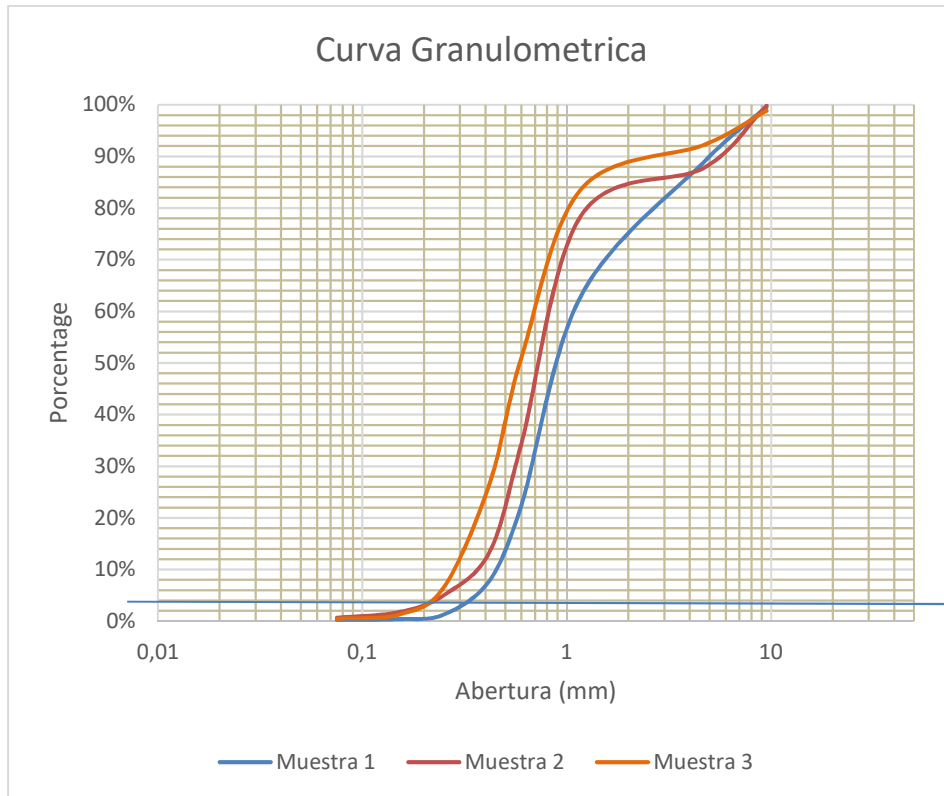


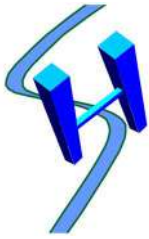
Figura 5– Análise granulométrico

Condutividade Hidráulica

O teste de permeabilidade ou condutividade hidráulica (k) foi realizado sob a norma ASTM D2434-68 (Figura 7).

$$k = \frac{Q * L}{A * t * h} \tag{2}$$

Onde k é a carga hidráulica em (cm / s), Q é a quantidade de descarga (ml); L distância entre a base superior e inferior do permeametro, t time em (s) A área do cilindro.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia

Os resultados médios obtidos foram se ilustram na Figura 6:

	K promedio (cm/s)
Mostra 1	0.022
Mostra 2	0.028
Mostra 3	0.034

Figura 6– Análisis granulométrico



Figura 6 – Teste do permímetro de carga constante

Uma forma excelente foi feita onde a porosidade (n), porosidade efetiva (n_e), densidade a granel (ρ_d) foi calculada. Para o cálculo desses dados, cada amostra de solo foi colocada no forno por 24 horas e seu peso seco (W_d) foi registrado.

Posteriormente, o índice de vazios (V_v) foi calculado saturando a amostra seca com o registro do volume de água necessário para a saturação, esse volume de água (V_a) é equivalente a é equivalente ao volume de vazios.

Em seguida, as amostras foram colocadas no balde de drenagem, que consiste na união de 2 baldes que são divididos por uma malha de aço (0,225m x 0,23m x 0,28m; dimensões por cubo) (Figura 7). Uma vez que a amostra colocada no balde foi calculada, seu volume total (V_t) das amostras. Cada amostra foi deixada drenar por 24 horas, após esse período foi calculada a quantidade de volume de água drenada (V_d).



Figura 7 –Cubo de drenaje

Resultados de amostra (Figura 8):

	Unid	Muestra 1	Muestra 1	Muestra 1
h areia	cm	7.00	6.50	7.00
Vol total (Vt)	cm ³	3220.28	2990.26	3220.28
Vol vaz= Vol água	ml	1300.00	1120.00	1080.00
$n = (\text{Vol vaz})/(\text{Vol t})$	%	40.37	37.45	33.54
Altura água drenada (hdr)	cm	0.50	0.60	0.65
Vol drenado	cm ³	230.02	276.02	299.03
ne	%	7.14	9.23	9.29
Retenção Especifica	%	33.23	28.22	24.25
Peso da mostra seca (Wd)	g	4253.80	3526.20	3983.40
Bulk density (ρ_d)	g/cm ³	1.32	1.18	1.24

Figura 8 –Resultados porosidade (n), porosidade efetiva (ne), densidade a granel (ρ_d)



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

A extração de água foi realizada no piezômetro número 16, o teste teve um tempo de 44 min 33 segundos, três câmeras foram posicionadas em ângulos diferentes, o que taxou a variação do nível durante o tempo do experimento, um leito também foi colocado a parte inferior do aquífero para registrar o volume de água removido durante esse período.

Para medir a variação de nível, as capturas de imagens foram realizadas em momentos diferentes, essas imagens foram analisadas com a ajuda do software Surfer, os resultados obtidos foram exportados para uma planilha do Excel, onde foram registrados o nível inicial e final de cada piezômetro (Figura 9).

Piezometro	TEMPO 0 SEG				TEMPO 15 SEG				TEMPO 20 SEG								
	inicial (cm)	Xsurfer	Ysurfer	Lsurfer	Xsurfer	Ysurfer	Lsurfer	rebaixamento (cm)	Xsurfer	Ysurfer	Lsurfer	rebaixamento (cm)	Xsurfer	Ysurfer	Lsurfer	rebaixamento (cm)	
1	19.1	18.69686	3.380032	4.009876	18.70658	3.377218	4.004964	19.07613	18.29399	-22.35049	4.005307	19.07776	18.29399	-22.35049	4.005307	19.07776	0.022240509
2	19.6	19.08713	7.370962	3.516065	20.39703	5.064788	3.503677	19.53039	19.0854	7.364226			20.37539	5.059594	3.500103	19.51102	0.088981364
4	19.4	20.88068	8.539585	3.733658	20.89163	8.533278			20.91979	8.517099			12.91726	-20.97301	3.721604	19.33788	0.062116312
5	20.9	17.52785	5.521893	3.610968	17.52481	5.52153	3.607709	20.88114	17.1094	-16.59466			13.01272	-17.25263			0.068516932
6	19.9	16.14927	5.484147	3.515777	16.14423	5.48132	3.472741	19.65641	17.5205	9.139235			15.73814	-20.24076	3.470855	19.64573	0.254265408
7	20	16.30579	8.99438	3.614326	16.28782	8.951091			16.28782	8.951091			15.89119	-16.77328			
8	19.4	21.5503	6.524649	3.023623	21.56002	6.531017	3.014984	19.34458	14.72405	8.976014			14.32828	-16.75589			0.2022280322
9	18.8	18.64918	6.075619	3.033333	18.65017	6.079594	3.028246	18.76947	21.81305	9.535365			21.41361	-16.20734			0.209383618
11	20.7	15.6484	5.88362	3.477358	15.65325	5.885694	3.429117	20.41283	18.92966	9.094914			18.9389	9.064099			0.335396041
12	19.5	14.01818	5.897585	3.315433	14.02132	5.906276	3.242737	19.07244	15.73993	9.319331			15.32185	-16.41302			0.4144443012
13	19.9	12.5187	5.826102	3.407302	12.51509	5.831084	3.401482	19.86601	14.12543	9.147342			13.76825	23.37322			0.138553814
14	18.6	9.08435	5.647297	3.271273	9.072125	5.646323	3.268363	18.58345	12.69585	9.229653			12.25298	-16.51493			0.011156583
16	20.6	15.06487	6.351691	3.235428	15.05641	6.358528	3.080598	19.6142	9.297672	8.908895			8.887516	-16.81363			0.919178818
17	18.8	13.76851	6.320941	3.036376	13.75917	6.322563	3.030064	18.76092	15.09463	9.438889			14.68825	-16.27918			0.195775375
19	19.5	14.48549	6.798877	2.961786	14.48987	6.793209	2.892706	19.04519	13.88382	9.350062			14.03788	-16.0406			0.492209192
20	20.2	11.82659	6.728514	3.117705	11.82776	6.721258	3.112448	20.16594	14.435	9.685395			14.03788	-16.0406			0.067122141
21	20.8	16.10716	7.690788	2.789217	16.10944	7.696253	2.777917	20.71573	12.11486	9.820436			11.71423	-15.90955			0.057444773
22	20.4	10.41289	7.518962	2.923413	10.414375	7.529116	2.887066	20.14637	16.09804	10.47415			15.69897	-15.24743			0.269228273
		10.82101	10.41375		10.80945	10.41494			10.8168	10.4015			10.88328	7.517556	2.884831	20.13077	

Figura 9- análise de variação de nível em los primeros 20 segundos de experimentacion



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

CONCLUSÕES

No experimento, o piezômetro no qual a retirada de água foi realizada foi o número nº 16, as capturas de imagens foram realizadas nos primeiros 2 minutos do experimento em lapsos de 5 e 10 segundos, depois aumentadas em lapsos de 30 segundos e nos últimos 15min em lapsos de 1 minuto. Como esperado, foi possível verificar que no piezômetro nº 16 e aqueles ao seu redor apresentaram uma variação de nível mais rápida do que aqueles que estavam distantes. Provando que este tanque pode ser usado com sucesso em estudos aquíferos.

Os resultados que podem ser obtidos neste experimento podem ser usados para validar modelos matemáticos / computacionais do fluxo de águas subterrâneas em estudos futuros.

REFERÊNCIAS

ASTM, D2434-68. (2000), “Standard Test Method for Permeability of Granular Soils (Constant Head)”.

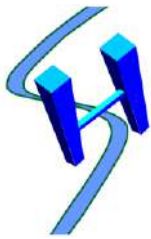
BOBERG, Jill. Freshwater Availability. In: BOBERG, Jill. **Liquid Assets: How Demographic Changes and Water Management Policies Affect Freshwater Resources**. Santa Monica, Ca, u.s.a: Rand Corporation, 2005. Cap. 2. p. 15-28.

FALLICO, Carmine et al. Determinación de los parámetros hidrodispersivos de una falda acuífera mediante pruebas con trazadores. **Avances En Ciencias e Ingeniería**, [s.l.], v. 5, n. 1, p.22-30, 8 abr. 2013. Universidad San Francisco De Quito.

LEAP, Darrell I. Geological Occurrence of Groundwater. In: DELLEUR., Jacques (Ed.). **The Handbook of Groundwater Engineering**. Boca Raton, Fl,usa: Crc Press Llc, 1999. Cap. 1. p. 138-189.

HINRICHSEN, Don; KRCHNAK, Karin; MOGELGAARD, Katie. **Population, water & wildlife : finding a balance**. Reston, Va, U.s.a: National Wildlife Federation, 2002. 64 p.

SINGH, L. Guneshwor; ELDHO, T.i.; KUMAR, A. Vinod. Coupled groundwater flow and contaminant transport simulation in a confined aquifer using meshfree radial point collocation method (RPCM). **Engineering Analysis With Boundary Elements**, [s.l.], v. 66,p.20-33, maio 2016. Elsevier BV



MODELAGEM DE QUALIDADE DA ÁGUA NO RIO SÃO MARCOS, BACIA HIDROGRÁFICA DO ALTO PARANÁ

Nathália Barcelos Cunha¹; Marcio Ricardo Salla²; Sérgio Siqueira Prado Soares³

RESUMO

A bacia hidrográfica do rio São Marcos, localizada no alto Paraná, apresenta conflito hídrico de grande relevância entre o setor hidrelétrico (operação em cascata das centrais hidrelétricas Batalha e Serra do Facão) e o setor agrícola (total outorgado de 65,7 hm³/mês em meados de 2017). O objetivo deste artigo foi avaliar a carga máxima afluyente de amônia, nitrato e fósforo total que os reservatórios suportam para ainda se enquadrar aos limites definidos na Resolução Conama 357:2005. A calibração do modelo a partir da ferramenta AQUATOOL, entre outubro de 2014 a setembro de 2017, forneceu bom ajuste entre as simulações e os dados medidos (para os parâmetros OD, DBO, nitrogênio orgânico, amônia, nitrato e fósforo total) em quatro postos de monitoramento. Os cenários mostraram capacidade máxima de aporte de 4,19, 9,18 e 0,055 ton/km².mês de amônia, nitrato e fósforo total, respectivamente, para as sub-bacias de contribuição de Batalha e de 1,30, 3,34 e 0,019 ton/km².mês de amônia, nitrato e fósforo total, respectivamente, nas sub-bacias de contribuição de Serra do Facão, todas a jusante do reservatório de Batalha. De forma geral, o estudo contribui para o planejamento e gestão de uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do rio São Marcos.

PALAVRAS-CHAVE: Modelagem, Conflito Hídrico, AQUATOOL.

INTRODUÇÃO

O potencial hídrico no território brasileiro é 19 vezes superior ao mínimo estabelecido pela Organização das Nações Unidas, que é de 1.700 m³/hab.ano (Agência Nacional de Águas - ANA, 2007). Todavia, a distribuição hídrica é desigual geograficamente, o que ocasiona diversos conflitos de ordem quantitativa e qualitativa.

Diante destes conflitos, no ano de 1997 entrou em vigor a Lei nº 9.433, também conhecida como Lei das Águas, que instituiu a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH) e criou o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos (SINGREH). De acordo com esta lei, a água é considerada um bem de domínio público e um recurso natural limitado, dotado de valor econômico, onde a gestão dos recursos hídricos deve proporcionar os usos múltiplos de forma descentralizada e participativa, contando com a participação do Poder Público, dos usuários e das comunidades (BRASIL, 1997).

Dentre as doze grandes regiões hidrográficas no Brasil, a grande bacia hidrográfica do Paraná merece destaque, visto que se estende por regiões com grande desenvolvimento econômico e social, incluindo parcelas do Distrito Federal e dos estados de São Paulo, Paraná, Mato Grosso do Sul, Minas Gerais, Goiás e Santa Catarina. A densidade populacional elevada e a grande quantidade de indústrias dos diversos ramos de atuação prejudicam a capacidade de autodepuração dos corpos hídricos superficiais, enquanto que a elevada disponibilidade hídrica associada às características geomorfológicas favoráveis acentuam os conflitos de ordem quantitativa entre os irrigantes e o setor hidrelétrico (ANA, 2015).

¹ Mestre em Engenharia Civil (PPGEC/UFU), pós graduada em Engenharia de Segurança do Trabalho (Faculdade Pitágoras), graduada em Engenharia Elétrica (FEELT/UFU), graduanda em Engenharia Civil (Unitri), (nathaliabcunha@gmail.com)

² Professor Dr. da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marcio.salla@ufu.br)

³ Mestre em Engenharia Civil (PPGEC/UFU), graduado em Engenharia Civil (FECIV/UFU), (sergio.spsoares@gmail.com)

Dentro da grande bacia hidrográfica do Paraná, quando o foco está no conflito de interesse entre o setor agrícola e hidrelétrico, a bacia hidrográfica do rio São Marcos tem grande importância. Em função da elevada disponibilidade hídrica e das características geomorfológicas favoráveis, esta bacia hidrográfica possui grande quantidade de outorgas consuntivas para irrigação (cerca de 97 mil hectares irrigados até 2016, de acordo com a Associação Brasileira de Geração de Energia Limpa - ABRAGEL, 2016), além de duas outorgas não-consuntivas para reservação de água nas centrais hidrelétricas de Batalha (potencial de 52,5 MW) e Serra do Facão (potencial de 210 MW) (FURNAS, 2018).

Nos últimos anos, após o início do enchimento do reservatório de Batalha em 2010, os conflitos entre os irrigantes e o setor hidrelétrico se agravaram. As Resoluções da ANA 562 (ANA, 2010a) e 564 (ANA, 2010b) foram elaboradas para, respectivamente, estabelecer o marco regulatório da bacia hidrográfica pactuado entre a ANA e os órgãos gestores de Goiás (Secretaria de Meio Ambiente e Recursos Hídricos - SEMARH) e Minas Gerais (Instituto Mineiro de Gestão das Águas - IGAM) e para revisar a outorga da Usina Hidrelétrica (UHE) de Batalha. Entretanto, as vazões disponibilizadas para usos consuntivos foram superadas pelas demandas existentes, o que tem motivado, por parte do Comitê de Bacia Hidrográfica do rio Paranaíba, a criação de grupos de trabalho para a revisão, acompanhamento e fiscalização do cumprimento do marco regulatório (ANA, 2014).

Contudo, além da necessidade da otimização hídrica quantitativa na bacia hidrográfica do rio São Marcos, uma gestão eficiente carece também da avaliação dos impactos qualitativos causados pelo lançamento progressivo de defensivos agrícolas e fertilizantes sobre os reservatórios de acumulação de Batalha e Serra do Facão. Neste contexto, o objetivo geral deste artigo foi avaliar a máxima carga afluyente de amônia, nitrato e fósforo total por sub-bacia para que o rio São Marcos (em seu trecho lótico) e os reservatórios de acumulação de Batalha e Serra do Facão ainda mantenha os limites de qualidade da água definidos no Conselho Nacional de Meio Ambiente a partir da Resolução Conama 357 (BRASIL, 2005). Todas as simulações computacionais foram realizadas com o auxílio da ferramenta computacional AQUATOOL, para o período de outubro de 2014 até setembro de 2017, a qual engloba os módulos de quantidade de água (SIMGES) e de qualidade da água (GESCAL).

O presente estudo almeja auxiliar tecnicamente o Comitê da bacia hidrográfica do rio Paranaíba na melhor gestão hídrica no rio São Marcos, cuja topologia do sistema hídrico já estruturada facilita as simulações de novos arranjos hídricos de demanda consuntiva e não consuntiva e de futuros cenários de uso e ocupação do solo.

METODOLOGIA

Área de estudo

Toda a caracterização da bacia hidrográfica do rio São Marcos foi realizada a partir da ferramenta QGIS, por meio do processamento do modelo digital do terreno formado pelo mosaico de oito folhas do Topodata 30 x 30 (15S48_ZN, 15S495ZN, 16S48_ZN, 16S495ZN, 17S48_ZN, 17S495ZN, 18S48_ZN e 18S495ZN), disponibilizadas pelo Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais - INPE (2017).

A bacia hidrográfica do rio São Marcos localiza-se na região central do Brasil, entre as coordenadas UTM (Zona 23 Sul) 191905 - 286161 mE e 8089111 - 8121130 mN, com uma área de drenagem de 11.950 km², sendo 0,6% pertencente ao Distrito Federal, 71,9% ao estado de Goiás e 27,5% ao estado de Minas Gerais (ANA, 2017). De domínio federal, o rio São Marcos percorre cerca de 480 km, da sua nascente no córrego Samambaia (Brasília), altitude de aproximadamente 1000 m, até o encontro com o rio Paranaíba (formador do rio Paraná) na altitude aproximada de 650 m. A bacia abrange terras do sul e sudeste goiano e uma pequena faixa alongada no oeste mineiro, cujos



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

municípios pertencentes são Catalão, Cristalina, Ouvidor, Campo Alegre de Goiás, Ipameri e Davinópolis no estado de Goiás, além de Paracatu, Unaí e Guarda-Mor no estado de Minas Gerais.

Na região predomina o clima tropical úmido, com os períodos seco e úmido bem definidos. De acordo com o Instituto Nacional de Meteorologia - INMET (2017), a precipitação anual na bacia varia entre 1330 e 1550 mm, sendo a média de aproximadamente 1426 mm. Já a evapotranspiração média anual é de cerca de 900 mm. As temperaturas médias anuais predominantes ficam entre 18 e 22° C, com máxima de 37°C entre janeiro e março e mínima de 0° C entre maio e julho.

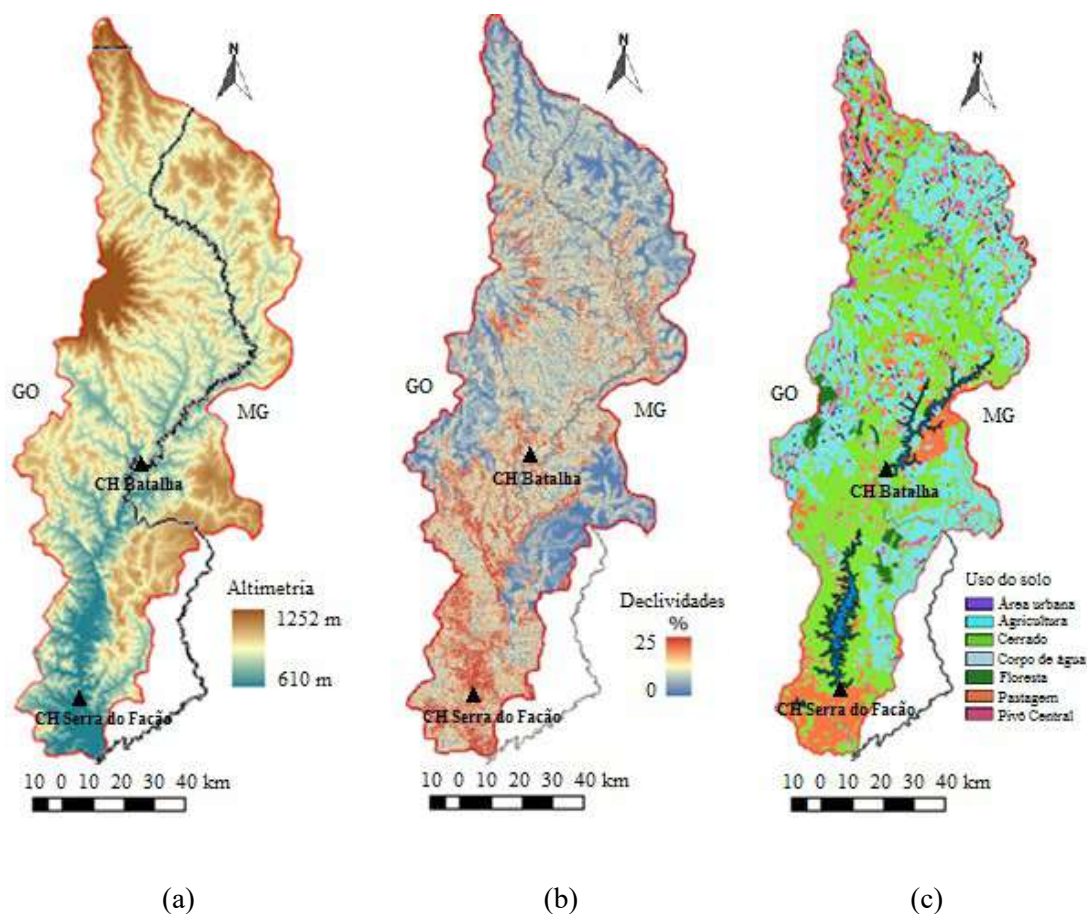
De acordo com a Figura 1a, o relevo a montante da central hidrelétrica de Batalha é formado por chapadões e vales abertos em suas porções mais altas, ideais para a agricultura tecnificada de sementes, grãos e hortícolas (via pivô central). Já a geomorfologia da calha principal do rio São Marcos é formada por vales encaixados em suas porções média e baixa, com acentuada declividade, propícios para a geração de energia hidrelétrica (SILVA e HORA, 2015).

A Usina Hidrelétrica de Batalha está localizada entre os municípios de Cristalina (GO) e Paracatu (MG) e possui capacidade de gerar 52,5 MW - energia suficiente para abastecer uma cidade de 130 mil habitantes, com outorga não consuntiva de uso da água emitida à Furnas Centrais Elétricas. Já a UHE Serra do Falcão localiza-se no estado de Goiás, entre os municípios de Catalão e Davinópolis, cujo reservatório abrange terras de cinco municípios goianos (Ipameri, Campo Alegre de Goiás, Catalão, Davinópolis e Ouvidor), além de um mineiro de Guarda-Mor. Esta usina apresenta capacidade de 210 MW, suficiente para atender a uma cidade com 1,2 milhão de habitantes, sendo um dos maiores empreendimentos de seu Estado, com outorga não consuntiva emitida à Furnas Centrais Elétricas (BRASIL, 2011; FURNAS, 2018).

As altitudes na bacia hidrográfica variam de pouco mais de 640 m, na foz do rio São Marcos, a mais de 1200 m no domo de Cristalina, localizado no município de Cristalina-GO (Figura 1a). O domo de Cristalina possui diâmetro de 30 a 40 km, tendo sido originado a partir do arqueamento de corrente tectônica que ocasionou dobramentos em toda área circunvizinha (BRASIL, 2003). Já na Figura 1b é possível notar quão heterogêneo é o terreno, com declividade máxima de 25%. Nos trechos superiores o relevo é plano a ondulado, já na parte do inferior o relevo é caracterizado pelo relevo acidentado e montanhoso. As áreas com chapadões e vales abertos e suaves favorecem a prática da agricultura irrigada.

Inserida no bioma cerrado, a bacia hidrográfica apresenta vegetação variando de campos limpos até cerradões, relativamente mais densos. Cabe destacar que o elevado índice de cobertura vegetal na bacia deve-se especialmente à presença de amplos terrenos com maior declividade, estando também mais suscetíveis a processos de erosão e assoreamento (ANA, 2014). Os solos que predominam na região são de baixa fertilidade natural, sendo então necessários a aplicação de fertilizantes e corretivos de solo. Outra importante característica da bacia hidrográfica é a presença de solos profundos e bem drenados, principalmente nos chapadões. Estes solos possuem alta capacidade de infiltração e de armazenamento de água, favorecendo a alimentação dos córregos, rios e ribeirões durante longos períodos de estiagem.

Figura 1 – Na bacia hidrográfica do rio São Marcos: (a) mapa de altitude; (b) mapa de declividade; (c) mapa de uso do solo



O mapeamento do atual uso e ocupação do solo na bacia (ver Figura 1c) demonstra a predominância das atividades de agricultura nas áreas de cabeceira, inclusive com concentração de pivôs centrais de irrigação em alguns trechos. Ainda na Figura 1c, dentre os diversos usos e ocupação do solo na bacia, a área urbana corresponde a 12,50 km² (0,1% da área total), a agricultura corresponde a 4026,19 km² (33,6% da área total), o cerrado corresponde a 5330,95 km² (44,4% da área total), a área florestal corresponde a 208,86 km² (1,7% da área total), a pastagem corresponde a 1675,19 km² (14,0% da área total), irrigação por pivô central corresponde a 708,57 km² (5,9% da área total), enquanto a área inundada dos ambientes lântico e lótico corresponde a 33,79 km² (0,3% da área total).

Dados de entrada

Dados fluviométricos

As séries históricas de vazão afluente, vertente e turbinada nas barragens dos reservatórios de Batalha e Serra do Facão (fornecidas pelo Sistema de Acompanhamento de Reservatórios - SAR) foram utilizadas neste estudo para estimar, a partir do método de descarga específica, as séries sintéticas de vazão para as contribuições difusas e para as sub-bacias afluentes ao rio São Marcos (FURNAS, 2018).



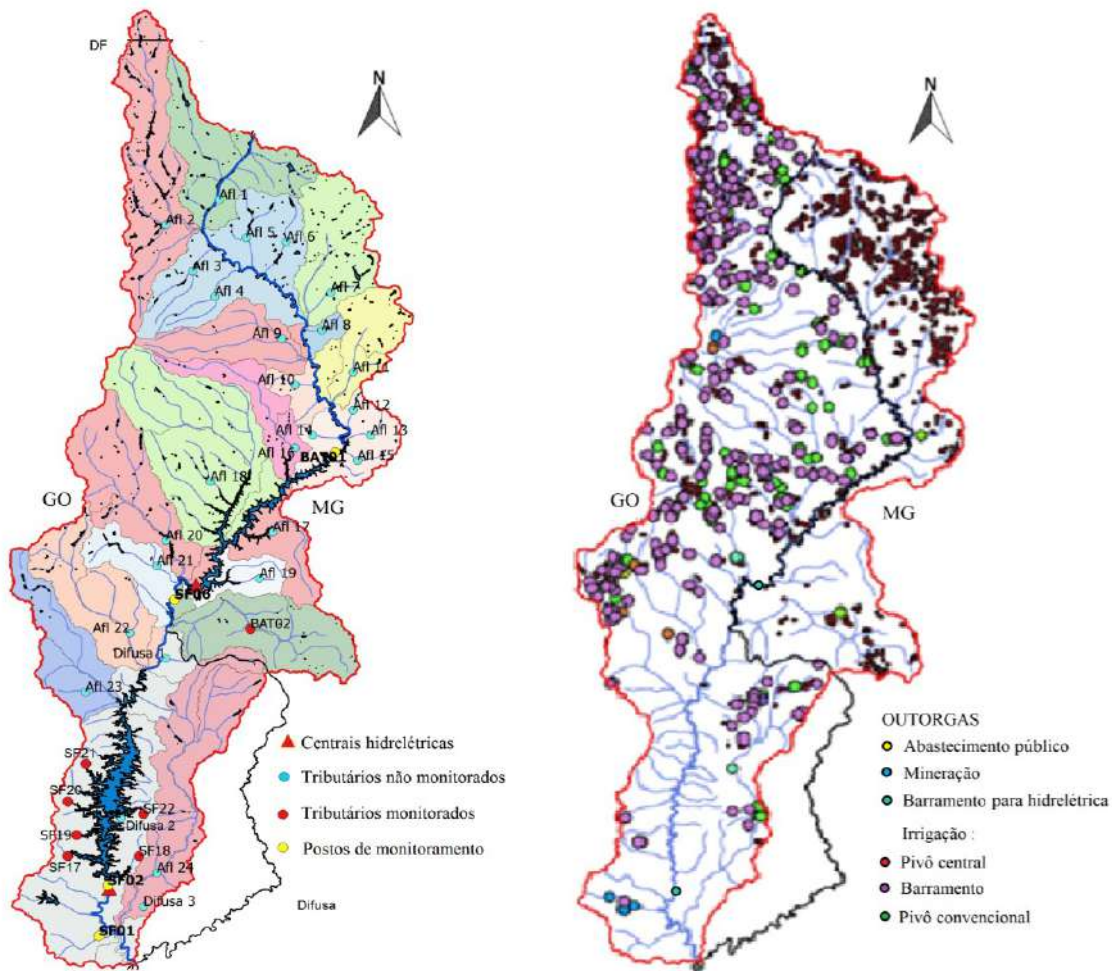
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Dados de qualidade da água e climatológicos

Os parâmetros de qualidade da água incluem a temperatura da água, oxigênio dissolvido (OD), demanda bioquímica de oxigênio (DBO), fósforo total, nitrogênio orgânico (NO), amônia e nitrato, obtidos junto à Serra do Facão Energia SA - SEFAC (2018) e IGAM (2017). Os postos de monitoramento identificados na Figura 2a como BAT01 (a montante da área represada da UHE Batalha), SF06 (logo a jusante da central hidrelétrica de Batalha), SF02 (logo a jusante da central hidrelétrica de Serra do Facão) e SF01 (no final no trecho do rio São Marcos, próximo à confluência com o rio Paranaíba), todos inseridos ao longo do rio São Marcos, foram utilizados no processo de calibração dos coeficientes de reações bioquímicas e das constantes de sedimentação. Já os postos identificados como BAT02, SF17, SF18, SF19, SF20, SF21 e SF22 (Figura 2a) foram utilizados como dados de entrada de qualidade da água para os respectivos tributários.

No processo de calibração do modelo, a qualidade da água para os outros tributários, cujos dados não foram monitorados pelos órgãos ambientais (identificados na Figura 2a por Afl 1 até Afl 24 e Difusas 1, 2 e 3), foram assumidos dentro do padrão de qualidade do rio classe 2, de acordo com o CONAMA 375 (BRASIL, 2005), além de seguir as recomendações de Von Sperling (2014).

Figura 2 – Localização dos postos de monitoramento de qualidade da água e das demandas



(a)

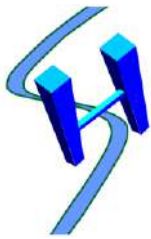
(b)

Os dados climatológicos utilizados foram a evaporação nos reservatórios e a temperatura da água nos quatro postos de monitoramento ao longo do rio São Marcos (BAT01, SF06, SF02 e SF01). A Tabela 1 traz as coordenadas geográficas das estações de qualidade da água e climatológica utilizadas.

Com relação à temperatura, em cada posto de monitoramento foi gerada uma curva mensal de temperatura. Para as conduções ou trechos de rio localizados a montante da estação BAT01, foi adotada a curva da estação BAT01. Para os trechos entre as estações BAT01 e SF06 foi adotada a curva da estação SF06. Para os trechos entre as estações SF06 e SF02 foi adotada a curva da estação SF02 e, por fim, para os trechos entre as estações SF02 e SF01 foi adotada a curva da estação SF01. A jusante de SF01 foi adotada a curva da estação SF01.

Tabela 1 – Coordenadas geográficas das estações de qualidade da água e climatológica

Posto de monitoramento	Descrição da estação de amostragem (trechos em ambiente lótico)	Latitude Decimal	Longitude Decimal
SF01	Rio São Marcos, logo a jusante de Serra do Facão	-18,10	-47,69
SF02	Rio São Marcos, a 3 km a jusante de Serra do Facão	-18,06	-47,67
SF06	Rio São Marcos, logo a jusante de Batalha	-17,38	-47,52
SF17	Ribeirão Pires	-17,99	-47,76
SF18	Ribeirão São João da Cruz	-17,99	-47,60
SF19	Ribeirão Buracão	-17,94	-47,74
SF20	Ribeirão Segredo	-17,86	-47,76
SF21	Ribeirão Pirapetinga	-17,77	-47,72
SF22	Córrego Anta-Gorda	-17,89	-47,59



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

BAT01	Rio São Marcos, entre Córrego Crioulos e Cachorros	-17,03	-47,16
BAT02	Rio Batalha	-17,45	-47,35

Com relação à temperatura, em cada posto de monitoramento, foi gerada uma curva mensal de temperatura. Para as conduções ou trechos de rio localizados a montante da estação BAT01, foi adotada a curva da estação BAT01. Para os trechos entre as estações BAT01 e SF06 foi adotada a curva da estação SF06. Para os trechos entre as estações SF06 e SF02 foi adotada a curva da estação SF02 e, por fim, para os trechos entre as estações SF02 e SF01 foi adotada a curva da estação SF01. A jusante de SF01 foi adotada a curva da estação SF01.

Demandas consuntivas e não consuntivas outorgadas

Os dados georreferenciados foram fornecidos pela Agência Nacional de Águas, pela Superintendência Regional de Meio Ambiente - SUPRAM/IGAM e SEMARH-GO, com abrangência das demandas consuntivas para abastecimento público, irrigação, mineração e não consuntivas superficiais outorgadas do setor hidrelétrico, conforme a Figura 2b. Na avaliação das vazões outorgadas foram consideradas apenas as outorgas em vigência no período de realização da modelagem de qualidade da água.

Dados hidráulicos e batimétricos

Com relação aos dados hidráulicos em ambiente lótico, a partir da escolha na ferramenta pela equação de Manning, os dados requeridos foram: largura da superfície do canal, declividade de fundo do canal, declividade de talude lateral e coeficiente de rugosidade de Manning. A sequência traz o procedimento utilizado para a obtenção dos dados e distribuições espaciais ao longo do rio São Marcos.

Inicialmente, as coordenadas geográficas de cada nó (obtidas no QGIS) foram lançadas na ferramenta de uso livre Google Earth. A partir daí foi possível mensurar a largura do canal principal do rio São Marcos em cada nó, a altitude em cada nó e o comprimento longitudinal entre os nós.

A largura em cada trecho de rio (formado entre dois nós) foi assumida como a média entre as larguras nos nós de montante e jusante. A declividade longitudinal em cada trecho foi obtida a partir da razão entre a diferença de altitude entre os nós e o comprimento do trecho. A declividade lateral do talude (nas margens direita e esquerda) foi considerada fixa e igual a 45° em todo o trecho de rio estudado.

Quanto ao coeficiente de rugosidade de Manning, dentre às inúmeras metodologias para estimá-lo, optou-se por utilizar o método Cowan (CHOW, 1959). Este método permite uma análise conjunta dos diversos fatores que influenciam na resistência ao escoamento, tais como material envolvido, grau de irregularidade, variação da seção transversal, efeitos de obstruções, intensidade da vegetação e grau de meandrização.

Os dados batimétricos dos reservatórios de Batalha e Serra do Facão foram fornecidos por FURNAS (2018), com informações de cota mínima (relativo ao volume morto) até a cota máxima vertente. Dentro da ferramenta AQUATOOL são inseridas apenas dez séries dos valores de cota

líquida, área de inundação e volume inundado. Com isso, foram escolhidas séries aleatórias para alimentação da ferramenta.

Período de monitoramento

Para a realização da modelagem de qualidade da água foram utilizados os dados de outubro de 2014 até setembro de 2017, que corresponde ao período em que as duas usinas hidrelétricas estavam em operação, visto que a UHE Serra do Facão começou a operar em 2010 e a UHE Batalha em 2014.

Regionalização de vazão

A reduzida quantidade de postos fluviométricos existentes no Brasil, associada a uma distribuição espacial não uniforme, faz com que os profissionais da área de recursos hídricos utilizem mecanismos para estimar as séries sintéticas de vazão em regiões com ausência de dados. Dentre os mais utilizados, destaca-se o conceito de descarga específica, que representa a vazão por unidade de área da bacia hidrográfica.

As vazões difusas e pontuais dos afluentes, em todo o trecho do rio São Marcos estudado, foram estimadas pelo conceito de descarga específica utilizando as vazões turbinada, vertida e afluente nas duas centrais hidrelétricas como dados de entrada. As duas centrais hidrelétricas em cascata, localizadas ao longo dos cursos médio e baixo do rio São Marcos, mantêm o registro diário das vazões vertida, turbinada e afluente.

As Equações (1) e (2) representam o cálculo das vazões pontuais (das sub-bacias) e difusas no trecho a montante da central hidrelétrica de Batalha, respectivamente, enquanto as Equações (3) e (4) representam o cálculo das vazões pontuais (das sub-bacias) e difusas no trecho entre as centrais hidrelétricas de Batalha e Facão, respectivamente.

$$Q_{\text{sub-bacia1i}} = (Q_{\text{Aflu-Batalha}} / A_{\text{total 1}}) \cdot A_{\text{sub-bacia1i}} \quad (1)$$

$$Q_{\text{difusa1i}} = [(Q_{\text{Aflu-Batalha}} / A_{\text{total 1}}) \cdot A_{\text{sub-bacia1i}}] / L_{\text{trecho1i}} \quad (2)$$

$$Q_{\text{sub-bacia2i}} = ((Q_{\text{Aflu-Facão}} - Q_{\text{Deflu-Batalha}}) / A_{\text{total 2}}) \cdot A_{\text{sub-bacia2i}} \quad (3)$$

$$Q_{\text{difusa2i}} = [(Q_{\text{Aflu-Facão}} - Q_{\text{Deflu-Batalha}}) / A_{\text{total 2}}] \cdot A_{\text{sub-bacia2i}} / L_{\text{trecho2i}} \quad (4)$$

Nas quais: *i* corresponde a uma determinada sub-bacia; 1 é a área de contribuição ou o trecho do rio São Marcos a montante da UHE Batalha (km²); 2 é a área de contribuição ou o trecho do rio São Marcos entre as UHEs de Facão e Batalha (km²); $Q_{\text{Aflu-Batalha}}$ é a vazão afluente na UHE Batalha (hm³/mês); $Q_{\text{Deflu-Batalha}}$ é a vazão defluente na UHE Batalha (hm³/mês); $Q_{\text{Aflu-Facão}}$ é a vazão afluente na UHE Serra do Facão (hm³/mês); $Q_{\text{sub-bacia}}$ é a vazão em cada sub-bacia (hm³/mês); Q_{difusa} é a vazão em cada sub-bacia difusa (km²); A_{total} é a área total de contribuição (km²); $A_{\text{sub-bacia}}$ é a área total de contribuição de cada sub-bacia (km²); L_{trecho} é o comprimento de cada trecho (m).

Ferramenta AQUATOOL



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

É uma interface para edição, simulação, revisão e análise de modelo de gestão de bacias hidrográficas, em escala mensal, incluindo o módulo de quantidade de água (SIMGES) e de qualidade da água em ambientes lântico e lótico (GESCAL) (AQUATOOL, 2015).

As simulações na bacia hidrográfica do rio São Marcos iniciaram com a criação da topologia do sistema hídrico na interface da ferramenta AQUATOOL, onde os elementos do modelo foram inseridos sobre uma imagem da hidrografia da bacia. Os elementos utilizados neste estudo foram: as entradas dos tributários pontuais e difusos, as saídas referentes às demandas consuntivas de irrigação e não consuntivas para fins hidrelétricos, os retornos totais das demandas não consuntivas, os reservatórios de Batalha e Serra do Facão, as conduções (que representam os trechos) e os nós (posicionados em todas as confluências). A Figura 3 traz a topologia do sistema hídrico da bacia do rio São Marcos criado na interface da ferramenta AQUATOOL e o diagrama unifilar.

Módulo SIMGES

Em escala mensal, o módulo SIMGES realiza a simulação do sistema de superfície por meio do uso de um algoritmo de otimização de rede de fluxo conservativo. O referido algoritmo é responsável por determinar a vazão no sistema, tentando satisfazer ao máximo múltiplos objetivos para minimizar déficits e a máxima adaptação às curvas de volumes alvo de reservatórios e metas de produção hidrelétrica (SALLA et al., 2014).

Para a realização do balanço hídrico no módulo SIMGES foram necessários, como dados de entrada, as séries sintéticas de vazão para os tributários pontuais e difusos, as demandas consuntivas e não-consuntivas outorgadas e as batimetrias dos reservatórios. Para validar o ajuste da série quantitativa simulada com a série histórica de vazão, foram utilizados o coeficiente de determinação (CD), o índice de eficiência de Nash-Sutcliffe (NSE) e a razão da raiz do erro médio quadrático pelo desvio padrão (RSR).

Módulo GESCAL

A simulação de qualidade da água no módulo GESCAL é a etapa seguinte ao balanço hídrico. O módulo GESCAL permite a simulação integrada dos ambientes lótico e lântico (AQUATOOL, 2015), considerando estado estacionário e processo apenas longitudinal de advecção e dispersão (unidimensional).

De acordo com Paredes et al. (2009), independente do parâmetro estudado, o processo de autodepuração ao longo dos trechos de rio discretizados é representado pela equação de advecção-difusão, conforme a Equação (5).

$$0 = \frac{d}{dx} \left(E \cdot \frac{dC}{dx} \right) - \frac{d(u \cdot C)}{dx} + \frac{(S_d + C_e \cdot q_e - C_s \cdot q_s + V \sum w_i)}{V} \quad (5)$$

Na qual: E é o coeficiente de dispersão longitudinal (m²/dia); C é a concentração de um parâmetro qualquer (mg/L); C_e é a concentração deste parâmetro no aquífero ao qual o rio está inserido (mg/L); x é a distância ao longo do trecho de rio (m); u é a velocidade média da água (m/dia); V é o volume da massa de água do trecho estudado (m³); q_e é a vazão de entrada do aquífero (m³/dia); q_s é a vazão filtrada para o aquífero (m³/dia); S_d é a carga de entrada de um parâmetro qualquer de forma difusa (mg/dia); ΣW_i representa o conjunto de processos que aumentam ou diminuem a carga de um determinado parâmetro na massa líquida. Os processos considerados foram a degradação, sedimentação, reaeração, nitrificação e ressurgimento de fundo.

O GESCAL permite modelar a qualidade da água em reservatório a partir de duas camadas estratificadas (epilímnio e hipolímnio) ou em uma única camada com mistura completa. A modelagem nos reservatórios é realizada de forma dinâmica, enquanto nos trechos do rio são consideradas as condições estacionárias. Apesar do potencial da ferramenta de adotar uma termoclina, neste estudo foi considerado como mistura completa, ou seja, não foi inserido valor da altura termoclina. Deste modo, as simulações foram realizadas considerando apenas a região de epilímnio, conforme a Equação (6).

$$V_1 \frac{dC_1}{dt} + C_1 \frac{dV_1}{dt} = Q_{1e} C_e - Q_{1s} C_1 + V_1 \sum W_i \quad (6)$$

Na qual: o subscrito 1 representa o epilímnio (mistura completa); V_1 é o volume do epilímnio (m^3); C_1 é a concentração do epilímnio (mg/L); t é a variável de tempo (dia); Q_{1e} é a entrada de fluxo no intervalo de tempo (m^3/dia); Q_{1s} é a saída no intervalo de tempo (m^3/dia); W_i é o conjunto de processos de degradação, sedimentação, reaeração, nitrificação e ressurgimento de fundo.

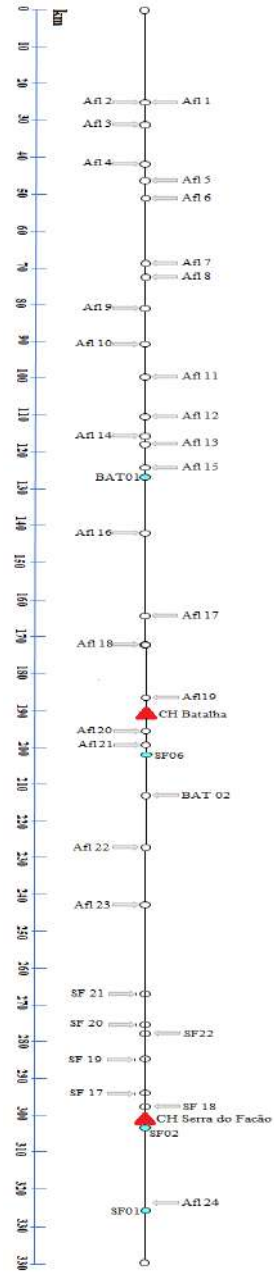
Figura 3 - (a) Topologia do sistema hídrico; (b) Diagrama unifilar



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia



(a)



(b)

Os processos físicos e bioquímicos W_i , inseridos nas Equações (5) e (6), são representados nas Equações (7) até (12) para todos os parâmetros de qualidade da água analisados.

$$\Sigma W_{OD} = K_a \theta_a^{T-20} (O_{sat} - O) - K_d \theta_d^{T-20} L - r_a \left(K_{Nai} \theta_{nai}^{T-20} \frac{O}{O + K_{n1/2}} \right) N_a +$$

$$+r_{\text{ocresc}} \cdot \left[K_{g \max} \theta_g^{T-20} \cdot \text{Min} \left(\frac{N}{N+K_{NF^{1/2}}}; \frac{P}{P+K_{P^{1/2}}} \right) \right] A - r_{\text{oresp}} K_{\text{resp}} \theta_{\text{resp}}^{T-20} A \quad (7)$$

$$\Sigma W_{\text{DBO}} = K_d \theta_d^{T-20} \frac{O}{O+K_{d^{1/2}}} L - \frac{VS_L}{h} L \quad (8)$$

$$\Sigma W_{\text{NO}} = -K_{\text{Noa}} \theta_{\text{Noa}}^{T-20} N_o - \frac{VS_{\text{NO}}}{h} N_o + r_{\text{na}} K_{\text{resp}} \theta_{\text{resp}}^{T-20} A \quad (9)$$

$$\Sigma W_{\text{amônia}} = K_{\text{Noa}} \theta_{\text{Noa}}^{T-20} N_o - \left(K_{\text{Nai}} \theta_{\text{nai}}^{T-20} \frac{O}{O+K_{n^{1/2}}} \right) N_a - r_{\text{na}} F_n K'_g A \quad (10)$$

$$\Sigma W_{\text{nitrato}} = \left(K_{\text{Nai}} \theta_{\text{nai}}^{T-20} \frac{O}{O+K_{nai^{1/2}}} \right) N_a - \left(K_{\text{no3}} \theta_{\text{no3}}^{T-20} \frac{K_{\text{no3}^{1/2}}}{O+K_{\text{no3}^{1/2}}} \right) N_{o3} - r_{\text{na}} (1 - F_n) K'_g A \quad (11)$$

$$\Sigma W_{\text{fósforo}} = -K_p \theta_{\text{mp}}^{T-20} P_{\text{or}} + f_p r_{\text{pa}} k_{\text{resp}} \theta_{\text{resp}}^{T-20} A - \frac{VS_P}{h} P_{\text{or}} \quad (12)$$

Nas quais: O é a concentração de oxigênio dissolvido no rio (mg/L); O_{sat} é a concentração de saturação do oxigênio dissolvido (mg/L); K_a é a constante de reaeração (dia^{-1}); θ_a é o fator de correção da temperatura para a reaeração; r_a representa o consumo do oxigênio por oxidação da amônia (mgO/mgN); r_{ocresc} representa o oxigênio produzido pelo crescimento das algas; r_{oresp} representa o oxigênio consumido pela respiração das algas; $k_{g \max}$ é a constante máxima de crescimento das algas; P é a concentração de fósforo total (mg/L); N é a concentração de nitrogênio total (mg/L); θ_g é o fator de correção da temperatura para o crescimento das algas; θ_{resp} é o fator de correção da temperatura na fase de respiração das algas; $K_{NF^{1/2}}$ é a constante de semi-saturação do nitrogênio total; $K_{p^{1/2}}$ é a constante de semi-saturação do fósforo total; L é a concentração de matéria orgânica no rio (mg/L); K_d é a constante de desoxigenação a 20°C (dia^{-1}); θ_d é a constante de correção da temperatura da constante K_d ; VS_L é a velocidade de sedimentação (m/dia); h é o nível líquido (m); T é a temperatura da massa de água (°C); $K_{d^{1/2}}$ é a constante de semi-desoxigenação a 20°C (dia^{-1}); K_{Noa} é a constante de amonificação (dia^{-1}); θ_{Noa} é o coeficiente de correção da constante anterior para a temperatura a 20°C; N_o é a concentração do nitrogênio orgânico no rio (mg/L); VS_{NO} é a velocidade de sedimentação do nitrogênio orgânico (m/dia); r_{na} é a concentração de nitrogênio presente nas algas (mgN/mgA); K_{resp} é a constante de respiração para o fitoplâncton (T^{-1}); θ_{resp} é o coeficiente de correção da constante de velocidade para a temperatura; A é a concentração das algas no rio (mg/L); N_a é a concentração de amônia, NH_4^+ , no rio (mg/L); K_{Nai} é a constante de nitrificação de amônia



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

para nitritos (dia^{-1}); θ_{nai} é o coeficiente de correção de temperatura da constante de nitrificação; $K_{\text{n}1/2}$ é a constante de semi-saturação do nitrogênio (mg/L); F_{n} representa o fator de preferência por amônia em relação aos nitratos; r_{na} é o coeficiente estequiométrico (mgN/mgA); K'_{g} é a constante de crescimento de fitoplâncton, considerando o fator de correção de temperatura, limitação de nutrientes e atenuação da luz (dia^{-1}); NO_3 é a concentração de nitrato (mg/L); $K_{\text{no}3}$ representa a constante de desnitrificação (dia^{-1}); $\theta_{\text{no}3}$ é o fator de correção de temperatura para a constante de desnitrificação; $K_{\text{no}31/2}$ é a constante de semi-saturação considerando que a desnitrificação só ocorre em condições anóxicas (mg/L); P_{or} é a concentração de fósforo orgânico (mg/L); K_{p} é a constante de mineralização do fósforo orgânico (dia^{-1}); θ_{mp} é o coeficiente de correção da temperatura da constante de mineralização; r_{pa} é o coeficiente estequiométrico (mgP/mgA); VS_{p} é a velocidade de sedimentação do fósforo orgânico (m/dia); f_{p} é a fração do fósforo orgânico que é gerada na respiração do fitoplâncton.

Calibração dos coeficientes e análise de sensibilidade

Calibração dos coeficientes

A calibração dos principais coeficientes de reações bioquímica e de sedimentação foi realizada pelo método de tentativa e erro. Neste processo, os diversos parâmetros de qualidade simulados foram ajustados aos dados de qualidade monitorados nos postos BAT01, SF06, SF02 e SF01 (ver a localização na Figura 2a).

Análise de sensibilidade

A análise de sensibilidade teve a função de identificar os coeficientes e parâmetros mais sensíveis dentro do processo de autodepuração. Neste estudo, a identificação da sensibilidade foi obtida a partir das porcentagens de variação dos parâmetros nos postos BAT01, SF01, SF02 e SF06, comparando o perfil simulado com o perfil calibrado.

Na análise de sensibilidade dos coeficientes de reações bioquímicas e de sedimentação foi utilizado o método fatorial para +10% e -10% dos valores calibrados. De acordo com Loucks et al. (2005), na análise de dois níveis são realizadas 2^n simulações diferentes, na qual n é o número de coeficientes analisados.

Também, cada parâmetro nos tributários pontuais e difusos não monitorados sofreu variação pelo método individualizado e simultâneo. Foram variados +100% dos valores inicialmente estimados dos parâmetros DBO, nitrogênio orgânico, amônia, nitrato e fósforo total e -80% dos valores inicialmente calibrados de OD.

Cenário crítico

Foi considerado como cenário crítico a situação em que o rio São Marcos apresenta concentração limite para amônia (3,7 mg/L em ambientes lântico e lótico), nitrato (10 mg/L em ambientes lântico e lótico) e fósforo total (0,030 mg/L em ambiente lântico e 0,1 mg/L em ambiente lótico), de acordo com a Resolução CONAMA 357 - classe 2 (BRASIL, 2005). Para isso, desde a cabeceira até as proximidades do exutório, foram estimadas as cargas máximas de amônia, nitrato e fósforo total por sub-bacia afluyente ao rio São Marcos (em ton/km².mês).

É importante salientar que, neste cenário, não foi considerada a capacidade de autodepuração dos tributários ao rio São Marcos, o que traz maior segurança aos resultados alcançados.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Dados de entrada

Dados fluviométricos

Conforme já mencionado anteriormente, as vazões difusas e pontuais dos tributários em todo o trecho do rio São Marcos foram estimadas pelo conceito de descarga específica, utilizando as vazões turbinada, vertida e afluyente nas duas centrais hidrelétricas como dados de entrada. A Tabela 2 mostra as séries sintéticas de vazão para as sub-bacias pontuais e difusas.

Tabela 2 - Séries sintéticas de vazão para as sub-bacias SB (em hm³/mês)

SB 1	SB 2	SB 3	SB 4	SB 5	SB 6	SB 7
2,8 - 49,2	7,9 - 66,9	0,5 - 18,0	0,5 - 18,0	0,4 - 14,6	0,4 - 14,7	21,8 - 59,8
15,8 ± 12,0	24,4 ± 15,3	5,4 ± 4,5	5,4 ± 4,5	4,1 ± 3,8	4,1 ± 3,8	31,7 ± 10,1
SB 8	SB 9	SB 10	SB 11	SB 12	SB 13	SB 14
0,3 - 4,9	3,7 - 32,7	0,3 - 8,7	3,6 - 31,7	0,7 - 7,5	0,7 - 7,5	0,3 - 5,3
1,5 ± 1,2	11,2 ± 7,7	2,5 ± 2,3	10,8 ± 7,5	2,5 ± 1,8	2,5 ± 1,8	1,5 ± 1,3
SB 15	SB 16	SB 17	SB 18	SB 19	SB 20	SB 21
0,7 - 7,5	1,9 - 23,8	1,2 - 20,4	9,3 - 92,0	0,4 - 13,9	6,2 - 40,3	0,9 - 13,7
2,5 ± 1,8	7,6 ± 5,8	6,2 ± 5,1	30,7 ± 22,0	3,9 ± 3,6	15,7 ± 8,9	4,5 ± 3,4



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

SB 22	SB 23	SB 24	SB 25	Difusas 1, 2 e 3
1,4 - 33,2	5,0 - 34,2	2,6 - 23,9	4,2 - 47,4	3,1 - 82,1
10,3 ± 8,3	13,2 ± 7,7	8,6 ± 5,6	16,3 ± 11,3	25,1 ± 20,8
Mínimo – Máximo				
Média ± Desvio padrão				

Dados de qualidade da água e climatológicos

Os dados de qualidade da água monitorados nos afluentes e ao longo do rio São Marcos estão ilustrados na Tabela 3.

Tabela 3 - Dados de qualidade da água monitorados nos afluentes e ao longo do rio São Marcos

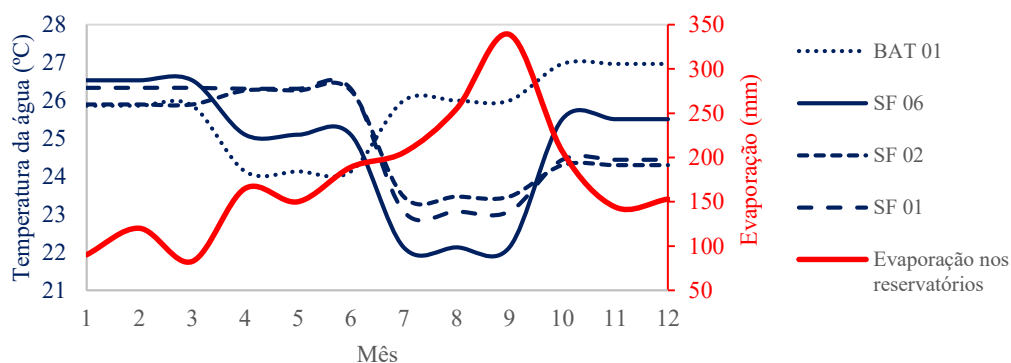
Posto	OD (mg/L)	DBO (mg/L)	NO (mg/L)	Amônia (mg/L)	Nitrato (mg/L)	Fósforo total (mg/L)
SF01	5,1 - 7,9	0,1 - 18,4	- -	0,03 - 0,91	0,01 - 0,60	0,03 - 0,43
SF02	5,3 - 8,4	0,1 - 4,8	- -	0,03 - 0,93	0,01 - 0,61	0,02 - 0,32
SF06	4,3 - 8,7	0,1 - 2,9	- -	0,07 - 1,26	0,10 - 0,60	0,003- 1,23
SF17	4,2 - 8,0	0,5 - 4,0	- -	0,07 - 1,26	0,10 - 0,80	0,003- 0,24
SF18	5,0 - 8,6	0,1 - 5,5	- -	0,03 - 0,84	0,01 - 0,50	0,003- 0,16
SF19	4,9 - 8,2	1,0 - 3,3	- -	0,06 - 0,82	0,10 - 0,73	0,003- 8,54
SF20	4,3 - 8,4	0,7 - 5,1	- -	0,06 - 4,25	0,10 - 1,40	0,003- 0,65
SF21	5,1 - 8,4	0,1 - 2,6	- -	0,08 - 0,70	0,01 - 0,50	0,003- 1,86
SF22	4,7 - 8,5	0,3 - 3,6	- -	0,03 - 0,57	0,01 - 0,60	0,003- 0,66

BAT01	5,0 - 7,6	2,0 - 2,0	0,10 - 0,55	0,10 - 0,24	0,10 - 0,29	0,02 - 0,11
BAT02	7,1 - 8,7	2,0 - 2,0	0,10 - 0,48	0,10 - 0,18	0,10 - 0,31	0,02 - 0,20

Mínimo – Máximo

Como já descrito anteriormente, a qualidade da água para os tributários não monitorados foi assumida dentro do padrão de qualidade do rio classe 2, de acordo com o CONAMA 375 (BRASIL, 2005). Neste contexto, a DBO adotada foi de 2 mg/L (inferior ao limite de 5 mg/L), OD adotado foi de 5 mg/L (similar ao limite mínimo), nitrogênio orgânico foi de 0,1 mg/L (recomendação de Von Sperling, 2014), amônia adotada foi de 0,1 mg/L (inferior ao limite de 3,7 mg/L) e nitrato adotado foi de 0,2 mg/L (inferior ao limite de 10 mg/L). A Figura 4 traz as curvas mensais de temperatura assumidas nos postos de monitoramento BAT01, SF01, SF02 e SF06, além da curva de evaporação assumida para os reservatórios de Batalha e Serra do Facão. Em função da ausência de dados de evaporação nos reservatórios, foi assumida a série temporal obtida por Curtarelli et al. (2013) para o reservatório de Itumbiara/GO no rio Paranaíba, cujo barramento fica aproximadamente 152 km a jusante da confluência do rio São Marcos com o rio Paranaíba.

Figura 4 – Curvas mensais de temperatura da água e evaporação nos reservatórios



Demandas consuntivas e não consuntivas outorgadas

A Tabela 4 apresenta as demandas totais outorgadas por sub-bacia.

As outorgas subterrâneas praticamente se equiparam às superficiais, tanto em volume quanto em quantidade. Apesar de sua importância, as outorgas subterrâneas foram desconsideradas visto que o foco de estudo foi o escoamento superficial.

Tabela 4 - Demandas outorgadas por sub-bacia

Sub-bacia	Demanda (m ³ /s)	Sub-bacia	Demanda (m ³ /s)	Sub-bacia	Demanda (m ³ /s)	Sub-bacia	Demanda (m ³ /s)
SUB-1	1,09	SUB-8	0,07	SUB-15	0,19	SUB-22	0,25



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

SUB-2	3,06	SUB-9	1,11	SUB-16	0,1	SUB-23	1,66
SUB-3	0,2	SUB-10	0	SUB-17	0,24	SUB-24	0,81
SUB-4	0,2	SUB-11	1,04	SUB-18	2,62	SUB-25	1,22
SUB-5	0	SUB-12	0,19	SUB-19	0	Difusa	0,42
SUB-6	0	SUB-13	0,19	SUB-20	2,08		
SUB-7	7,99	SUB-14	0,04	SUB-21	0,23		

Dados hidráulicos e batimétricos

De acordo com o método de Cowan aplicado, o coeficiente de rugosidade resultou em 0,04875. Este valor está próximo da estimativa para cerrado, igual a 0,05, além de estar no intervalo estabelecido para canais naturais de grande porte, em que o mínimo é 0,035 e o máximo é 0,100 (CHOW, 1959). De acordo com o método de Cowan, foram assumidas as seguintes características ao longo do rio São Marcos: possibilidade de assoreamento, reduzido grau de irregularidade ou erosão, variações ocasionais de irregularidade nas seções transversais, obstrução nula no curso de água (com exceção aos barramentos para fins hidrelétricos), desprezível influência da vegetação no escoamento e grau de meandrização severo.

A Tabela 5 traz os valores levantados em cada nó e trecho. O diagrama unifilar da Figura 3b auxilia na identificação de cada nó e trecho (entre nós).

Tabela 5 – Características geométricas levantadas

Nó	Distância (m)	Cota (m)	B (m)	B _{médio} (m)	Nó	Distância (m)	Cota (m)	B (m)	B _{médio} (m)
1	36210	840,64	23,67	22,45	13	162544	798,27	149,84	506,59
2	45384	832,71	21,23	26,71	14	188293	790,65	863,33	459,91
3	61959	834,24	32,19	38,27	15	238183	791,57	56,49	53,98
4	63247	848,87	44,35	47,12	16	239792	779,07	51,47	57,21

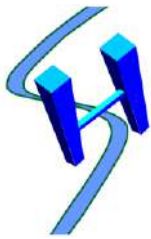
5	70006	839,72	49,88	95,32	17	243011	774,19	62,95	70,38
6	97687	835,46	140,75	207,51	18	262323	777,54	77,81	65,45
7	100423	852,83	274,27	181,45	19	281635	773,28	53,08	1066,87
8	111045	813,82	88,63	97,45	20	349228	704,09	2080,65	1097,94
9	122954	819,00	106,27	103,23	21	354056	720,55	115,22	149,76
10	134380	839,11	100,18	69,14	22	381415	667,51	184,30	125,12
11	147094	818,39	38,10	52,78	Nó Final	399117	647,70	65,94	
12	151761	808,02	67,45	108,65					

Balanço hídrico

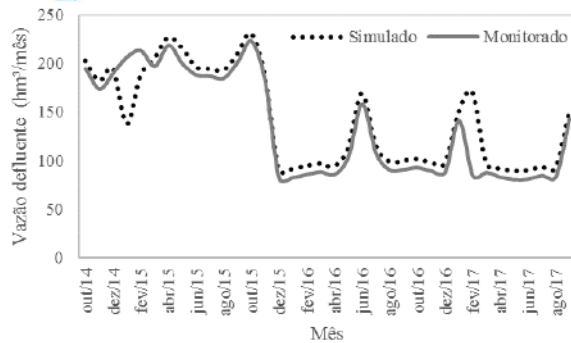
A fim de avaliar os resultados do balanço hídrico, a Figura 5 faz uma comparação entre as vazões simuladas e monitoradas a jusante das barragens de Batalha e Serra do Facão (representada como vazão defluente na Figura 5). Como vazão monitorada a jusante de cada reservatório (vazão defluente), foi considerada a soma das vazões vertente e turbinada.

Uma visão geral na Figura 5 mostra um bom ajuste entre o simulado e monitorado. O coeficiente NSE para Batalha foi de 0,84 e Serra do Facão 0,98, enquanto o coeficiente de determinação para Batalha foi de 0,89 e Serra do Facão 0,99, que corresponde a uma combinação muito boa entre as vazões simulada e monitorada. Outro coeficiente que confirma a eficácia deste balanço hídrico é o RSR, já que o valor para Batalha foi de 0,40 e para Serra do Facão 0,16, ambos dentro do intervalo definido como muito bom, sendo o ajuste de Serra do Facão mais satisfatório do que Batalha.

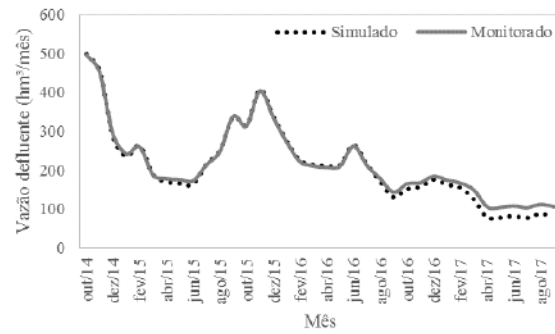
Figura 5 - Comparação entre as vazões simuladas e monitoradas a jusante das barragens: (a) Batalha e (b) Serra do Facão



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia



(a)



(b)

Calibração do modelo de qualidade da água

Os perfis temporais simulados dos parâmetros OD, DBO, NO, amônia, nitrato e fósforo total foram ajustados aos dados de qualidade monitorados nos pontos de monitoramento BAT01, SF01, SF02 e SF06. A Figura 6 traz uma comparação entre perfis simulados e dados monitorados no posto SF-01.

Na Figura 6 observa-se que houve ajuste entre o calibrado e o monitorado no posto SF01. Ajustes similares foram observados nos postos BAT-01, SF-02 e SF-06. A boa qualidade da água no rio São Marcos impossibilitou um melhor ajuste dos perfis. A Tabela 6 traz os valores dos coeficientes de reações bioquímicas e de sedimentação calibrados.

Tabela 6 – Coeficientes de reações bioquímicas e de sedimentação calibrados

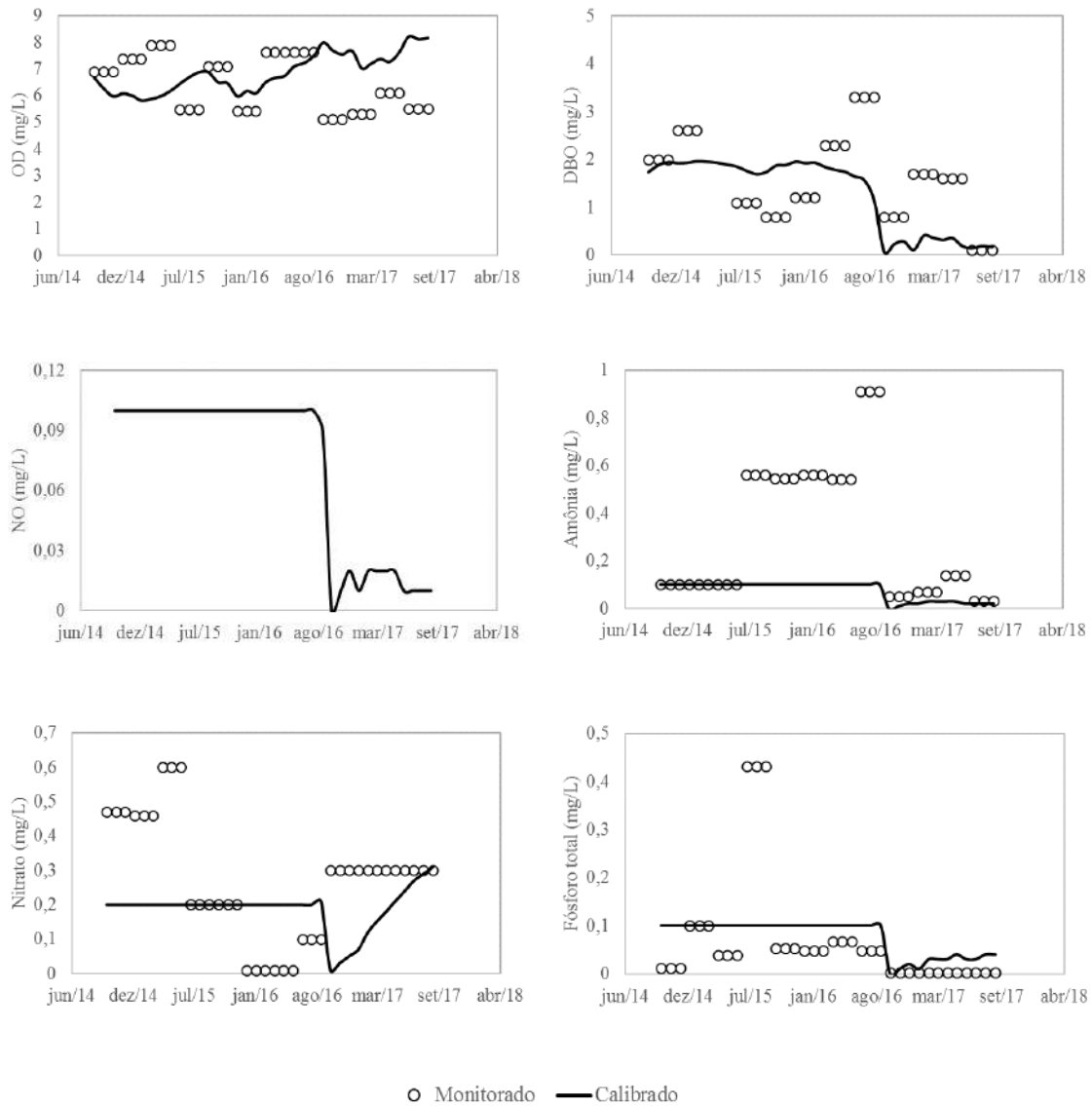
Trecho do rio	k_a (1/dia)	k_d (1/dia)	VS_L (1/dia)	Kn_{oa} (1/dia)	V_{Sno} (m/d)	K_{no} (1/d)	K_{nai} (1/dia)	K_p (1/dia)	VS_p (m/dia)
Cabeceira-BAT01	0,4	0,02	0,01	0,02	0,001	0,001	0,01	0,01	0,001
BAT01-SF06	0,1	0,02	0,01	0,02	0,001	0,001	0,01	0,01	0,001
SF06-SF02	0,1	0,02	0,01	0,02	0,001	0,001	0,01	0,01	0,001
SF02-SF01	0,8	0,02	0,01	0,02	0,001	0,001	0,01	0,01	0,001

Paredes et al. (2010) e Salla et al. (2014) utilizaram coeficientes próximos aos calibrados neste estudo para cursos de água similares quanto à disponibilidade hídrica e qualidade da água. Todavia, quando existe lançamentos pontuais em ambiente lótico de cargas poluidoras de origem sanitário, os coeficientes bioquímicos se elevam. Como exemplo, Kannel et al. (2007), em uma modelagem de autodepuração no rio Bagmati (Nepal), alcançaram valores máximos de $4,2 \text{ dia}^{-1}$ para k_d , 10 dia^{-1} para k_{nai} e $0,7 \text{ dia}^{-1}$ para k_p . Em dois estudos no Triângulo Mineiro, Salla et al. (2013) alcançaram valores máximos de $0,22 \text{ dia}^{-1}$ para k_d , $0,4 \text{ dia}^{-1}$ para Kn_{oa} e $0,1 \text{ dia}^{-1}$ para k_{nai} no rio Jordão, enquanto Salla

et al. (2016) alcançaram valores máximos de 0,8 dia⁻¹ para k_d, 0,9 dia⁻¹ para kN_{ai} e 0,8 dia⁻¹ para k_p no rio Uberabinha.

O coeficiente de reaeração natural k_a tem relação direta com as características hidráulicas no ambiente hídrico. Em ambiente lótico, a influência da turbulência de superfície prevalece, influenciada pela vazão associada à declividade de fundo, seção transversal e rugosidade de fundo e paredes laterais. Já em ambiente lântico, em escala reduzida de reaeração em comparação ao ambiente lótico, a área superficial governa a transferência de massa global na interface ar/água. Neste contexto, Salla et al. (2014) alcançaram valores de k_a entre 0,1 a 2,3 dia⁻¹ em uma bacia hidrográfica com quatro reservatórios de acumulação para fins hidrelétricos em cascata, valores estes próximos a 0,1 a 0,8 dia⁻¹ obtidos neste estudo.

Figura 6 – Comparação entre perfis simulados e dados monitorados no posto SF-01





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Todavia, outros trabalhos com características hidráulicas diferentes da bacia hidrográfica do rio São Marcos alcançaram valores de k_a maiores. Simulações da capacidade de autodepuração nos rios Uberaba (afluente do rio Grande em sua margem direita) e Jordão (afluente do rio Paranaíba em sua margem esquerda) chegaram a valores máximos de k_a iguais a $4,0 \text{ dia}^{-1}$ e $6,4 \text{ dia}^{-1}$, respectivamente (Salla et al., 2013 e 2014).

Análise de sensibilidade

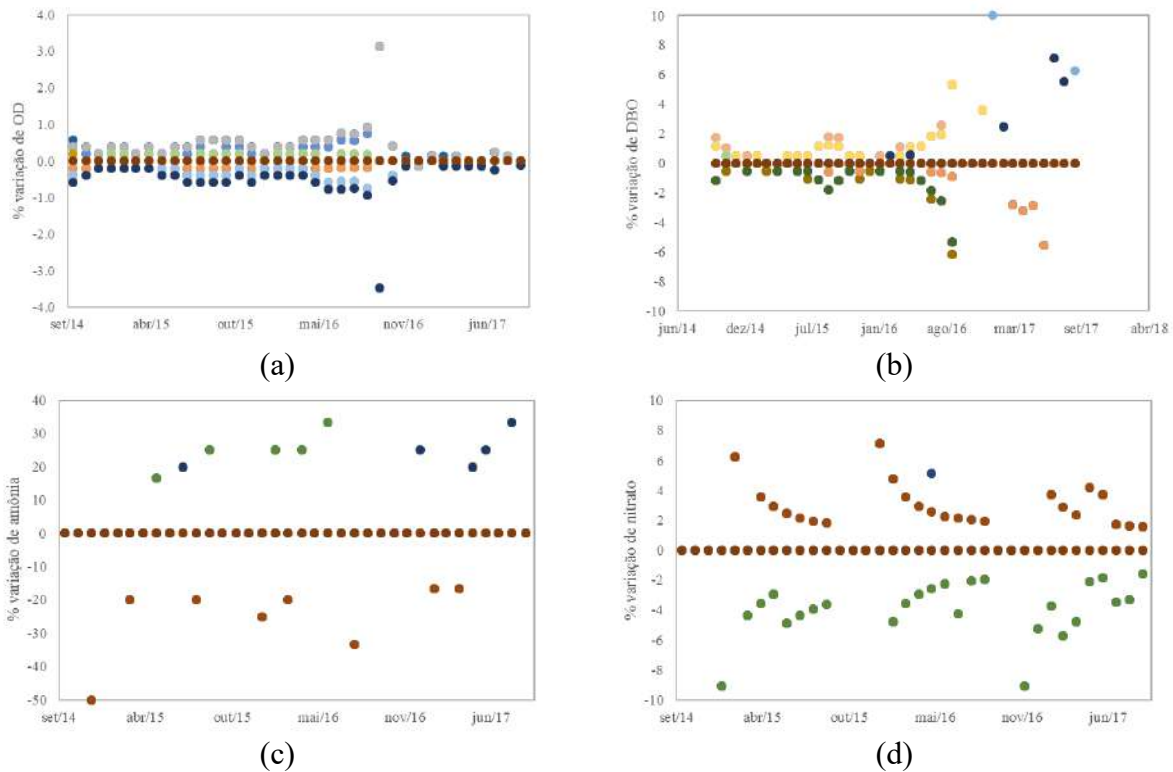
Coefficientes de reações bioquímicas

Os coeficientes k_a , k_d , VS_L e Kn_{ai} apresentaram maior influência nos perfis simulados dos parâmetros de qualidade OD, DBO, amônia e nitrato. Os parâmetros nitrogênio orgânico e fósforo total não foram analisados pois, de acordo com as equações (7) até (12), a variação dos coeficientes k_a , k_d , VS_L e Kn_{ai} não interfere nestes parâmetros. A Figura 7 representa as porcentagens de variação temporal para os parâmetros OD, DBO, amônia e nitrato junto ao posto de monitoramento SF-01.

A análise geral da Figura 7 mostrou que as variações de +10% e -10% dos coeficientes k_a , k_d , VS_L e Kn_{ai} geraram:

- Reduzida sensibilidade no perfil de OD calibrado de $\pm 1,5\%$ para a maioria das séries fatoriais (ver Figura 7a). Não ficou nítida a maior % de variação de OD em função da maior turbulência de superfície nos períodos chuvosos (entre outubro e março). Resultados similares foram obtidos por Salla et al. (2014);

Figura 7 – % de variação temporal após as análises de sensibilidade junto ao posto de monitoramento SF-01: (a) OD; (b) DBO; (c) Amônia; (d) Nitrato



- Sensibilidade no perfil de DBO calibrado de $\pm 5,0\%$ para a maioria das séries fatoriais, com máxima de $16,7\%$ e mínima de $-6,2\%$ em SF01 (ver Figura 7b). Foi constatada a influência do período seco (abril a setembro) na maior % de variação de DBO, em função do impacto que a sedimentação de particulado com matéria orgânica carbonácea adsorvida exerce neste período do ano. Este impacto é agravado pelo extenso alcance do remanso dos reservatórios sobre o rio São Marcos. Resultados similares foram obtidos por Salla et al. (2014);

- A variação $\pm 10\%$ de K_{nai} impactou por mais meses no parâmetro nitrato do que amônia (ver as Figuras 7c e 7d). Foi observada sensibilidade oscilatória e em poucas séries fatoriais para a amônia calibrada, com valores limites de $\pm 33\%$ em SF01 (ver Figura 7c). Já o nitrato calibrado apresentou sensibilidade em maior número de séries fatoriais, com máxima de $7,1\%$ e mínima de $-11,0\%$ em SF01 (ver Figura 7d). Não foi constatada a influência de período seco ou chuvoso na % de variação de amônia e nitrato.

Parâmetros de qualidade dos tributários sem monitoramento

Focando-se do posto de monitoramento SF-01, a variação dos parâmetros, de forma simultânea, em todos os tributários não monitorados mostrou que: $+100\%$ no valor do parâmetro DBO ocasionou o aumento de até $97,3\%$ para DBO e diminuição de apenas 1% de OD, sem interferências significativas na série de nitrogênio; $+100\%$ no valor do parâmetro nitrogênio orgânico ocasionou o aumento de até $98,2\%$ para nitrogênio orgânico, até $33,8\%$ para amônia e $30,2\%$ para nitrato, sem interferência significativa em OD; $+100\%$ no valor do parâmetro amônia ocasionou o aumento de até $98,9\%$ para amônia e até $27,6\%$ para amônia, sem interferência significativa em OD; $+100\%$ no valor do parâmetro nitrato ocasionou o aumento de até $99,2\%$ para amônia, sem interferência significativa em OD; $+100\%$ no valor do parâmetro fósforo total ocasionou o aumento de até $93,9\%$ para o fósforo total; -80% no valor do parâmetro OD ocasionou uma redução de até $20,9\%$ para OD e aumento de até $63,8\%$ para DBO, sem interferências significativas na série de nitrogênio. Esta análise de sensibilidade demonstra a importância do frequente monitoramento de qualidade da água em cursos de água, como subsídio para adequada calibração de modelo.

Cenário crítico

A Figura 8 traz a carga máxima no mês mais crítico em cada sub-bacia (em $\text{ton}/\text{km}^2.\text{mês}$) para os parâmetros amônia, nitrato e fósforo total. Neste contexto, manteve-se, ao longo de todo o rio São Marcos, a concentração limite para os parâmetros de acordo com a resolução CONAMA 357 - classe 2 (BRASIL, 2005).

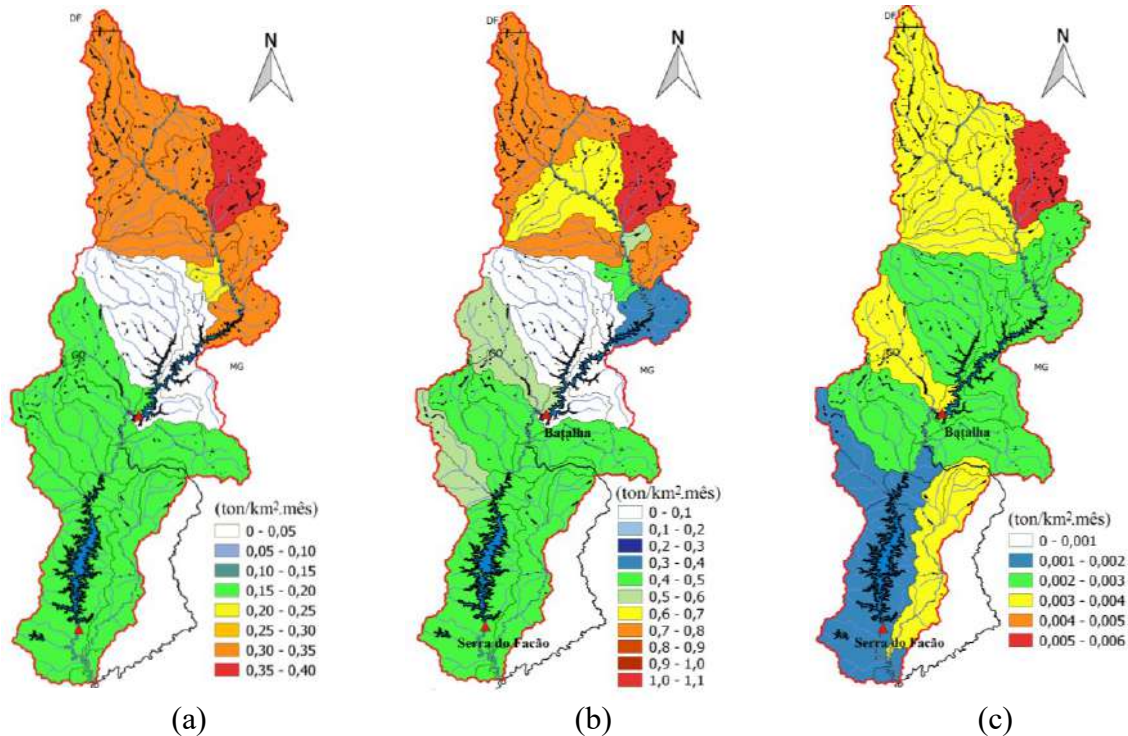
Uma visão geral da Figura 8 mostra a nítida influência do volume de reservação na definição das cargas máximas de amônia, nitrato e fósforo total afluentes ao rio São Marcos. No reservatório de Batalha, em função do menor volume em comparação à Serra do Facão, observou-se as reduzidas cargas máximas afluentes para as sub-bacias que confluem diretamente com a área represada ($0,027$ a $0,029 \text{ ton}/\text{km}^2.\text{mês}$ para amônia, $0,088$ a $0,095 \text{ ton}/\text{km}^2.\text{mês}$ para nitrato e $2,04$ a $2,09 \text{ kg}/\text{km}^2.\text{mês}$ para fósforo total nas sub-bacias 16, 17, 18 e 22 – ver a localização das sub-bacias na Figura 2), enquanto que nas sub-bacias confluentes ao reservatório de Serra do Facão a carga máxima foi maior ($0,175$ a $0,199 \text{ ton}/\text{km}^2.\text{mês}$ para amônia, $0,413$ a $0,538 \text{ ton}/\text{km}^2.\text{mês}$ para nitrato e $2,38$ a $3,23 \text{ kg}/\text{km}^2.\text{mês}$ para fósforo total). Em função do processo de autodepuração do rio São Marcos em seus trechos lóticos, foram alcançadas cargas máximas superiores para as sub-bacias nessas regiões ($0,250$ a $0,383 \text{ ton}/\text{km}^2.\text{mês}$ para amônia, $0,348$ a $1,031 \text{ ton}/\text{km}^2.\text{mês}$ para nitrato e $2,03$ a $5,18 \text{ kg}/\text{km}^2.\text{mês}$ para fósforo total).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

A capacidade máxima de aporte ao reservatório de Batalha foi de 4,19, 9,18 e 0,055 ton/km².mês, respectivamente, para os parâmetros amônia, nitrato e fósforo total, enquanto que no reservatório de Serra do Facão, na região entre os dois reservatórios, a capacidade máxima de aporte foi de 1,30, 3,34 e 0,019 ton/km².mês.

Figura 8 – Carga máxima em cada sub-bacia (em ton/km².mês): (a) amônia; (b) nitrato; (c) fósforo total



CONCLUSÕES

As análises estatísticas revelaram índices de performance muito bons para o balanço hídrico na bacia hidrográfica do rio São Marcos, utilizando a vazão defluente dos reservatórios de Batalha e Serra do Facão como base de análise. A boa performance no balanço hídrico foi muito importante na avaliação da capacidade de autodepuração neste curso de água.

A boa qualidade da água no rio São Marcos, comprovada pelos limites definidos na Resolução CONAMA 357, facilitaram o processo de calibração dos coeficientes bioquímicos e de sedimentação, alcançando valores baixos e similares aos obtidos em outras bacias hidrográficas com características quantitativas e qualitativas próximas. As porcentagens de variação de OD, DBO, amônia e nitrato para os coeficientes mais sensíveis k_a , k_d , VSL e k_{nai} permitiram concluir que: a turbulência de superfície prevalece sobre a área superficial alagada na capacidade de transferência de massa de OD na interface ar/líquido; as vazões reduzidas no período seco, associado ao extenso trecho de remanso, impactaram na sedimentação de particulado com matéria orgânica carbonácea e nitrogenada adsorvida.

As análises de sensibilidade dos parâmetros de qualidade dos tributários mostraram considerável influência na qualidade de água no rio São Marcos, enfatizando a importância do frequente monitoramento por parte dos gestores da bacia.

O estudo do cenário de carga máxima de amônia, nitrato e fósforo total mostrou a influência do volume de reservação na estimativa dessas cargas, principalmente nos tributários que afluem

diretamente na área represada. Também, a capacidade de autodepuração do ambiente lótico permitiu maiores cargas nessas regiões.

De uma forma geral, a dinâmica operacional na ferramenta AQUATOOL facilitou a realização deste estudo, cuja topologia do sistema hídrico já implementada, associada à calibração do modelo de qualidade da água, permitirá futuros estudos relacionados à influência de diferentes culturas no uso e ocupação do solo na bacia hidrográfica do rio São Marcos.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA. Componente da série de relatórios sobre o Estado e perspectivas do meio ambiente no Brasil. Brasília: ANA, jan, 62p, 2007. Disponível: <<http://arquivos.ana.gov.br/wfa/sa/GEO%20Brasil%20Recursos%20H%C3%ADricos%20-%20Resumo%20Executivo.pdf>>. Acesso em: 18 mar. 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA. Resolução nº 562/2010, de 25 de outubro de 2010. 2010a. Disponível: <<http://www3.ana.gov.br/portal/ANA/todos-os-documentos-do-portal/documentos-sre/marcos-regulatorios/562-2010.pdf>>. Acesso em: 21 mar. 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA. Resolução nº 564/2010, de 25 de outubro de 2010. 2010b. Disponível: <<http://arquivos.ana.gov.br/resolucoes/2010/564-2010.pdf>>. Acesso em: 21 mar. 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA. Subsídios para a discussão da compatibilização da geração de energia hidrelétrica com expansão da agricultura irrigada na bacia do rio São Marcos: Irrigação e geração de energia hidrelétrica na Bacia do rio São Marcos. Brasília, 68 p. jan. 2014. Disponível: <[file:///C:/Users/Marcio/Downloads/UsosMultiplosdaAguanabaciadoRioSaoMarcos%20\(1\).pdf](file:///C:/Users/Marcio/Downloads/UsosMultiplosdaAguanabaciadoRioSaoMarcos%20(1).pdf)>. Acesso em: 21 mar. 2016.

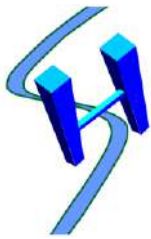
AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA. Conjuntura dos Recursos Hídricos no Brasil: Regiões Hidrográficas Brasileiras. Brasília: 163 p. Edição Especial., 2015. Disponível: <<http://www.snirh.gov.br/portal/snirh/centrais-de-conteudos/conjuntura-dos-recursos-hidricos>>. Acesso em: 19 mar. 2016.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS - ANA. TDR para contratação de empresa para prestação de serviços técnicos de apoio à gestão de recursos hídricos na Bacia Hidrográfica do rio São Marcos a montante da UHE Batalha. Brasília, 43 p. abr. 2017.

AQUATOOL. *Manual de Usuario Versión 1.0*. 2015. Disponível em: <www.upv.es/aquatool/>. Acesso em: 20 março 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENERGIA LIMPA. ABRAGEL. Definição de prioridades de outorga de direitos de uso de recursos hídricos na bacia hidrográfica do rio São Marcos a montante da UHE Batalha. Goiânia: ABRAGEL, ago. 2016. 16p. Disponível em: <<https://www.abragel.org.br/>>. Acesso em: 5 jul. 2018.

BRASIL. *Lei nº 9.433, de 08 de janeiro de 1997*. Disponível: <www.planalto.gov.br/ccivil_03/leis/L9433.htm>. Acesso em: 20 jan. 2016.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

BRASIL. Ministério da Integração Nacional. Governo do Estado de Goiás – Secretaria do Planejamento e do Desenvolvimento; Prefeitura Municipal de Cristalina. Plano Diretor do Município de Cristalina – GO: Relatório Final Consolidado. Cristalina: CGA/Interplan, p.179, 2003.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA. *Resolução nº 357, de 17 de março de 2005*. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões de lançamento de efluentes, e dá outras providências. 2005.

BRASIL. Controladoria Geral da União. Relatório de Auditoria Especial nº 00190.001631/2011-17, em Furnas Centrais Elétricas S/A. Brasília: CGU, p. 107, 2011. Disponível em: <file:///C:/Users/Marcio/Downloads/RelatorioViabilidadeFurnas-CGU.pdf>. Acesso em: 20 março 2016.

CHOW, V. T. *Open-Channel Hydraulics*. McGraw-Hill International Book Company, 1959.

CURTARELLI, M. P.; ALCÂNTARA, E. H.; ARAÚJO, C.A.S.; STECH, J. L.; LORENZZETTI, J.A. Avaliação da dinâmica temporal da evaporação no reservatório de Itumbiara, GO, utilizando dados obtidos por sensoriamento remoto. **Revista Ambiente & Água**, v. 8, n.1, p. 01-18, 2013.

FURNAS. Sistema Furnas de geração e transmissão: Parque Gerador. 2018. Disponível em: <<http://www.furnas.com.br/>>. Acesso em: 5 nov. 2018.

INSTITUTO DE GESTÃO DAS ÁGUAS MINEIRAS – IGAM. 2017. Monitoramento da qualidade das águas. Disponível em: <http://www.igam.mg.gov.br/monitoramento-da-qualidade-das-aguas2>. Acesso em: 15 fev. 2018.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA – INMET. 2017. Precipitação total anual válida para 2017. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/page&page=desvioChuvaAnual>. Acesso em: 15 fev. 2018.

INSTITUTO NACIONAL DE PESQUISA ESPACIAIS - INPE. TOPODATA: Banco de dados geomorfométricos do Brasil. 2017. Disponível em: <<http://www.webmapit.com.br/inpe/topodata/>>. Acesso em: 23 mar. 2017.

KANNEL, P. R.; LEE, S.; LEE, Y. S.; KANEL, S. R.; PELLETIER, G. J. Application of automated QUAL2Kw for water quality modeling and management in the Bagmati River, Nepal. **Ecological Modelling**, v. 20, n.2, p 503-517, 2007.

LOUCKS, D. P.; VAN BEEK, E.; STEDINGER, J. R.; DIJKMAN, J. P.M.; VILLARS, M. T. **Water Resources Systems Planning and Management: An Introduction to Methods, Models and Applications**. UNESCO, Paris, ISBN:92-3-103998-9, 2005.

PAREDES-ARQUIOLA, J.; ÁLVAREZ, J. A.; MONERRIS, M. M.; SOLERA, A, Water quantity and quality models applied to the Jucar river basin, Spain. **Journal of water resources planning and management**, v. 24, n. 11, p. 2759-2779, 2010.

PAREDES-ARQUIOLA, J.; ÁLVAREZ, J.A.; SOLERA, A. Modelo GESCAL para la simulación de la calidad del agua en sistemas de recursos hídricos. Manual de usuario. Versión 1.0. Universidad Politécnica de Valencia. Valencia, 2009. Disponível em:
<<https://www.upv.es/aquatool/files/manuales/ManualGescal.pdf>>.

SALLA, M. R.; PEREIRA, C. E.; FILHO, J. E. A.; PAULA, L. M.; PINHEIRO, A. M. Estudo da autodepuração do rio Jordão, localizado na bacia hidrográfica do rio Dourados. **Engenharia Sanitária e Ambiental**, v. 18, n. 2, p. 105-114, 2013.

SALLA, M. R.; PAREDES-ARQUIOLA J.; SOLERA, A.; ÁLVAREZ, J. A.; PEREIRA, C. E.; ALAMY FILHO, J. E.; OLIVEIRA, A. L. Integrated modeling of water quantity and quality in the Araguari River basin, Brazil. **Latin American Journal of Aquatic Research**, v. 42, n. 1, p. 224-244, 2014.

SALLA, M.R.; FERNANDES, L.E.; PEREIRA, C.E.; SILVA JHUNIOR, H.C.; LIMA, G. Importance of calibration for mathematical modeling of self-purification of lotic environments. **Acta Limnologica Brasiliensia**, v. 28, e27, p 1-18, 2016.

SERRA DO FACÃO ENERGIA SA - SEFAC. Programas ambientais. 2018. Disponível em:
<<http://www.sefac.com.br/meio-ambiente/prgramas-ambientais/>>. Acesso em: 23 jan. 2018.

SILVA, L. M. C.; HORA, M. A. G. M. Conflito pelo uso da água na bacia hidrográfica do rio São Marcos: o estudo de caso da UHE Batalha. **Engevista**, Rio de Janeiro, v. 17, n.2, p.166-174, 2015.

VON SPERLING, M. **Estudos e modelagem da qualidade da água em rios: princípios do tratamento biológico de águas residuárias**. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 359 p., 2014.



MODELAGEM E SIMULAÇÃO DE POLUIÇÃO DIFUSA NA MICROBACIA DO CÓRREGO BONS OLHOS, UBERLÂNDIA, MG

Luiza Yamada Santos¹; José Eduardo Alamy Filho²; Nágela Aparecida de Melo²

RESUMO

O crescimento das ocupações urbanas sobre as bacias periféricas das cidades contribui para elevar as descargas de poluentes transportados pelas águas pluviais. Essas substâncias têm origem difusa, pois estão inicialmente dispersas na atmosfera urbana ou depositadas sobre os terrenos, telhados e vias. As descargas de poluentes, durante eventos de precipitação, tendem a prejudicar a qualidade dos corpos de água urbanos. O objetivo principal deste artigo é estimar as descargas de massa de poluentes na microbacia urbana do córrego Bons Olhos, situada na zona sul da cidade de Uberlândia, MG. Foram considerados dois cenários: com e sem reservatório de atenuação. O conjunto de equações baseia-se na geração de chuvas sintéticas, na transformação chuva-vazão, no amortecimento de cheias e na quantificação das cargas de poluentes. Em linhas gerais, os resultados de 1000 simulações revelaram que um reservatório de pequenas dimensões contribui para mitigar as descargas máximas de poluentes gerados na microbacia.

PALAVRAS-CHAVE: hidrologia urbana, poluição difusa, reservatório de atenuação.

INTRODUÇÃO

Cursos de água, situados nas zonas periféricas das cidades brasileiras, normalmente drenam bacias com cobertura vegetal original modificada. Nessas áreas, é comum que o crescimento acelerado da população traga consigo pressões para ocupação urbana. Com o alastramento da mancha urbana, amplifica-se o grau de impermeabilização do terreno, com conseqüente diminuição das taxas de infiltração de água, potencializando o escoamento superficial. Nessa conjuntura, substâncias depositadas sobre os terrenos, telhados e vias, em decorrência das mais diversas atividades antrópicas, são carreadas até a rede de drenagem natural, propiciando descargas de poluentes cuja origem não é facilmente identificável. Configura-se, nesse caso, a chamada poluição difusa.

Em análise sucinta, dois fatores são determinantes para origem da poluição difusa urbana: sua geração em decorrência da precipitação, um fenômeno natural com previsibilidade incerta; e os incrementos das concentrações de poluentes na atmosfera e sobre o terreno, condicionados por atividades antrópicas. O controle desse tipo de poluição pode ocorrer com obras de engenharia que atuam na acumulação provisória das águas pluviais em reservatórios de detenção, os quais amortecem as cheias e, conseqüentemente, atenuam as descargas de poluentes eliminadas pelas bacias hidrográficas urbanas. Outra opção que vem ganhando espaço nos últimos anos consiste na aplicação de técnicas de *Low Impact Development* (LID). Nesse caso, prioriza-se o controle da poluição na fonte, reduzindo o escoamento superficial e o conseqüente arraste de poluentes pelo terreno. Dentre as obras de detenção citam-se os reservatórios ou tanques popularmente conhecidos como piscinões. Dentre as técnicas LID, citam-se os telhados verdes, os pavimentos permeáveis e a manutenção de áreas com vegetação natural, seja com a criação de parques, seja pelo isolamento de zonas de vegetação remanescente.

¹ Graduanda em Engenharia Civil (FECIV/UFU), bolsista de Iniciação Científica (luizayamadas@gmail.com)

² Professores da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br, nagela@ufu.br)

Em estudo aplicado na cidade de Daejeon, na Coréia do Sul, Kim, Yur e Kim (2007) mostraram que a detenção dos primeiros 5 mm de chuva pode reduzir em até 80% as cargas difusas de sólidos suspensos. Autores como Kwak, Kim e Han (2016) destacam que técnicas LID, combinadas com bacias de detenção, propiciam redução dos picos de vazão nos exutórios das bacias, contribuindo também para a redução das cargas poluidoras difusas. Qin et al. (2013) afirmam que a escolha de técnicas de controle de poluição difusa é auxiliada pela análise de frequência de eventos de precipitação e sua correlação com a quantidade e a qualidade escoamento superficial gerado nas cidades. Isso destaca não somente a importância de se monitorar tais eventos, como também a relevância de se aplicar modelos que simulem essas variáveis sob diferentes cenários de precipitação e de ocupação do solo. Dessa forma, a simulação pode prever qual será o efeito de uma futura modificação do uso do solo urbano, decorrente de empreendimentos residenciais, comerciais ou industriais, sobre o potencial de uma bacia em gerar escoamento superficial e, conseqüentemente, poluição difusa. Nessa linha de abordagem, Alamy Filho e Salla (2015) desenvolveram um conjunto de códigos computacionais para a estimativa de cargas poluidoras de origem difusa em bacias hidrográficas sujeitas a ocupações urbanas crescentes. Tais códigos foram escritos em *Visual Basic for Applications* (VBA) e direcionados a planilhas eletrônicas. Na seqüência, Oliveira (2016) utilizou esse modelo computacional para estimar o efeito da urbanização total da bacia do córrego Lagoinha – na cidade de Uberlândia – e sua relação com o aumento das cargas de poluentes. Alamy Filho et al. (2018) aplicaram o modelo na bacia do córrego Lageado, ao norte da cidade de Uberaba, MG. Na base teórica dessas rotinas computacionais estão o método do *Soil Conservation Service* (SCS), que faz a transformação de chuva em escoamento superficial; e o *Simple Method* de Schueler (1987), que estima as cargas difusas que são eliminadas nos exutórios das bacias urbanizadas.

Diante disto, o objetivo principal deste artigo é estimar as descargas de massa de poluentes – também chamadas de cargas poluidoras – geradas de forma difusa, na microbacia urbana do córrego Bons Olhos, situada na zona sul da cidade de Uberlândia, MG. Os códigos computacionais criados por Alamy Filho e Salla (2015) foram adaptados para distribuições de chuvas ao longo do horizonte de um dia. Além disso, o novo modelo possibilitou acrescentar um reservatório de atenuação imediatamente a montante da confluência do córrego com o rio Uberabinha.

METODOLOGIA

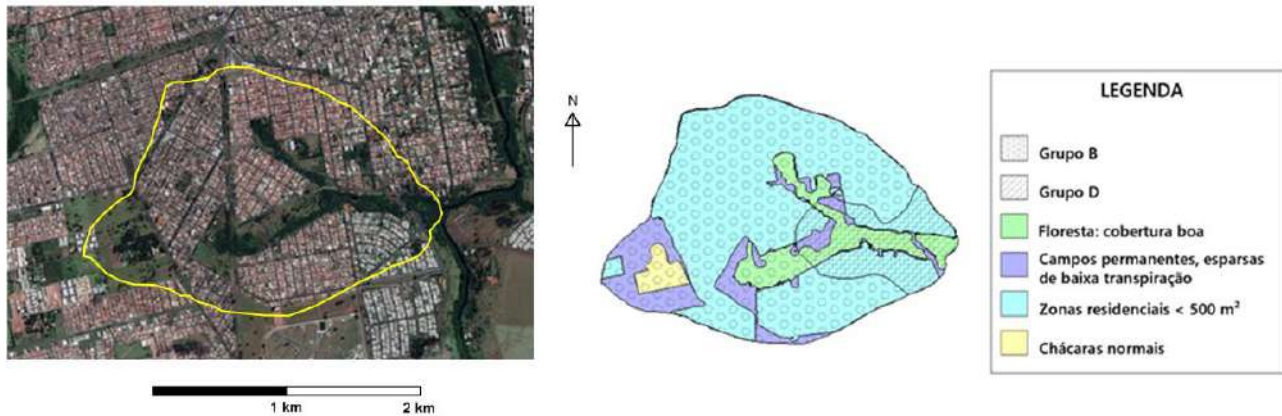
Etapa preliminar

A etapa preliminar foi dedicada ao levantamento de dados característicos da área analisada. Nesse contexto, partindo-se do mapa planialtimétrico da cidade de Uberlândia, foi feita a delimitação da microbacia do córrego Bons Olhos. Também foram quantificadas características geométricas como a área total, o comprimento axial e a declividade geral da microbacia. O mapa pedológico da cidade (ANDRADE, 2005) foi utilizado como base para a classificação de solos segundo o método do *Soil Conservation Service* (SCS) e o *Google Earth* foi utilizado para levantamento dos usos do solo. A sobreposição dos diferentes usos com as classes de solo permitiu a quantificação das curvas-número (número CN) das sub áreas ilustradas pela Figura 1.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 1 – Microbacia do córrego Bons Olhos e divisão de sub áreas para quantificação da curva-número resultante



Utilizando as magnitudes das sub áreas como peso de ponderação, foi possível extrair o número CN resultante da microbacia:

$$CN_{RES} = \frac{CN_1 \times A_1 + CN_2 \times A_2 + \dots + CN_n \times A_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} = \sum_{i=1}^n \frac{CN_i \times A_i}{A} \quad (1)$$

Na Equação (1), o sub índice i indica as combinações entre classes e usos de solo (sub áreas), A é a área total da microbacia e CN_{res} é a curva-número resultante. Esse parâmetro foi utilizado para a conversão de chuva em escoamento superficial, conforme equações do método do SCS.

Hietogramas de base

As descargas de poluentes com origem difusa, nos exutórios das bacias, dependem do estímulo que é imposto pela distribuição temporal de chuva, também chamada de hietograma. Diferentes distribuições de precipitação resultarão em polutogramas resultantes diversos. Entende-se aqui, por polutograma, o diagrama que descreve a variação das descargas de massa de poluentes (ou cargas poluidoras), com o tempo.

Neste trabalho, os hietogramas foram baseados na série histórica de precipitação registrada na estação Fazenda Letreiro, indexada no sistema HIDROWEB da Agência Nacional de Águas (ANA) sob o código 01948006. Esse posto pluviométrico está situado nas imediações da malha urbana de Uberlândia. A partir da série histórica de precipitações diárias, foi construída a curva de permanência de precipitações (CPP). Neste trabalho, utilizou-se a permanência de 5%, o que corresponde ao total precipitado diário de 20 mm. No entanto, mesmo com a fixação da precipitação diária de 20 mm, a forma como essa chuva se distribui no tempo é relevante quando se quer estimar cargas poluidoras instantâneas. Assim, para elaboração dos hietogramas de base, adotou-se escala de simulação com horizonte de 24 h, com incrementos de tempo da ordem de 1 minuto. Como a chuva é um evento aleatório, a altura pluviométrica total pode-se distribuir de diferentes maneiras, com eventos isolados, concatenados, ou até mesmo sobrepostos, com diferentes durações. Isso resultaria, no horizonte de 1 dia, em um conjunto de eventos com intensidades diversas. Nesse sentido, princípios de Simulação Monte Carlo (SMC) foram aplicados para geração de diferentes hietogramas, os quais embasaram a quantidade maciça de 1000 simulações. As distribuições temporais de chuva, por evento, basearam-se nas curvas de Huff.

Transformação chuva-vazão

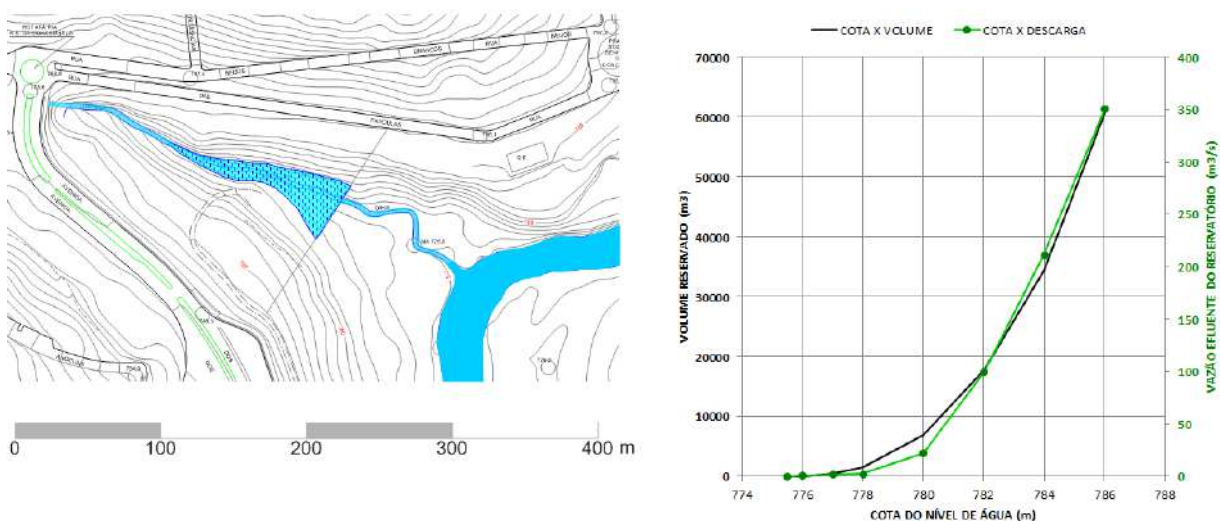
A transformação chuva-vazão é o termo genérico, matematicamente expresso por grande infinidade de modelos responsáveis por extrair, a partir da distribuição de chuva, as vazões resultantes nos exutórios das bacias. No presente trabalho, utilizou-se o Método Santa Bárbara (MSB), com quantificação da chuva excedente (*runoff*) pelo método do *Soil Conservation Service* (SCS). De uma maneira geral, o MSB é um modelo concentrado que trata a bacia de contribuição como um reservatório imaginário, o qual armazena transitoriamente a chuva excedente gerada, liberando-a paulatinamente na forma de vazão no exutório. O resultado gera hidrogramas que representam a variação temporal da vazão, decorrente da chuva, nesses pontos. Assim, distribuições de chuva na bacia (hietogramas) geram distribuições de vazão (hidrogramas) correlatas nos exutórios. Nessas seções, juntamente com a água, são descarregados os poluentes gerados de forma difusa na bacia.

Reservatório de atenuação

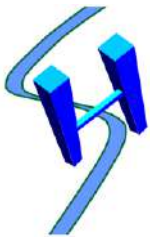
Um dos propósitos deste trabalho é averiguar como um pequeno reservatório *in line*, idealizado imediatamente a montante do exutório da microbacia, pode atenuar as cargas poluidoras lançadas no rio Uberabinha. Com reservatório inserido no alinhamento do córrego, as cargas poluidoras podem ser atenuadas segundo dois efeitos: amortecimento da cheia, reduzindo as vazões de pico dos hidrogramas; diluição das concentrações de poluentes na massa líquida reservada transitoriamente. Ambos os efeitos são mais notáveis quanto maior for o volume de água reservado. Grandes reservatórios comprovadamente são alternativas que reduzem as cargas poluidoras. Apesar disso, esses reservatórios demandam barragens de grande porte (altura e comprimento) e isto pode se tornar economicamente e ambientalmente inviável.

O reservatório de atenuação, idealizado para a microbacia do córrego Bons Olhos, foi concebido de forma a produzir mínima interferência na área de entorno, com barragem de pequena dimensão e remanso que não atinge as vias circundantes. No caso em questão, conforme ilustra a Figura 2, o eixo da barragem foi fixado a 100 m da confluência do córrego com o rio Uberabinha, produzindo represamento cujo nível máximo normal está 7 m abaixo da via mais próxima.

Figura 2 – Localização do reservatório, incluindo curvas *cota x volume* e *cota x descarga*



Dentre as características gerais da barragem, das estruturas de saída e do reservatório listam-se: altura máxima da barragem de 4 m; descarregador de fundo por manilha de concreto, com 80 cm de diâmetro; vertedor circular tipo tulipa, cota da soleira em 778,5 m, com 1 m de diâmetro; vertedor



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

de emergência retangular de parede espessa, cota da soleira igual a 779 m, com 10 m de comprimento; cota altimétrica do nível de água máximo normal igual a 778,5 m e volume máximo normal do reservatório igual a 3000 m³.

Com inserção do reservatório, o amortecimento do hidrograma de entrada é calculado por balanço de massa, conforme a seguinte equação:

$$\frac{dS}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (2)$$

Na Equação (2), dS/dt é a taxa de variação temporal do volume armazenado, enquanto Q_{in} e Q_{out} são, respectivamente, as vazões que entram e que saem do reservatório. Essa equação pode ser trabalhada numericamente, resultando em:

$$Q_{out}^{n+1} = Q_{in}^{n+1} - \frac{S^{n+1} - S^n}{\Delta t} = Q_{in}^{n+1} - \frac{f(Q_{out}^{n+1}) - S^n}{\Delta t} \quad (3)$$

Na Equação (3), n e $n+1$ são indicadores dos níveis de tempo atual e futuro. Note-se que a vazão de saída Q_{out}^{n+1} pode ser vinculada com o volume armazenado S^{n+1} , conforme relações entre volume e vazão efluente, retiradas das curvas *cota x volume* e *cota x descarga*. Essas relações são expressas pelo termo $f(Q_{out}^{n+1})$. A solução numérica da Equação (3) é recursiva e foi implementada em código VBA, utilizando o recurso “atingir meta” do Excel. Finalmente, as descargas de poluentes que são lançadas no rio Uberabinha podem ser calculadas como:

$$Q_s^{n+1} = Q_{out}^{n+1} \cdot C^{n+1} \quad (4)$$

Na Equação (4), Q_s é carga poluidora, quantificada em unidade de massa (de poluente) por unidade de tempo. C é a concentração de poluente nas águas pluviais (TUCCI, 2010 apud URBONAS e STAHR, 1993). Com a implantação do reservatório, a massa de poluente afluente é diluída, de forma que C passa a ser a concentração do poluente no volume represado.

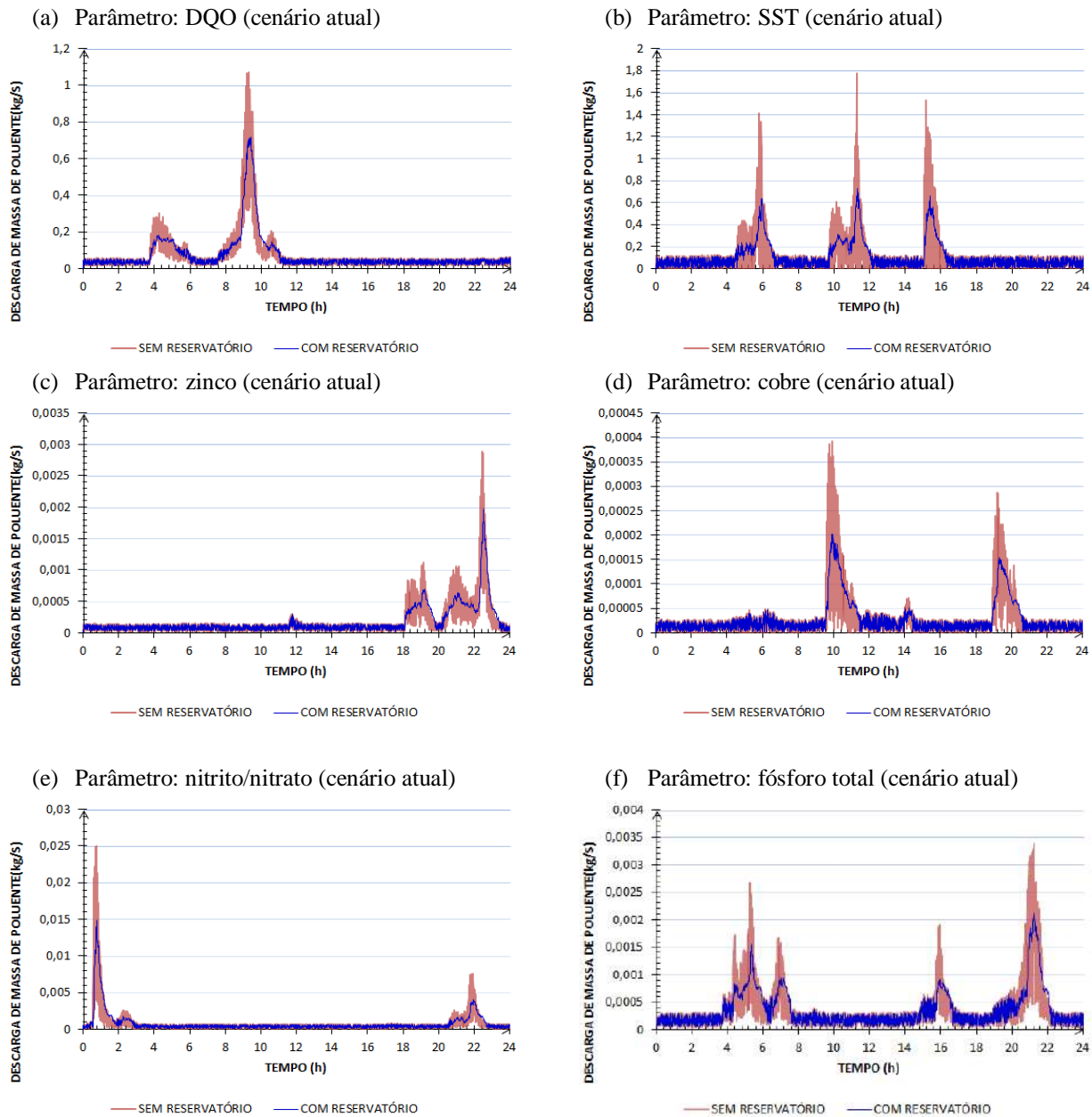
RESULTADOS E DISCUSSÕES

Polutogramas simulados no exutório da microbacia

As simulações abrangeram cinco categorias de parâmetros, gerados de forma difusa na referida microbacia: demanda química de oxigênio (DQO), sólidos suspensos totais (SST), zinco, cobre, fósforo total, nitrito/nitrato. Assim, à luz dos princípios de SMC, uma quantidade maciça de simulações foi executada, de forma a estabelecer comportamentos possíveis para a distribuição temporal de descarga de massa de cada poluente. Essas distribuições temporais de cargas, também chamada de polutogramas, foram simuladas para cada parâmetro. A Figura 3 apresenta alguns exemplos de polutogramas gerados pelas simulações.

De uma breve análise dos polutogramas, podem-se tirar algumas conclusões de cunho geral: os picos das cargas poluidoras são atenuados quando há implantação do reservatório; nas situações com e sem reservatório, os polutogramas sofrem flutuações (oscilações) que são impelidas pela aleatoriedade imposta às concentrações de poluentes nas águas pluviais; as cargas poluidoras podem ser classificadas, quanto à sua magnitude, em ordem decrescente, como: SST, DQO, nitrito/nitrato, fósforo total e zinco, cobre; para cada parâmetro podem ser gerados infinitos polutogramas, conforme dita o hietograma de base. Por isso, uma quantidade maciça de simulações é necessária para previsão do comportamento das cargas poluidoras.

Figura 3 – Exemplos de polutogramas simulados



Enfim, mesmo que o reservatório idealizado tenha pequenas dimensões, sua maior habilidade consiste na atenuação dos picos de descargas. Isto se traduz em benefícios para o corpo de água receptor, no caso, o rio Uberabinha que recebe as águas drenadas do córrego Bons Olhos.

Os resultados das cargas poluidoras foram estimados por 1000 simulações, aplicadas para cada parâmetro. Na análise de um cenário fixo de uso do solo (no caso, o atual), é possível prever a capacidade atenuadora do reservatório, no que tange aos valores das descargas máximas de poluentes. Assim, a Figura 4 apresenta o resumo desses resultados, mediante gráficos de dispersão e diagramas *box-plot*.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 4 – Resultados simulados para cargas poluidoras de origem difusa: dispersão entre descargas de massa máximas e intensidades máximas de precipitação; diagramas *box-plot* com resumo estatístico dos resultados.

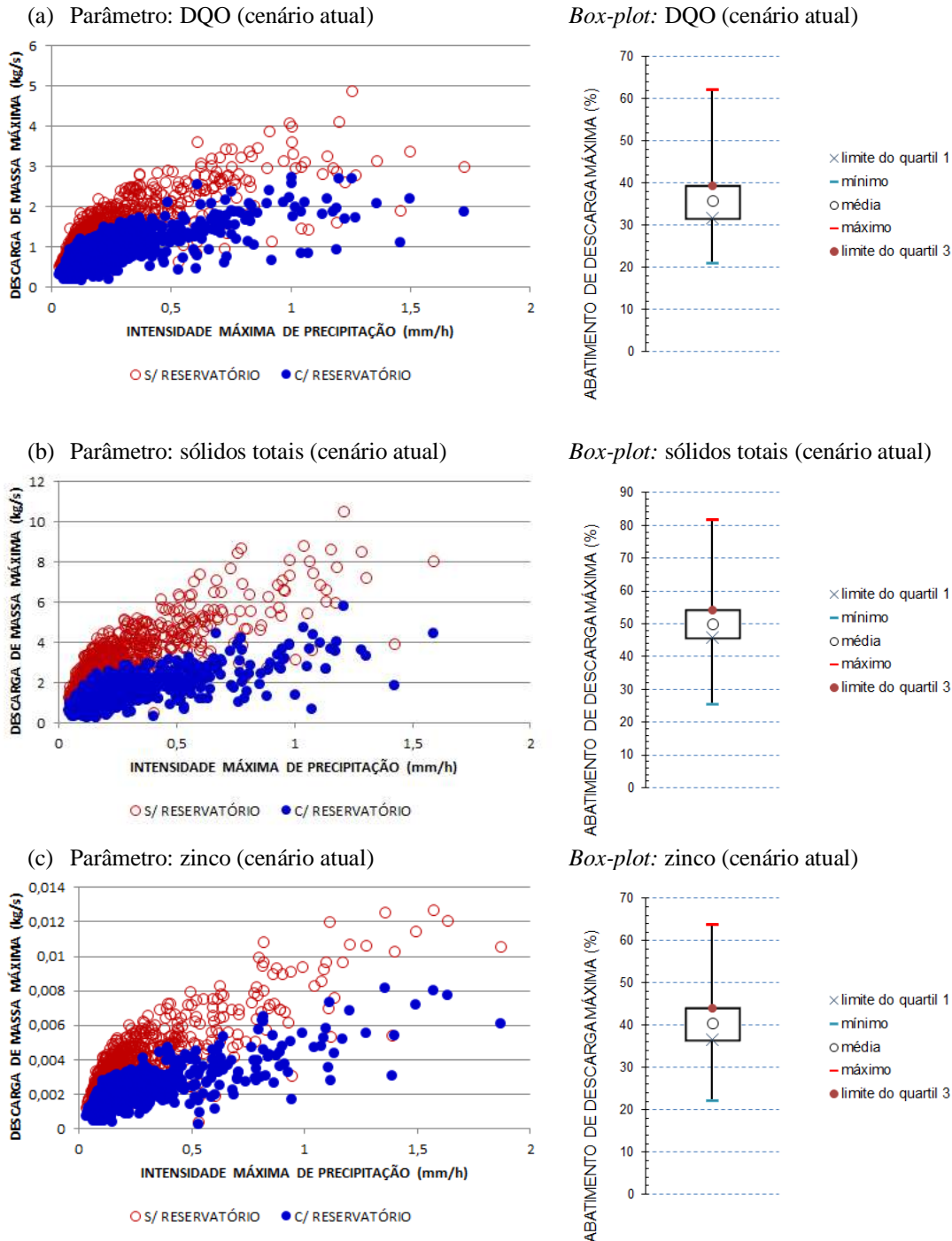
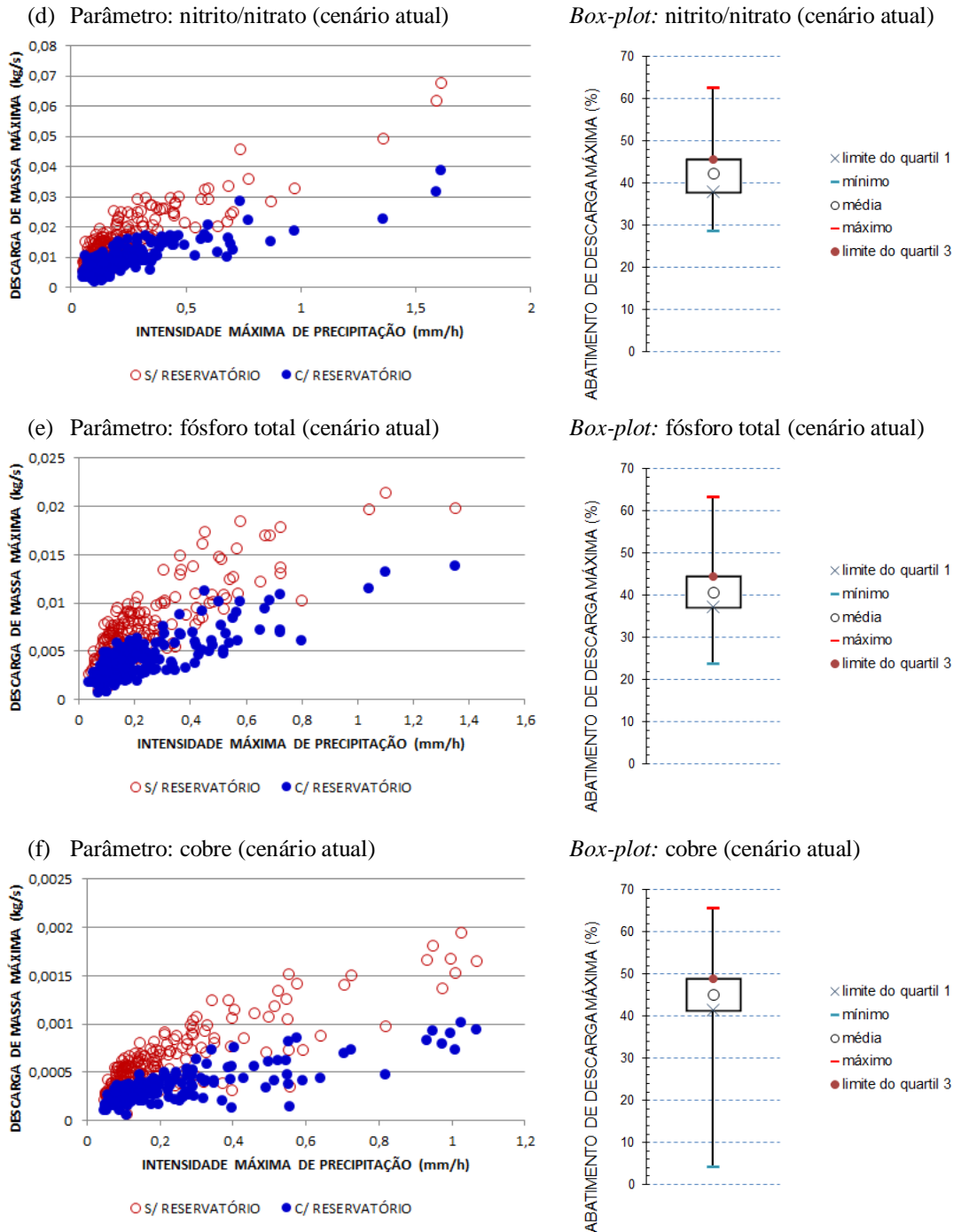


Figura 4 – Resultados simulados para cargas poluidoras de origem difusa (continuação)



De uma forma geral, observa-se, nos diagramas de dispersão, que as cargas poluidoras de pico são abatidas com a inserção do pequeno reservatório. Esse efeito é estendido para quaisquer dos parâmetros simulados. Levando em conta as entradas aleatórias para os hietogramas de base e as concentrações de poluentes nas águas pluviais, as 1000 simulações revelaram atenuações de cargas máximas de, no mínimo 4,3% (para o parâmetro cobre) e, no máximo 81,8% (para o parâmetro SST). As atenuações médias apresentaram-se na faixa de 35,8% (para DQO) e 50,1%



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

(para SST). Esses resultados revelam que o reservatório idealizado apresenta potencial de diminuir as taxas máximas de injeção de poluentes no rio Uberabinha.

CONCLUSÕES

Na microbacia urbana do córrego Bons Olhos, eventos de precipitação geram cargas poluidoras que são injetadas no rio Uberabinha. Em ordem decrescente, as principais descargas estimadas foram para os parâmetros SST, DQO, nitrito/nitrato, fósforo total e zinco, cobre. Os resultados das simulações mostraram que os picos das cargas poluidoras são atenuados quando há implantação de reservatório de pequenas dimensões. O grau de atenuação para descargas de pico variaram de 4,3% (para o parâmetro cobre) até 81,8% (para o parâmetro SST). Esses resultados revelam que o reservatório idealizado apresenta potencial de diminuir as taxas máximas de injeção de poluentes no rio Uberabinha, contribuindo para mitigar a poluição do principal corpo de água superficial que atravessa a cidade de Uberlândia.

REFERÊNCIAS

- ALAMY FILHO, J. E.; SALLA, M. R. **Estudo de impactos ambientais em curso de água natural pela urbanização na bacia do córrego Lageado**. Relatório técnico. CODAU/UFU. 2015.
- ALAMY FILHO, J. E.; SALLA, M. R.; SILVA JHUNIOR, H.; REIS, A.; LIMA, G. **Simulation of the surface water pollution in a watershed subjected to progressive urbanization**. Journal of Urban and Environmental Engineering, v.12, n.2, p.293-307. 2018.
- ANDRADE, Ricardo Fernandes. **Mapeamento geotécnico preliminar em escala de semi-detalhe (1:25.000) da área de expansão urbana de Uberlândia - MG**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2005.
- KIM,G.;YUR,J.;KIM, J. **Diffuse pollution loading from urban stormwater runoff in Daejeon city, Korea**. Journal of Environmental Management, n.85, p.9-16. 2007.
- KWAK,D.; KIM,H.;HAN,M. **Runnof control potential for design types of Low Impact Development in small developing area using XPSWMM**. Procedia Engineering,n.154, p.1324-1332. 2016.
- OLIVEIRA, L. C. R. C. **Estimativa da poluição difusa decorrente da urbanização da bacia do Córrego Lagoinha**. Trabalho de Conclusão de Curso – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016.
- QUIN,H.; TAN,X. FU,G.;ZHANG,Y.; HUANG, Y. **Frequency analysis or urban runoff quality in an urbanizing catchment of Shenzhen, China**. Journal of Hydrology, n. 496, p.79-88. 2013.
- SCHUELER, T. **Controlling urban runoff: a practical manual for planning and designing urban BMPs**, Metropolitan Washington Council of Governments, 1987.
- TUCCI, C.E.M. **Inundações Urbanas**. Porto Alegre: Ed. ABRH, 197 p. 2010.



MODELO LAGRANGEANO DE DISPERSÃO DE POLUENTES EM LAGOS E AMBIENTES COSTEIROS

José Eduardo Alamy Filho¹; Guilherme Resende Magro²

RESUMO

Emissários subaquáticos constituem uma das principais soluções para disposição final de esgotos em cidades litorâneas ou daquelas situadas à beira de grandes lagos e lagoas. Com isto, o efluente é bombeado até grandes distâncias da linha costeira e lançado a partir do fundo do corpo de água. Todavia, flutuações de marés e dos campos de velocidade, as quais têm comportamento aproximadamente periódico, podem trazer concentrações de substâncias indesejáveis para a costa. O objetivo deste trabalho é apresentar um modelo de transporte lagrangeano de partículas, baseado na técnica *Random Walk Method* (RWM). Nesse sentido, cada partícula, injetada a partir dos emissários, representa uma fração de massa de poluente. O algoritmo de solução foi codificado em linguagem *Visual Basic for Applications* (VBA). O modelo calcula não somente as posições das partículas, atualizadas a cada instante, como também seu tempo de trânsito no corpo hídrico. A simulação foi aplicada em um domínio hipotético, com campos de velocidade e de maré variáveis. Em linhas gerais, os resultados permitem fácil visualização da pluma e comprovam que o acúmulo de poluentes, rente à linha costeira, pode ser verificado no caso de emissários costeiros (canais que desaguam na costa) e de emissários subaquáticos curtos.

PALAVRAS-CHAVE: poluição da água, transporte de partículas, emissário subaquático.

INTRODUÇÃO

A disposição final de resíduos líquidos em cidades litorâneas normalmente ocorre por meio de emissários subaquáticos, os quais injetam poluentes dentro de uma zona de segurança (campo de dispersão), relativamente distante da costa. Essa zona de segurança deve considerar as correntes marítimas locais, evitando que o poluente retorne ao litoral. Em grandes lagos, lagoas e baías, nos quais as correntes também são influenciadas pelos ventos, os emissários subaquáticos igualmente constituem soluções para disposição final de esgotos. Tais emissários transportam esgoto bombeado e comumente apresentam difusores, distribuídos nos trechos finais do seu comprimento, pelos quais o efluente é lançado no corpo de água (Figura 1).

A previsão dos campos de dispersão de poluentes pode ser realizada por modelos numéricos e computacionais, que calculam as concentrações dos diversos constituintes do esgoto dentro da massa líquida. Têm-se, nesses casos, os chamados modelos eulerianos, baseados na equação de Advecção-Difusão e suas variantes, como a equação de Advecção-Difusão integrada ao longo da profundidade – modelo 2DH. Essa última é aplicável em condições de águas rasas, nas quais o poluente está bem misturado ao longo da vertical (ROSMAN et al., 2001).

Outra forma de modelagem baseia-se na estimativa dos deslocamentos de partículas, as quais representam pacotes de massas de poluente transportados pela água. Têm-se, nesse contexto, os modelos lagrangeanos. Técnicas lagrangeanas normalmente ficam isentas de riscos de instabilidades numéricas que permeiam a solução da equação de Advecção-Difusão, além de propiciarem visualização direta da pluma e estimativa dos tempos de trânsito dos poluentes.

¹ Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br)

² Mestre em Engenharia Civil pelo do PPGEC/UFU (guilherme.magro@hotmail.com)

Figura 1 – Difusor do emissário submarino do polígono industrial do Valle de Güímar, Espanha.



Fonte: <https://vecinosxcandelaria.wordpress.com/2017/05/>

O presente artigo baseia-se na técnica lagrangeana *Random Walk Method* (RWM) e tem o intuito de mapear trajetórias de poluentes, lançados por emissários subaquáticos e costeiros, em ambientes sujeitos a oscilações de marés e do campo de velocidades. Essa metodologia tem comprovada eficiência na identificação de plumas e foi utilizada por autores como Kinzelbach (1990), Dunsberling e Stelling (1993), Ridlle (1998), Charles et al. (2009), Wu, Yang e Liang (2018).

METODOLOGIA

Posições das partículas

Mecanismos advectivos e difusivos são reguladores do transporte de poluentes em corpos de água em geral. Por advecção, as substâncias são direcionadas pelas velocidades das correntes, transportadas em direção e sentido bem definidos. Por difusão, ocorrem misturas longitudinais e transversais sem direção bem definida, disseminando o poluente das zonas mais concentradas para as menos concentradas. Assim sendo, as posições resultantes de partículas que se movem durante um determinado intervalo de tempo, podem ser obtidas pela combinação entre deslocamentos advectivos e difusivos, conforme:

$$\vec{X}(t+\Delta t) = \vec{X}(t) + \Delta\vec{X}_{adv} + \Delta\vec{X}_{dif} \quad (1)$$

Na Equação (1), t indica o instante atual, onde a posição $\vec{X}(t)$ da partícula é previamente conhecida. A partir do cálculo dos deslocamentos advectivos e difusivos $\Delta\vec{X}_{adv}$ e $\Delta\vec{X}_{dif}$, a nova posição $\vec{X}(t+\Delta t)$ pode ser obtida. Essa equação vetorial é passível de decomposição, de maneira que podem ser calculadas as coordenadas das partículas dentro da massa líquida:

$$\begin{aligned} x(t+\Delta t) &= x(t) + \Delta x_{adv} + \Delta x_{dif} \\ y(t+\Delta t) &= y(t) + \Delta y_{adv} + \Delta y_{dif} \end{aligned} \quad (2)$$



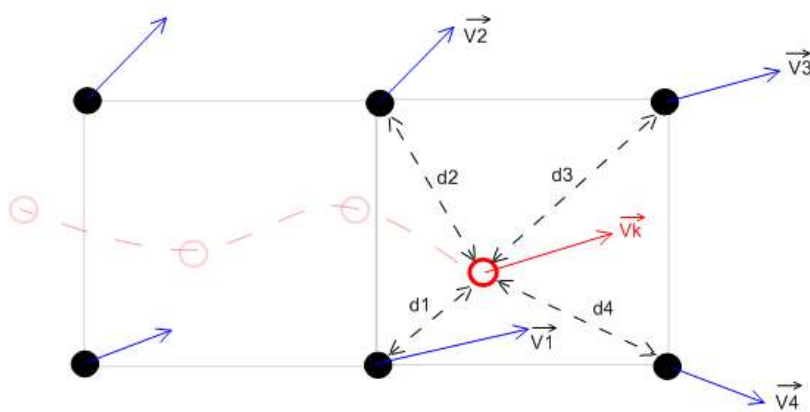
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Na Equação (2), x e y indicam coordenadas das partículas nas direções oeste-leste e sul-norte, respectivamente.

Deslocamentos advectivos

Os deslocamentos advectivos dependem do campo de velocidade na vizinhança da partícula. Esse campo é estabelecido nos nós de uma malha de discretização cartesiana. Como as posições de cada partícula não coincidem com as posições dos nós, sua velocidade de condução deve ser interpolada a partir dos valores previamente conhecidos nos vértices da célula que a contém, conforme indica a Figura 2.

Figura 2 – Esquema de posicionamento da partícula dentro de uma célula



A interpolação transfere as velocidades dos nós 1, 2, 3 e 4 para a posição onde se encontra a partícula k . Neste trabalho, esse procedimento utilizou o método do inverso das distâncias, conforme preconiza a equação:

$$\vec{V}_k = \frac{\sum_{i=1}^4 \vec{v}_i / d_i}{\sum_{i=1}^4 1/d_i} \quad (3)$$

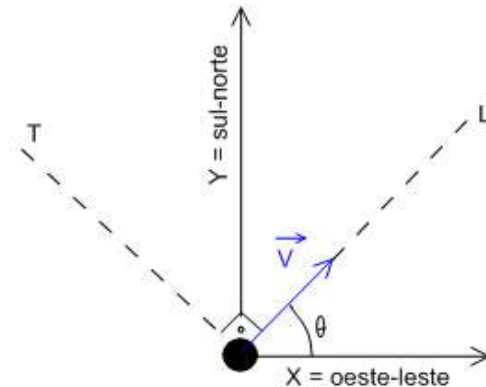
Na Equação (3), \vec{V}_k é a velocidade da partícula, interpolada a partir das velocidades previamente conhecidas nos vértices \vec{V}_i . Além disso, d_i é a distância entre as posições da partícula e de cada nó (vértice). Nesse caso, considera-se que o poluente é passivamente transportado pelo fluido. Uma vez computada a velocidade \vec{V}_k , os deslocamentos advectivos de cada partícula podem finalmente ser calculados como:

$$\Delta \vec{X}_{adv} = \vec{V}_k \cdot \Delta t \quad (4)$$

Deslocamentos difusivos

Ao mesmo tempo que as partículas são transportadas pela velocidade \vec{V}_k , difusividades turbulentas propiciam sua disseminação nas direções longitudinal (L) e transversal (T). Essas direções são determinadas pelos vetores locais de velocidade, conforme ilustra a Figura 3.

Figura 3 – Representação das direções longitudinal (L) e transversal (T)



Segundo o RWM, as velocidades de deslocamento difusivo podem ser quantificadas como:

$$\begin{aligned} U_d^L &= r_1 \cdot (2 \cdot D_L / \Delta t)^{0,5} \\ U_d^T &= r_2 \cdot (2 \cdot D_T / \Delta t)^{0,5} \end{aligned} \quad (5)$$

No conjunto de Equações (5), U_d são os deslocamentos na longitudinal e transversal, enquanto D_L e D_T são coeficientes de difusão turbulenta nessas direções. Os fatores r_1 e r_2 são números aleatórios, com média igual a zero e desvio padrão unitário. Os mesmos são introduzidos para modelar o caráter *quasi* aleatório dos movimentos difusivos turbulentos. Em modelos 2DH, integrados ao longo da vertical, as difusividades turbulentas podem ser estimadas em função da profundidade (h) e da velocidade de cisalhamento (U_*) (ROSMAN et al., 2001):

$$\begin{aligned} D_L &= \alpha \cdot 5,94 \cdot U_* \cdot h \\ D_T &= \beta \cdot 0,15 \cdot U_* \cdot h \end{aligned} \quad (6)$$

Na Equação (6), α e β são parâmetros de calibragem, que podem ser adotados na ordem de grandeza de 10^0 . A velocidade de cisalhamento pode ser quantificada como:

$$U_* = g^{0,5} / Ch \cdot (u^2 + v^2)^{0,5} \quad (7)$$

$$Ch = 18 \cdot \log(6 \cdot h / \varepsilon) \quad (8)$$

Em que g é a aceleração da gravidade (m/s^2), u e v são as velocidades do escoamento (m/s), promediadas ao longo da profundidade. Nessas equações, Ch é o coeficiente de Chézy e ε é a rugosidade do fundo (m).

Tomando por base o ângulo θ , formado entre a direção longitudinal e o eixo X, as difusividades turbulentas nas direções oeste-leste e sul-norte podem ser calculadas, respectivamente, como:

$$\begin{aligned} D_{xx} &= D_L \cdot (\cos \theta)^2 + D_T \cdot (\sin \theta)^2 \\ D_{yy} &= D_L \cdot (\sin \theta)^2 + D_T \cdot (\cos \theta)^2 \end{aligned} \quad (9)$$

Essas transformações permitem calcular as velocidades de deslocamento difusivo nas direções X e Y, conforme:



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

$$\begin{aligned} U_x &= U_d^L \cdot (\cos\theta) - U_d^T \cdot (\sin\theta) \\ U_y &= U_d^L \cdot (\sin\theta) + U_d^T \cdot (\cos\theta) \end{aligned} \quad (10)$$

Finalmente, as parcelas de deslocamento difusivo $\Delta\vec{X}_{dif}$ podem ser computadas como:

$$\Delta x_{dif} = U_x \cdot \Delta t \quad \text{e} \quad \Delta y_{dif} = U_y \cdot \Delta t \quad (11)$$

Aplicação

O modelo descrito pelo conjunto de Equações (1) a (11) foi implementado em código *Visual Basic for Applications* (VBA) e aplicado em um domínio hipotético (Figura 4), representando um corpo hídrico costeiro, com campos de velocidade periódicos e flutuações de maré. Nesse sistema, a introdução do poluente ocorreu por 9 difusores alocados na extremidade final de um emissário subaquático e por 3 pontos alinhados com o litoral, representando a seção final de um canal que deságua rente à costa. Para todos esses pontos, foram adotadas vazões de 10 L/s e descargas de massa de 3 g/s. O lançamento de poluente transcorreu de forma contínua. A liberação foi estipulada para que cada partícula, injetada no corpo hídrico, representasse introdução de 1 kg de poluente. O campo de velocidade inicial foi estimado a partir das equações de Navier-Stokes, aplicadas em duas dimensões. Nesse caso, o campo de velocidades apresenta magnitude média de 0,12 m/s e valor máximo de 1,41 m/s. A partir desses campos e da fixação de uma superfície livre inicial, foram impostas variações periódicas para os vetores de velocidade e para a cota do nível de água. Essas variações são representadas pelos gráficos da Figura 5. Neles, os vetores de velocidade foram adimensionalizados pela relação $|\vec{V}/\vec{V}_0|$ em que \vec{V}_0 representa o campo de velocidade inicial. A maré apresentou flutuação de 1 m, cujos níveis de água oscilaram entre as cotas 859 m e 860 m.

Figura 4– Domínio hipotético utilizado para aplicação do modelo e campo de velocidade inicial

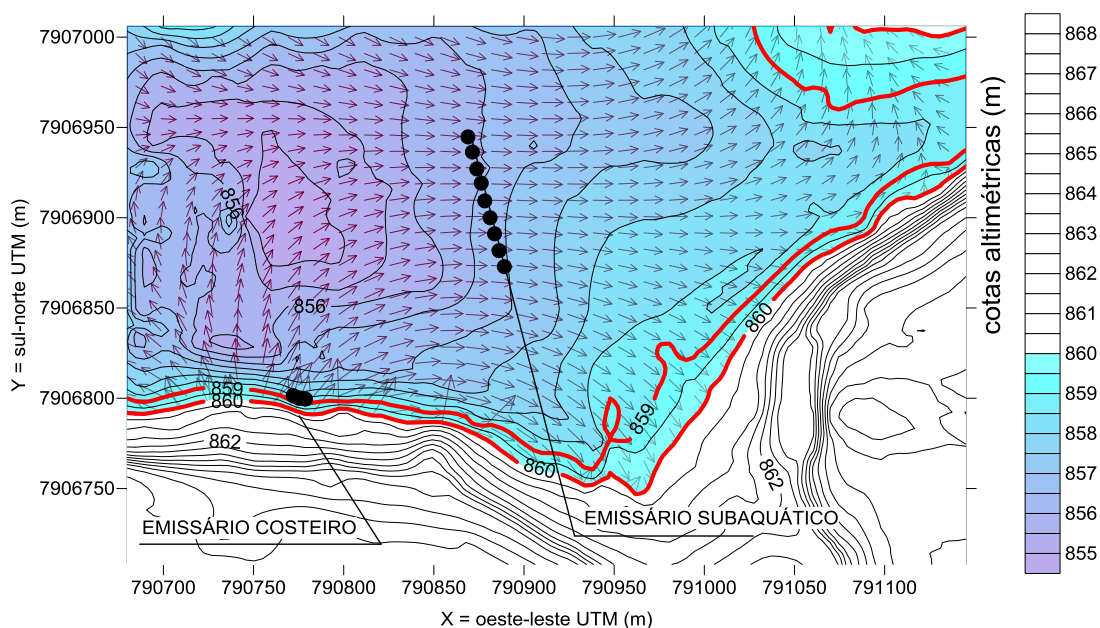
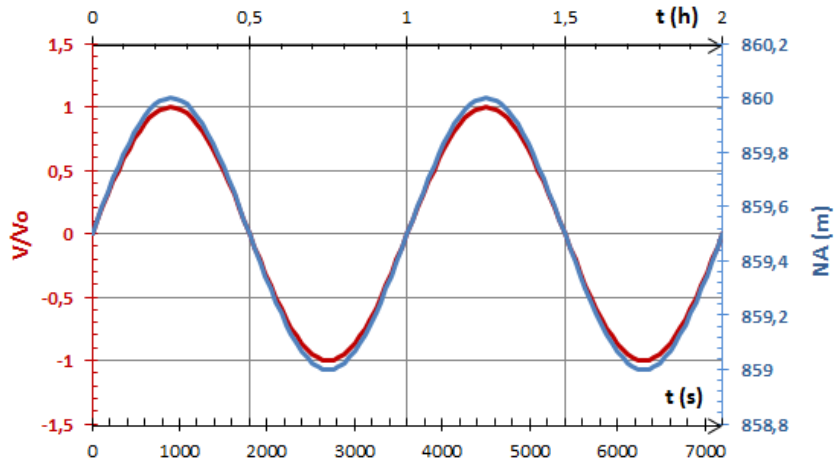


Figura 5– Variações periódicas dos módulos de velocidade adimensional e da maré

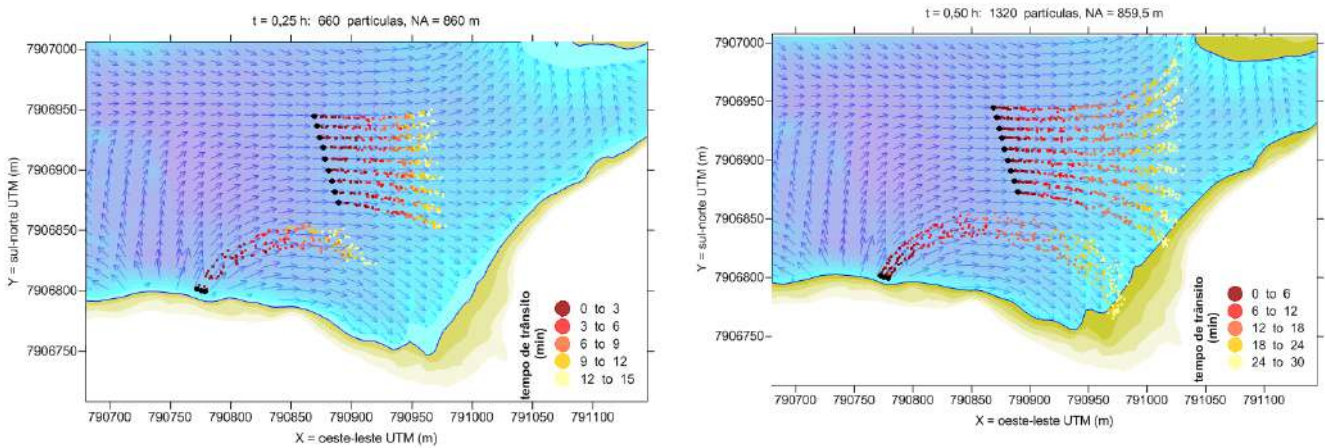


O horizonte de simulação foi fixado em 2 h, período suficiente para ocorrerem inversões nos sentidos das correntes e, conseqüentemente, mudanças nas tendências de trajetória das partículas. A simulação sucedeu em marcha temporal, método pelo qual o horizonte de simulação é paulatinamente preenchido por cálculos intermediários em intervalos de tempo menores. No caso, o passo de tempo adotado foi de 0,50 s. Dessa forma, as posições de todas as partículas foram atualizadas a cada intervalo de 0,50 s.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Campos de dispersão de poluente são apresentados, para diferentes instantes, pelo conjunto de mapas da Figura 6. Nesses gráficos, apresentam-se não somente as posições das partículas, mas também seus tempos de trânsito, indicando seu estágio de permanência dentro do corpo hídrico analisado.

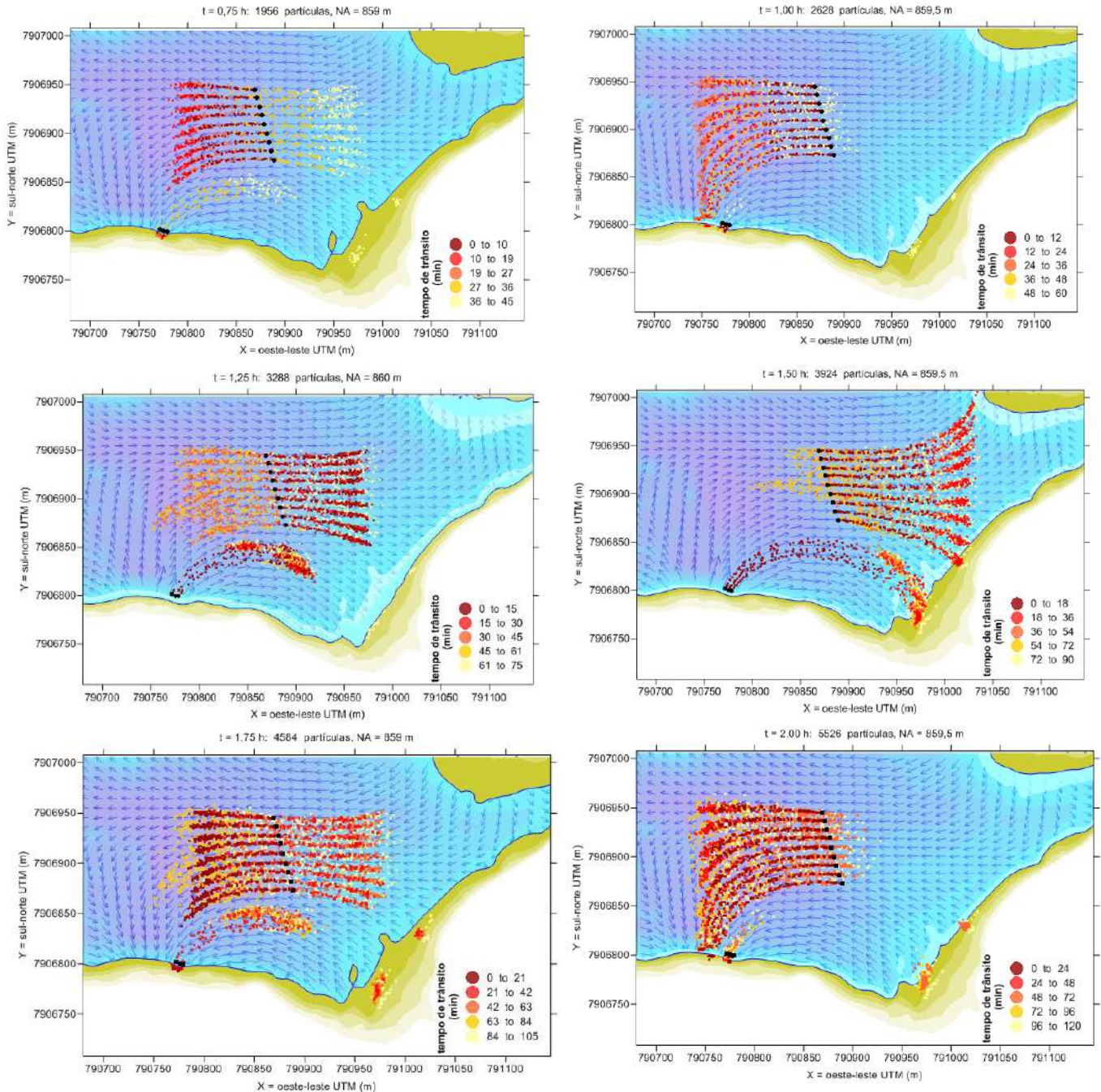
Figura 6 – Campos de dispersão de partículas para diferentes instantes





I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia

Figura 6 – Campos de dispersão de partículas para diferentes instantes (continuação)



Em linhas gerais, o campo de dispersão simulado propicia visualização direta da pluma de poluição e sua interdependência com o campo de velocidades. Inversões nas correntes acarretam súbitas inversões nas plumas.

Considerando exclusivamente o emissário costeiro, a zona litorânea mais afetada situa-se cerca de 200 m a leste, local onde há tendência de acúmulo de partículas na costa. Essa acumulação torna-se crescente a cada ciclo de inversão dos vetores de velocidade. Verifica-se ainda, tendência de expansão da pluma, quando os vetores de velocidade direcionam-se para leste. Com a inversão das

linhas de corrente para oeste, há recolhimento das partículas, sugerindo retorno parcial do poluente para o canal de origem.

A pluma originária do emissário submarino move-se preferencialmente na direção oeste-leste, mas pode atingir o limite sul do domínio, agregando partículas à esquerda do emissário costeiro. No exemplo simulado, o primeiro difusor situa-se a 125 m da costa e o último, a 202 m. Tratam-se de distâncias pequenas, que comprovadamente não geram segurança para a qualidade da água litorânea. Isto corrobora a prática adotada na execução de emissários subaquáticos de grandes cidades, alocando a linha de difusores a distâncias da ordem de quilômetros da linha costeira.

CONCLUSÕES

Modelos lagrangeanos de transporte de poluentes constituem alternativa para detecção ou previsão de plumas, cujo custo computacional é inferior àqueles vinculados com solução numérica da equação de Advecção-Difusão – modelo euleriano. Além disso, essa metodologia tende a ser numericamente mais estável do que a solução de modelos eulerianos. Além de calcular as posições de partículas que representam frações de massa de substâncias dispersas ou dissolvidas, os modelos lagrangeanos também estimam os tempos de trânsito do poluente no corpo de água. Esses traçadores numéricos também propiciam o cálculo dos tempos de permanência da água em diferentes setores do corpo hídrico.

O RWM renova as posições das partículas, considerando deslocamentos advectivos e difusivos, levando em conta não só o campo de velocidade local, mas também as difusividades turbulentas. Em modelos integrados na profundidade, os quais consideram o poluente bem misturado na vertical, os coeficientes de difusão turbulenta podem ser estimados a partir de variáveis hidráulicas como a velocidade de cisalhamento e a profundidade local.

A aplicação do modelo em um domínio com marés e campos de velocidade variáveis (periódicos) capturou inversões nos deslocamentos das partículas, indicando forte dependência da pluma com os vetores de velocidade. No exemplo simulado neste trabalho, os resultados chamam a atenção para a importância de não se alocar a linha de difusores, dos emissários subaquáticos, a distâncias da ordem de centenas de metros da linha costeira. Distâncias mais seguras devem estar na ordem de quilômetros. Em relação aos canais costeiros que transportam cargas poluidoras, sua pluma afeta diretamente a zona litorânea adjacente, destacando a necessidade de eliminação gradativa desse tipo de disposição. Isto deve ocorrer com a construção de interceptores que impedem o aporte de esgoto nesses canais.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) pelo apoio financeiro concedido ao projeto “Gestão de Reservatórios: incentivos aos serviços ambientais para a sustentabilidade dos regimes hidrossedimentológicos”, processo TEC - APQ-02097-14, edital Demanda Universal 01/2014.

REFERÊNCIAS

CHARLES, W.M; van den BERG, E.; LIN, H.X.; HEEMINK, A.M. **Adaptive stochastic numerical scheme in parallel random walk models for transport problems in shallow water.** Mathematics and Computer Modelling. Vol 50. p.1177-1187. 2009.



**I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia**

DUNSBERGEN, D.W.; STELLING, G.S. **The combination of a random walk method and a hydrodynamic model for the simulation of dispersion of dissolved matter in water.** Transactions on Ecology and Environment, Vol.2. p.236-242. 1993.

KINZELBACH, W. **Simulation of pollutant transport in groundwater with the random walk method.** Groundwater Monitoring and Management (Proceedings of the Dresden Symposium, March 1987). IAHS Publ. n. 173, p. 265-279. 1990.

RIDDLE, A.M. **The specification of mixing in random walk models for dispersion in the sea.** Continental Shelf Research. Vol.18. p. 441-456. 1998.

ROSMAN, P.C.C.; MASCARENHAS, F.C.B.; MIGUEZ, M.G.; CAMPOS, R.O.G.; EIGER, S. **Métodos numéricos em recursos hídricos 5.** Associação Brasileira de Recursos Hídricos. Rio de Janeiro. 312 p. 2001.

WU X.; YANG, F.;LIANG. D. **Study of Pollutant Transport in Environmental Flows using Depth-Averaged Random Walk Method.** HIC 2018. 13th International Conference on Hydroinformatics. Vol. 3, 2018, p. 2342–2350, 2018.

VECINOS x CANDELARIA. **Fotografia do emissário submarino do polígono industrial do Valle de Güímar, Santa Cruz de Tenerife, Espanha.**

Disponível em: <: <https://vecinosxcandelaria.wordpress.com/2017/05/>>. Acesso em: 03 out. 2019.



OTIMIZAÇÃO DO APROVEITAMENTO HÍDRICO SUPERFICIAL NO ALTO CURSO DO RIO UBERABA, TRIÂNGULO MINEIRO

Emiliano Silva Costa¹; Marcio Ricardo Salla²; Carlos Eugênio Pereira²; José Eduardo Alamy Filho²; Guilherme de Lima³

RESUMO

Os recursos hídricos têm importância acentuada no desenvolvimento econômico do Brasil e do mundo devido à multiplicidade em seus usos, como por exemplo, o abastecimento público, irrigação de culturas, geração de energia hidroelétrica, dessedentação de animais, entre outros. A fim de minimizar a pressão hídrica, instrumentos de gestão vêm sendo desenvolvidos para apoiar o planejamento e a gestão a nível de bacia hidrográfica. Sendo assim, o presente artigo teve como objetivo geral trazer alternativas de otimização do aproveitamento hídrico superficial no alto curso do rio Uberaba, Triângulo Mineiro. Verificou-se que a substituição da base de cálculo da vazão $Q_{7,10}$ anual pela mensal no período chuvoso (dezembro até maio) e a manutenção da base de cálculo da vazão $Q_{7,10}$ anual no período de estiagem (junho até novembro) otimizou o aproveitamento hídrico superficial. Dentre os critérios para concessão de outorga, o critério de 50% da $Q_{7,10}$ sazonal trouxe o maior aumento de vazão outorgável. Também, quanto à vazão remanescente no curso de água, a morfologia do trecho de rio Uberaba estudado garante a reoxigenação natural e a manutenção de área bentônica suficiente para a reprodução e desenvolvimento da vida aquática.

PALAVRAS-CHAVE: otimização do aproveitamento hídrico, vazão de referência, Área de Proteção Ambiental.

INTRODUÇÃO

O conflito pelo uso da água é consequência de ações humanas na expansão do desenvolvimento econômico, onde as demandas industriais, agrícolas e urbanas tornam-se cada vez maiores. As regiões do país que apresentam uma combinação de baixa disponibilidade e grande demanda hídrica passam por situações de escassez e estresse hídrico.

A outorga de direito do uso da água é um instrumento de gestão de recursos hídricos que tem o objetivo de assegurar o controle quantitativo e qualitativo da água superficial e subterrânea e o efetivo exercício dos direitos de acesso a este recurso natural. Para concessão de outorgas no Estado de Minas Gerais, segundo a Resolução Conjunta SEMAD-IGAM nº 1.548/12 (SEMAD, 2012), adota-se como vazão de referência para outorga a fio de água, a vazão mínima com 7 dias de duração e 10 anos de recorrência ($Q_{7,10}$), aplicando-se o percentual de 50% dessa vazão para a maior parte do estado. Segundo Castro et al. (2004), o critério adotado por Minas Gerais é o mais restritivo entre aqueles utilizados nos diversos Estados brasileiros, podendo dificultar, em alguns momentos, o deferimento de processos em situações que ainda há grande disponibilidade hídrica na bacia hidrográfica.

No intuito de minimizar a pressão sobre os recursos hídricos e os conflitos entre seus usuários, diversos estudos são realizados por órgãos gestores e instituições de ensino para otimizar o aproveitamento desses recursos (ANA, 2009 e 2014; BOF, 2010; PAREDES-ARQUIOLA et al. 2010a, 2010b; SILVA, 2012; MAS, 2013; OLIVEIRA et al. 2013; AMORIM JÚNIOR, 2014;

¹ Professor do Centro Universitário Mário Palmério (UNIFUCAMP) (emilianoscosta@hotmail.com)

² Professores da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marcio.salla@ufu.br, cepereira@ufu.br, jose.alamy@ufu.br)

³ Doutor em Hidráulica e Saneamento. Consultor em Recursos Hídricos (Guilherme.lima@uol.com.br)

FERREIRA, 2014; MOREIRA et al. 2014; SALLA et al. 2014a, 2014b). Tais estudos são comumente realizados por meio de ferramentas computacionais, que auxiliam como um sistema de suporte à decisão em escala de bacia hidrográfica.

Na bacia hidrográfica do rio Uberaba, localizada na região do Triângulo Mineiro/MG, destaca-se um conflito de grande magnitude no período de estiagem, onde o rio não apresenta vazão suficiente para abastecimento público da cidade de Uberaba. Diante dessa problemática, desde o ano de 2002, uma das saídas emergenciais foi a transposição de parte da água do rio Claro, pertencente à bacia hidrográfica do rio Araguari, direto para um dos afluentes do alto curso do rio Uberaba (UBERABA, 2008).

Diante do exposto, o presente trabalho fundamenta-se na hipótese de que a variabilidade hídrica temporal e espacial e o uso de critérios menos restritivos aumentam a vazão outorgável na Área de Proteção Ambiental - APA da bacia hidrográfica do rio Uberaba. O objetivo geral deste artigo foi otimizar o aproveitamento hídrico superficial na APA, a partir da análise de novos critérios de outorga e de sua sazonalidade em comparação com o critério atualmente vigente em Minas Gerais.

METODOLOGIA

Área de estudo

A APA da bacia hidrográfica do rio Uberaba abrange desde a cabeceira do rio até o ponto de captação superficial de água para abastecimento de Uberaba, conforme ilustra a Figura 1. Destaca-se por sua importância no abastecimento público da cidade de Uberaba, cuja população estimada é de 322.126 habitantes (IBGE, 2015), com retirada outorgada de 0,9 m³/s, conforme Portaria IGAM nº 01656/2010 (IGAM, 2010b). Nos meses de estiagem, entre agosto a outubro, existe a transposição outorgada de água de 0,56 m³/s do rio Claro (pertencente à bacia hidrográfica do rio Araguari) até o ribeirão da Saudade (ver Figura 1), que é o principal afluente da bacia hidrográfica do rio Uberaba.

A área total da APA é de 528,1 km² e corresponde a 22% da área da bacia e 12% da área municipal. De acordo com a Figura 1, a APA foi dividida em 13 sub-bacias hidrográficas (com áreas maiores que 4 km²). A sub-bacia identificada como "Difusa" engloba as sub-bacias com áreas percentuais inferiores a 1% (que são afluentes do rio Uberaba) e as áreas difusas ao longo do curso de água (UBERABA, 2004).

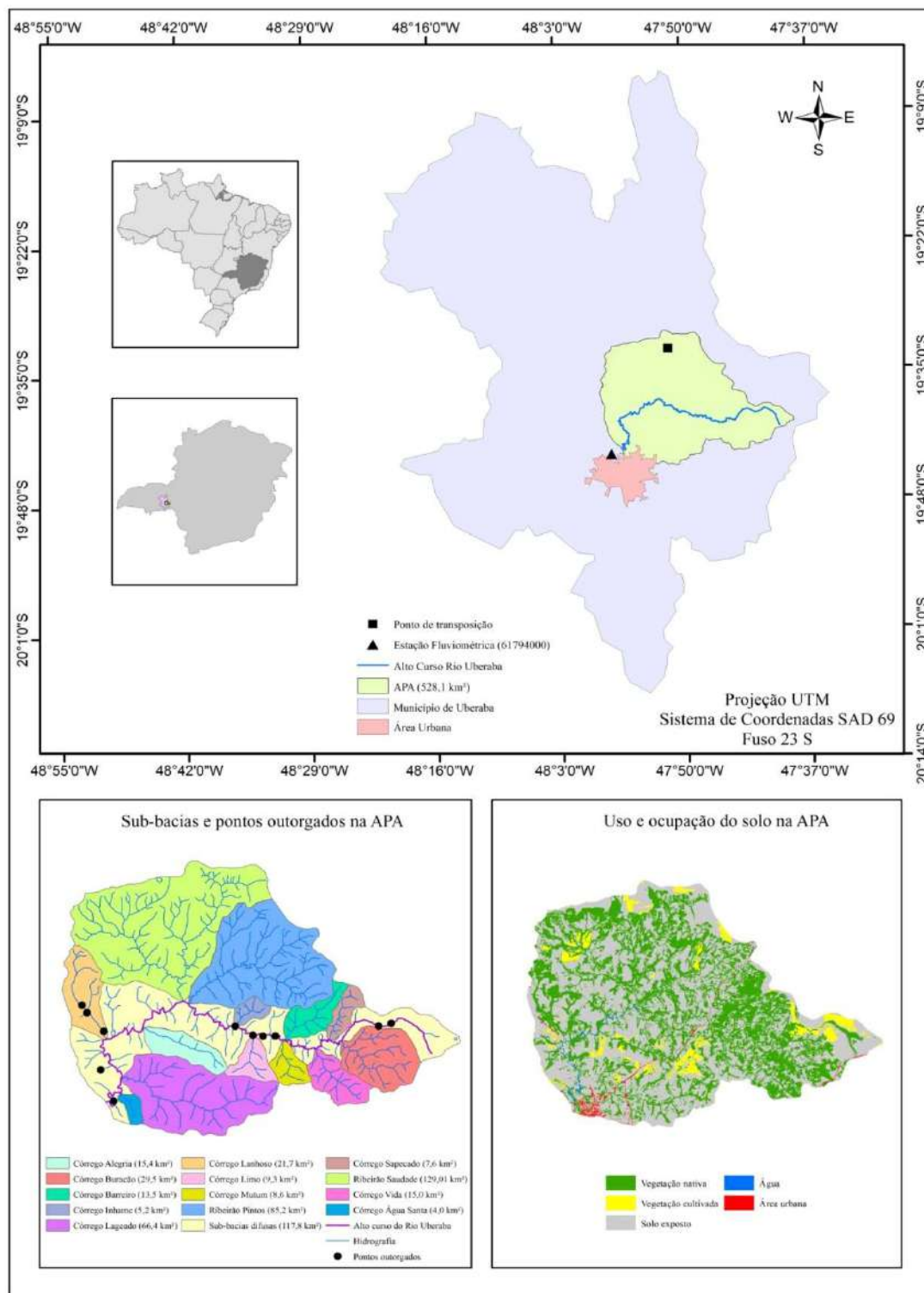
Segundo a classificação climática de Köppen, o município de Uberaba é tropical quente úmido, com chuvas no verão (entre outubro e março) e seca no inverno (entre maio a setembro), com média anual de precipitação de 1.474 mm (FERNANDES et al., 2011). A temperatura média anual das máximas varia entre 27 e 30°C e as mínimas entre 15 e 18°C (CRUZ, 2003).

Ainda de acordo com a Figura 1, com relação ao uso e ocupação do solo, a classe nomeada como vegetação nativa representou a vegetação destinada às áreas de preservação permanente (margens dos afluentes e do próprio rio Uberaba), ocupando 36,50% da área total da APA. A classe nomeada como vegetação cultivada representa as áreas destinadas ao plantio de culturas e/ou pastos, ocupando 4,97% da área total. O solo exposto compreende o solo sem cobertura de vegetação que, na maior parte da área, encontra-se em processo de preparação para o plantio de culturas e/ou pastos, ocupando 57,47% da área total. A água é representada pelo principal curso de água, o rio Uberaba, e represamentos, ocupando apenas 0,34% da área total. A área urbana representa as áreas impermeabilizadas (construções e rodovias), com apenas 0,72% da área total. De uma forma geral, considera-se a APA uma área homogênea do ponto de vista do uso e ocupação do solo, visto que as classes com maior percentual de ocupação são as classes correspondentes à vegetação nativa e solo exposto.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 1 - Localização da área de estudo



Org.: do Autor, 2016.

Na identificação do uso e ocupação do solo na APA recorreu-se ao geoprocessamento de imagem por meio de sensoriamento remoto (sensor *Operational Land Imager* do satélite Landsat-8, resolução de 30 m) e técnica de classificação supervisionada de imagem através da ferramenta computacional MultSpec W32.

De acordo com as informações fornecidas pela SUPRAM (2014), as outorgas superficiais concedidas na APA são destinadas ao abastecimento público, irrigação, dessedentação de animais e barramento com consumo. A maior demanda consuntiva outorgada refere-se ao abastecimento público da cidade de Uberaba, cujo valor fixo mensal é de 2,333 hm³/mês. As outras demandas atuais variam de 0,0052 a 0,0700 hm³/mês. A Figura 1 apresentada a espacialização dos pontos de outorga concedidas pelo IGAM no alto curso do rio Uberaba até maio de 2014.

Metodologia hidrológica

Faz parte deste estudo a estimativa e regionalização da vazão $Q_{7,10}$ para a otimização do aproveitamento hídrico superficial na APA, a partir da substituição das vazões de referência mínimas anuais pelas mínimas mensais e a partir das mudanças no critério de outorga pelo direito de uso da água.

A estimativa da $Q_{7,10}$ anual foi realizada por meio do programa computacional SisCAH 1.0 - Sistema Computacional para Análises Hidrológicas (SOUSA, 2009), e utilizou-se os dados da estação fluviométrica 61794000 naturalizada, com base na série histórica de 29 anos (compreendida entre 1977 a 2006), considerando-se para o cálculo o início do ano hidrológico em janeiro e descartando-se os anos com 5% ou mais de falhas na série histórica. Para a naturalização da vazão junto à estação fluviométrica (valor base para o cálculo da vazão de referência), foram adicionadas as vazões outorgadas às vazões medidas na estação.

Para a estimativa de $Q_{7,10}$ mensal seguiu-se os mesmos procedimentos da estimativa da $Q_{7,10}$ anual, porém desta vez foram obtidos os valores de Q_7 para cada mês, de cada ano do período base, e o conjunto de todos os valores de Q_7 em cada mês constituiu-se uma nova série de eventos. Para as séries de eventos de Q_7 , tanto anual quanto mensal, aplicou-se a análise das distribuições de probabilidade. A melhor estimativa dos valores de $Q_{7,10}$ corresponde a distribuição de densidade de probabilidade que apresenta menor amplitude do intervalo de confiança dentre as estimativas obtidas por cada distribuição.

As vazões mínimas $Q_{7,10}$ nas diversas sub-bacias hidrográficas foram estimadas por meio de regionalização via vazão específica, de acordo com a Equação (1). A área de estudo considerada pequena e homogênea do ponto de vista de uso e ocupação do solo (ver Figura 1) e o número reduzido de postos fluviométricos na bacia hidrográfica são aspectos favoráveis à utilização desta metodologia (CHAVES et al., 2002; SILVA et al., 2009).

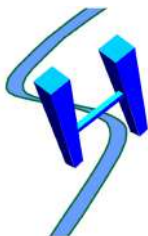
$$Q_{7,10i} = (A_i / A_{total}) \cdot Q_{7,10 \text{ alto curso do rio Uberaba}} \quad (1)$$

Na qual: $Q_{7,10i}$ é a vazão estimada na sub-bacia i (m³/s); $Q_{7,10 \text{ alto curso do rio Uberaba}}$ é a vazão $Q_{7,10}$ obtida no alto curso do rio Uberaba (m³/s); A_{total} é a área total da bacia de contribuição da estação fluviométrica (km²); A_i é a área de contribuição da sub-bacia i (km²) – ver Figura 1.

Otimização hídrica na APA

Esta avaliação foi realizada por meio de comparação da vazão outorgável atual (considerando os critérios atuais para outorga) com a vazão outorgável para situações distintas, seja pelo período mensal ou anual e/ou pela mudança de critério de outorga. A metodologia de avaliação de vazão outorgável é baseada em Bof (2010) e Oliveira et al. (2013).

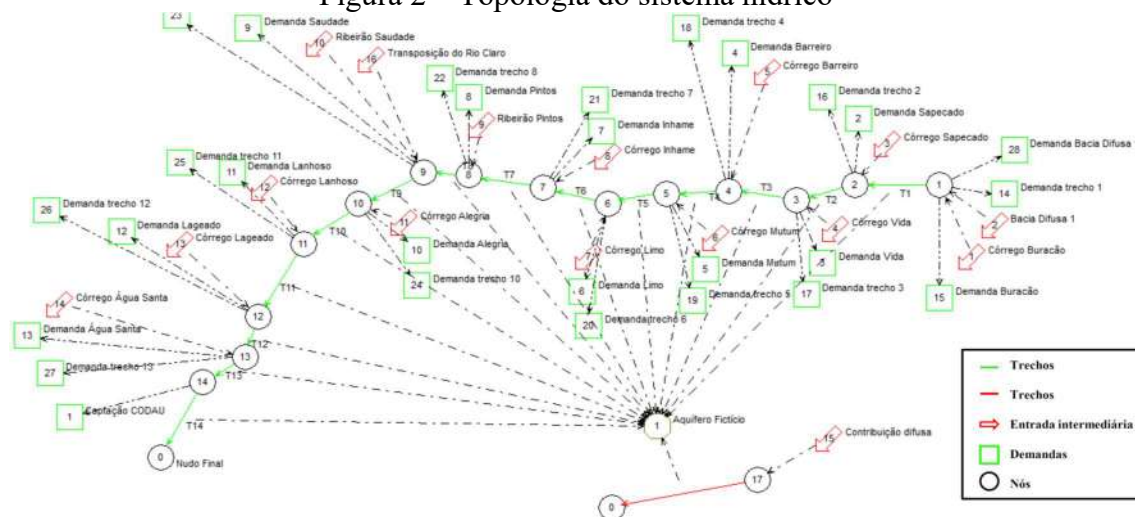
A criação da topologia do sistema hídrico e o consequente balanço hídrico para cada configuração (situação atual e as diversas situações distintas) foram realizados na ferramenta computacional AQUATOOL (SOLERA et al., 2007). De acordo com a topologia ilustrada na Figura 2, as análises comparativas foram realizadas em: foz de cada córrego afluente ao rio Uberaba, nó de jusante de cada trecho na APA, totalizando 14 trechos e nomeados de T1 a T14,



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

além de um trecho a montante do trecho T1, identificado como "bacia difusa 1", que corresponde ao trecho entre a nascente do rio Uberaba e a confluência deste com o primeiro afluente (córrego Buracão).

Figura 2 – Topologia do sistema hídrico



Org.: do Autor, 2016.

Na ferramenta AQUATOOL, os trajetos no curso de água são representados por trechos (a seta verde representa um canal impermeável, sem conexão com o aquífero, enquanto a seta vermelha representa um canal com infiltração total da água ao aquífero fictício). As entradas intermediárias representam todos os tributários e entradas difusas, enquanto as demandas representam as retiradas outorgadas no trecho de rio e nas sub-bacias afluentes. Os elementos nós são posicionados em todas as confluências entre o rio Uberaba com os tributários e as demandas. O aquífero fictício teve a função de receber toda a contribuição difusa e distribuí-la (sem perdas) ao longo dos 14 trechos do rio Uberaba (ver Figura 2).

- Substituição da vazão de referência mínima anual pela mínima mensal

A análise comparativa entre a situação atual e a otimizada de vazão outorgável foi realizada por meio da Equação (2). Nesta equação, a situação atual é representada pela vazão Q_{anual} e a situação otimizada é representada pela vazão Q_{mensal} . Esta metodologia foi utilizada por Bof (2010).

$$DR\% = \{(Q_{mensal} - Q_{anual})/Q_{anual}\} \cdot 100 \quad (2)$$

Na qual: $DR\%$ é a diferença relativa entre a situação otimizada mensal e a anual (%); Q_{mensal} é a $Q_{7,10}$ obtida em base mensal (m^3/s); Q_{anual} é a $Q_{7,10}$ obtida em base anual (m^3/s).

- Alteração no critério de outorga

Foram avaliadas as alterações no critério de outorga para as vazões mínimas de referência anual e mensal, como seguem:

- Uso de 30% da $Q_{7,10}$ anual: analisou-se este critério devido ao percentual 30% ainda ser utilizado para concessão de outorga em algumas bacias hidrográficas no Estado de Minas Gerais. Isso implica que deverá ser mantida uma vazão mínima de 70% da $Q_{7,10}$ no curso de água;

- Uso de 50% da $Q_{7,10}$ anual e mensal: atual critério utilizado no estado de Minas Gerais, de acordo com a Resolução Conjunta SEMAD-IGAM 1.548/12 (SEMAD, 2012). Isso implica que deverá ser mantida uma vazão mínima de 50% da $Q_{7,10}$ no curso de água;

- Uso de 70% da $Q_{7,10}$ anual: esse critério foi avaliado a fim de superestimar a vazão outorgável, e avaliar a vazão outorgável com um critério menos restritivo. Isso implica que deverá ser mantida uma vazão mínima de 30% da $Q_{7,10}$ no curso de água.

Para identificar, em cada trecho do rio, o percentual utilizado de outorgas a partir dos critérios listados, considerou-se a vazão mínima de referência e as outorgas já emitidas a montante do trecho estudado e no próprio trecho. Nesse sentido, o percentual já outorgado em cada trecho é expresso pela Equação (3).

$$Q_{outorgada\ i\ (\%)} = (\sum Q_{mt\ i} \cdot 100) / \{(x/100) \cdot Q_{7,10}\} \quad (3)$$

Na qual: $Q_{outorgada\ i\ (\%)}$ é o percentual utilizado da parcela da $Q_{7,10}$ permissível para outorga no segmento i (m^3/s); x é a porcentagem da $Q_{7,10}$ permissível para outorga (%) - é um dos critérios definidos anteriormente; $\sum Q_{mt\ i}$ é o somatório das vazões já outorgadas a montante do segmento i , inclusive as vazões outorgadas no próprio segmento i (m^3/s).

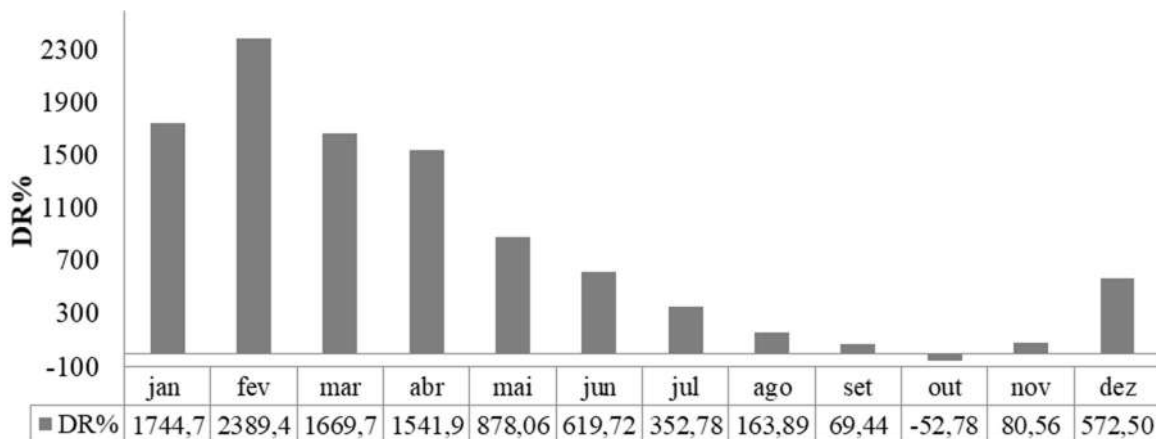
Os resultados foram avaliados nas sub-bacias e nos trechos (“Bacia difusa 1” e T1 a T14) na APA, onde foram elaborados mapas em que os trechos foram coloridos de acordo com a proporção de utilização da parcela permissível para outorga (de acordo com cada critério estabelecido) da vazão $Q_{7,10}$. Esta metodologia foi inicialmente utilizada por Oliveira et al. (2013).

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Substituição da $Q_{7,10}$ anual pela mensal

A vazão $Q_{7,10}$ anual obtida na foz da APA (trecho T14), próximo ao reservatório de acumulação para abastecimento público de Uberaba, corresponde a $0,36\ m^3/s$. Ainda neste trecho, observa-se que a DR apresenta variação acentuada ao longo do ano, atingindo valores maiores que 100% entre os meses de dezembro a agosto. Em contrapartida, nota-se que nos meses de setembro, outubro e novembro, que são os meses mais secos do ano, os valores de DR resultaram menores que 100%. A vazão $Q_{7,10}$ calculada em base mensal teve maior DR com a vazão calculada em base anual de 2.389% no mês de fevereiro. Porém, no mês de outubro a vazão calculada em base mensal apresentou valor inferior ao calculado em base anual, cujo DR apresentou redução de 52,7% (ver Figura 3).

Figura 3 - DR entre as vazões $Q_{7,10}$ anual e mensal



Org.: do Autor, 2016.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Contudo, verifica-se que a sazonalidade no cálculo da vazão outorgável, ou seja, a substituição da base de cálculo da vazão $Q_{7,10}$ anual pela mensal no período chuvoso (dezembro até maio) e a manutenção da base de cálculo da vazão $Q_{7,10}$ anual no período de estiagem (junho até novembro), otimizaria o aproveitamento hídrico superficial na APA, cujas principais justificativas são:

- Conforme já mencionado anteriormente, o Centro Operacional de Desenvolvimento e Saneamento de Uberaba – CODAU possui uma outorga de $0,9 \text{ m}^3/\text{s}$ para o abastecimento público da cidade de Uberaba, conforme Portaria IGAM nº 01656/2010 (IGAM, 2010b). Em função da base de cálculo da vazão $Q_{7,10}$ anual, existe a transposição outorgada de água de $0,56 \text{ m}^3/\text{s}$ do rio Claro até o ribeirão da Saudade. Neste contexto, nos meses chuvosos, o potencial de acumulação do excedente em reservatório de sobras supriria o déficit no abastecimento de água da cidade de Uberaba entre os meses de agosto e outubro, eliminando a necessidade de transposição;

- Em função da vazão outorgada ser constante ao longo do ano, a manutenção da base de cálculo da vazão $Q_{7,10}$ anual no período de estiagem seria suficiente para atender as demandas outorgadas.

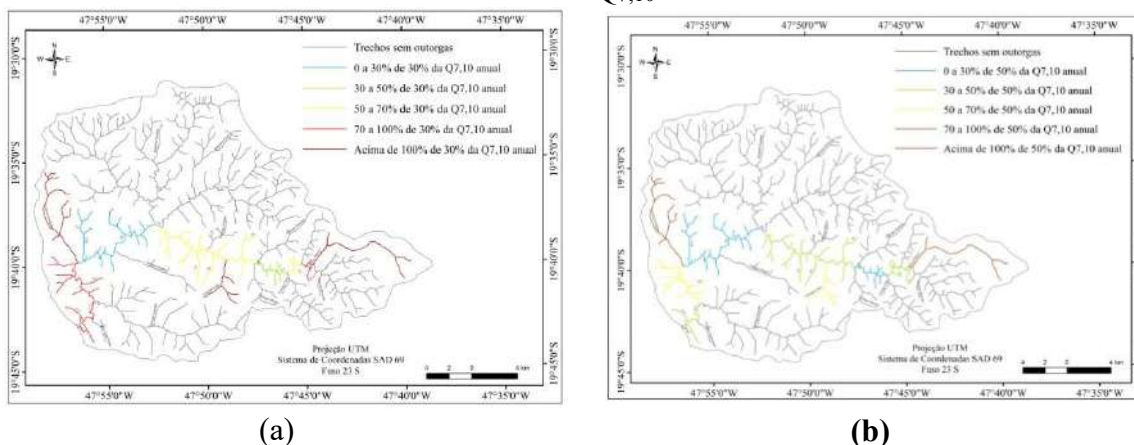
É importante salientar que esta sazonalidade no cálculo da vazão outorgável manteria as condições ambientais favoráveis ao ecossistema aquático. A morfologia do trecho de rio Uberaba estudado, especificamente em função da existência de pequenas cascatas e afloramento de pedras basálticas em algumas regiões, favorece a reoxigenação natural do curso de água (SALLA et al., 2015). Também, em outras regiões do rio Uberaba, a baixa declividade longitudinal do canal associada à uma seção transversal bem definida (sem obstruções) favorece a reprodução e desenvolvimento da vida aquática, isso por que a velocidade reduzida do escoamento e o aumento do perímetro molhado favorece o habitat da ictiofauna (ANA, 2004; DE PAULO, 2007).

Mudança no critério de outorga

- 30% da $Q_{7,10}$ anual

A concessão de outorga baseada no critério de 30% da $Q_{7,10}$ anual foi utilizada em todo o estado de Minas Gerais até a promulgação da Resolução Conjunta SEMAD-IGAM nº 1.548/12 (SEMAD, 2012), que estabeleceu o critério de 50% da mesma vazão de referência. Porém, em algumas bacias hidrográficas estaduais ainda é aplicado o antigo percentual. Na bacia hidrográfica do rio Uberaba utiliza-se o percentual de 50% da $Q_{7,10}$ anual, porém avaliou-se o percentual hídrico utilizado para 30%, cujo resultado está na Figura 4a.

Figura 4 - Análise do percentual hídrico utilizado, considerando: a) 30% da vazão $Q_{7,10}$ anual; b) 50% da vazão $Q_{7,10}$ anual



Org.: do Autor, 2016.

Ao aplicar o critério de 30% da $Q_{7,10}$ anual (Figura 4a), os afluentes com outorgas apresentam vazão outorgada acima de 100% da vazão permitida. Quanto aos trechos do rio Uberaba, o primeiro trecho nomeado como “Bacia difusa 1” e T14 apresentam valor outorgado acima de 100% da vazão permitida. Os trechos T1, T11, T12 e T13 apresentam vazões outorgadas de 70 a 100% do permitido. Os trechos T2, T5, T6 e T7 apresentam vazões outorgadas de 50 a 70% do valor permitido, e os trechos restantes apresentam boa disponibilidade hídrica, indicando que os valores outorgados alcançaram 50% ou menos. Os resultados da análise deste critério indicam que grande parte da hidrografia do alto curso do rio Uberaba apresenta conflito pelo uso da água. Dessa forma, confirma-se a necessidade de adotar critérios menos restritivos, como foi o caso do percentual estabelecido pela nova resolução.

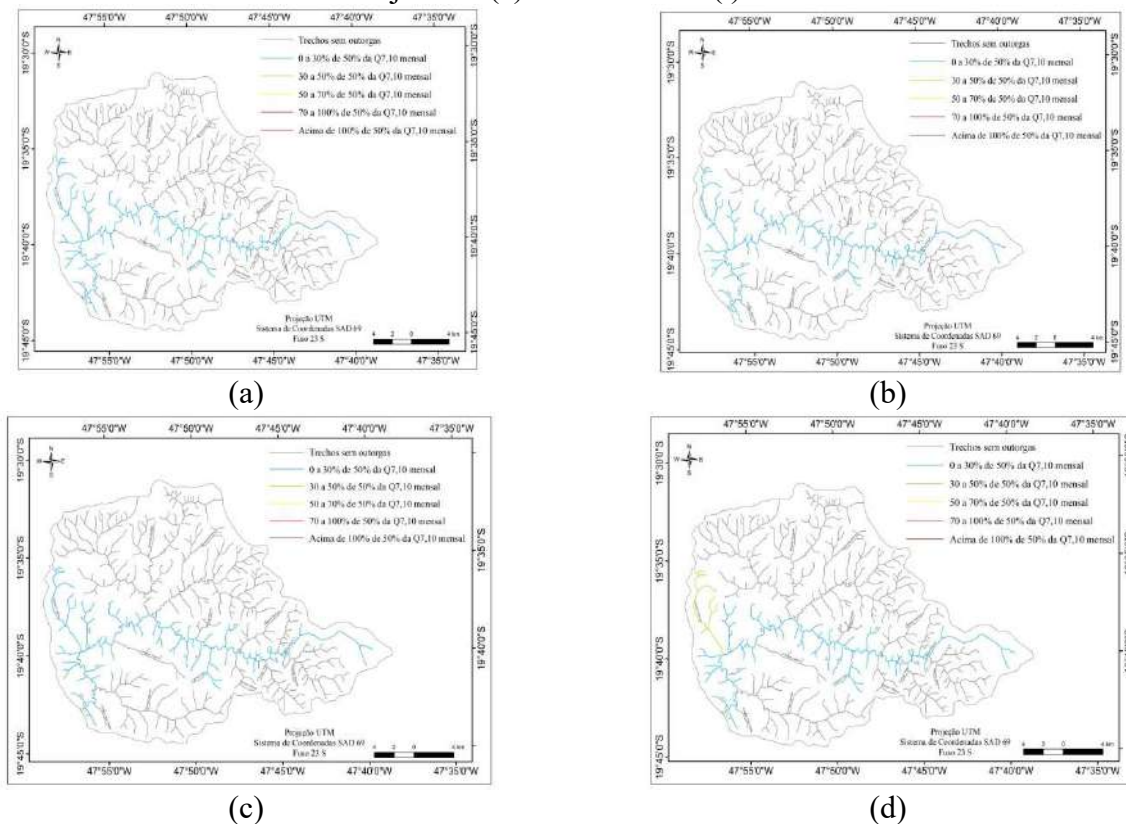
- 50% da $Q_{7,10}$ anual e mensal

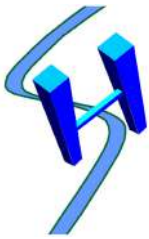
Esta análise permite a comparação entre o critério atual de outorga em Minas Gerais (base anual) com outro critério menos restritivo (base mensal).

A Figura 4b traz a situação real de concessão de outorgas na APA a partir de 50% da vazão $Q_{7,10}$ anual. Observa-se que alguns trechos da hidrografia apresenta situação crítica na disponibilidade hídrica outorgável, visto que o trecho inicial do rio “Bacia difusa 1”, a sub-bacia do córrego Lanhoso e o trecho após a captação de água do CODAU (T14) apresentam vazão outorgada maior que 100% do valor permitido, comprometendo a disponibilidade hídrica nos trechos a jusante.

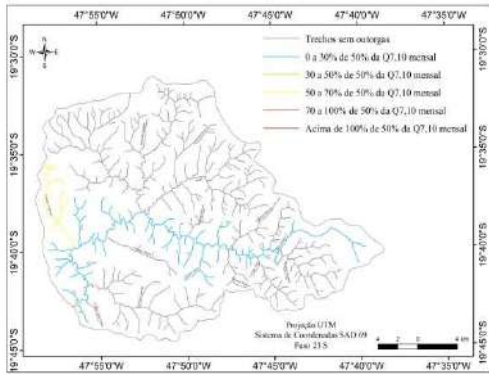
A Figura 5 traz o percentual hídrico utilizado baseado em uma situação otimizada, considerando o critério de 50% da vazão $Q_{7,10}$ calculada em base mensal.

Figura 5 - Análise do percentual hídrico utilizado, baseado em 50% da vazão $Q_{7,10}$ mensal, de janeiro (a) até dezembro (l)

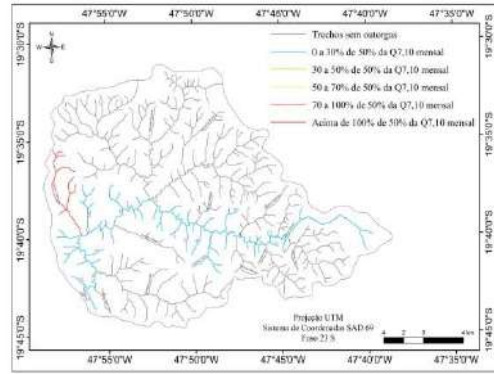




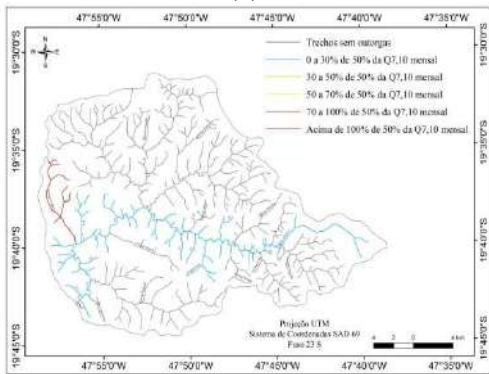
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
 Faculdade de Engenharia Civil
 Universidade Federal de Uberlândia



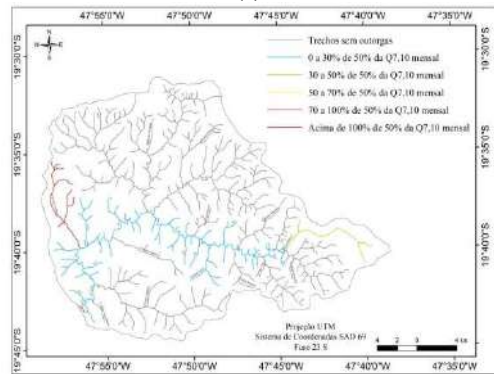
(e)



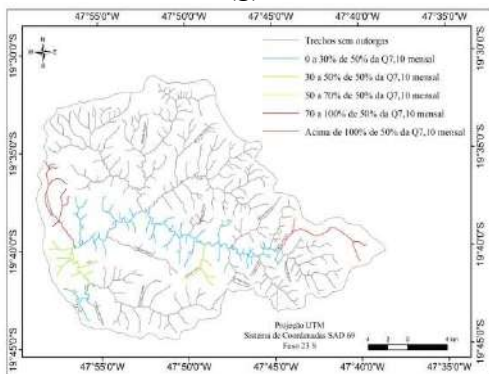
(f)



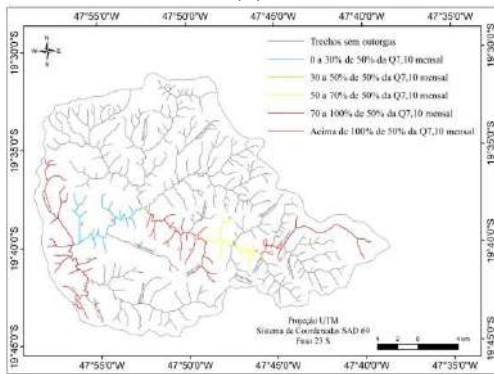
(g)



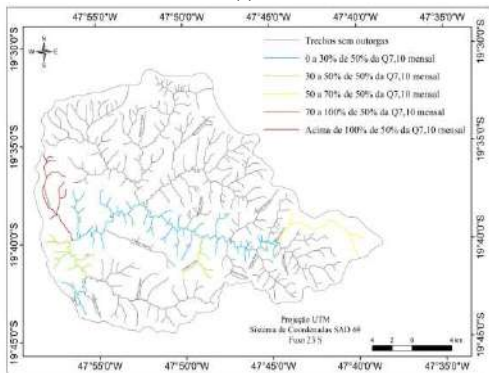
(h)



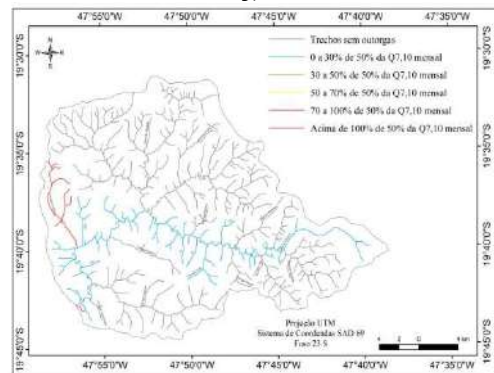
(i)



(j)



(k)



(l)

Org.: do Autor, 2016.

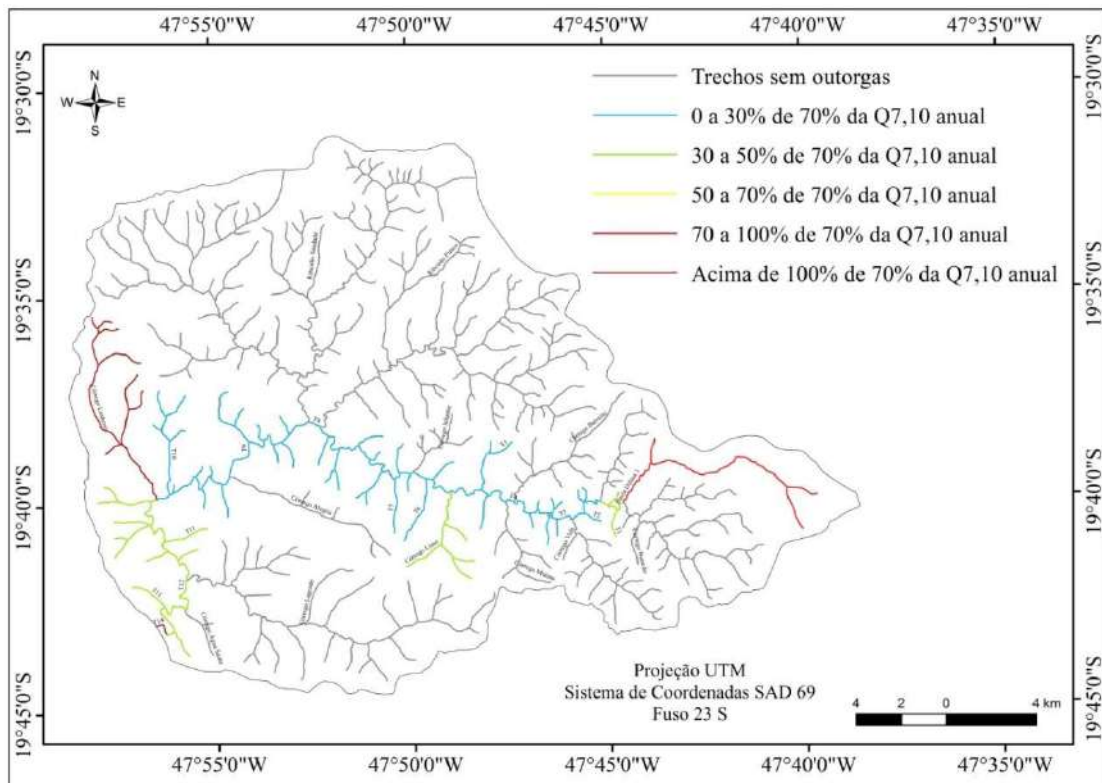
Observa-se que, mesmo com este critério bem menos restritivo, a hidrografia apresentou conflitos em diversos meses (junho até dezembro), com as situações mais críticas na sub-bacia do córrego Lanhoso e no trecho T14. O trecho “Bacia difusa 1” apresentou percentual acima de 100% de utilização da parcela permitida para outorga nos meses de setembro e outubro (Figura 5).

Para os meses mais chuvosos (janeiro, fevereiro, março e abril), o critério de outorga menos restritivo aumentou significativamente a disponibilidade hídrica em comparação com a disponibilidade calculada a partir de base anual. Observa-se que nos meses de janeiro e fevereiro todas as sub-bacias e todos os trechos apresentaram percentual de utilização da água de 0 a 30% da parcela permitida para outorga, enquanto que nos meses de março e abril esse cenário prevaleceu, com exceção na sub-bacia do córrego Lanhoso e trecho T14, com utilização de 30 a 50%.

- 70% da $Q_{7,10}$ anual

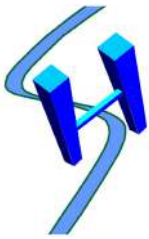
O critério de vazão outorgável baseado no uso de 70% da $Q_{7,10}$ anual foi proposto com o intuito de superestimar o volume outorgado para suprir as demandas de abastecimento público e irrigação. Observa-se que, através da Figura 6, alguns trechos do alto curso do rio Uberaba ainda se encontram fora de conformidade com o critério proposto. A maior parte da hidrografia apresentou disponibilidade hídrica outorgável positiva, indicando que ainda há volume disponível a ser outorgado.

Figura 6 - Análise do percentual hídrico utilizado, baseado em 70% da vazão $Q_{7,10}$ anual



Org.: do Autor, 2016.

De uma forma geral, a situação mais crítica encontra-se no trecho inicial do rio, identificado com Bacia difusa 1, e na sub-bacia do córrego Lanhoso, com o percentual hídrico utilizado de 70 – 100% e maior que 100% da vazão de referência, respectivamente.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Para todas as mudanças no critério de outorga discutidas anteriormente, a otimização do aproveitamento hídrico superficial esteve em consonância com a manutenção do ecossistema aquático. Como já discutido, a morfologia do trecho de rio Uberaba estudado favorece a manutenção do habitat da ictiofauna.

A literatura da área traz diversos estudos relacionados à otimização do aproveitamento hídrico superficial a partir da mudança de critério de outorga. De acordo com Bof (2010), em seu estudo na bacia hidrográfica do rio Paraopeba, o critério de outorga da vazão $Q_{7,10}$ mensal “potencializa um melhor plano de utilização da água, à medida que permite um maior uso da mesma nos períodos em que há disponibilidade hídrica e impõe uma restrição mais realista nos períodos críticos”.

Já Oliveira (2011) e Oliveira et al. (2013) concluíram que a sazonalidade da vazão outorgável foi satisfatória na otimização do aproveitamento da disponibilidade de águas superficiais na bacia hidrográfica do Ribeirão Entre Ribeiros. Mesma afirmação quanto à sazonalidade da vazão foi feita por Euclides et al. (2006), no estudo de critério de outorga sazonal para a agricultura irrigada na bacia hidrográfica do rio Grande, Minas Gerais, e por Maia (2003) na bacia hidrográfica do Alto Sapucaí, Minas Gerais.

CONCLUSÕES

Existem diversos critérios para emissão de outorga pelo uso da água superficial, além dos critérios aqui apresentados, adaptáveis às diferentes regiões do território nacional em função das demandas, das condições climáticas e das características morfológicas do curso de água.

Este estudo apontou que a sazonalidade no cálculo da vazão outorgável é positiva na APA, principalmente pela possibilidade de reservação no período chuvoso para atendimento principalmente à demanda de abastecimento público de Uberaba/MG.

REFERÊNCIAS

AMORIM JÚNIOR, J. C. **Disponibilidade hídrica para outorga de captação: critérios anual e mensal para definição de vazões mínimas de referência**. 2014. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, Espírito Santo, 2014.

ANA - Agência Nacional de Águas (2004). **Plano Decenal de Recursos Hídricos da Bacia Hidrográfica do Rio São Francisco - PBHSF (2004-2013)**. Estudo Técnico de Apoio ao PBHSF – Nº 16: Alocação de Água. 2004. Disponível em: <http://www.saofrancisco.cbh.gov.br/_docs/planos/PlanoDecenaldeRecursosHidricos.pdf>. Acesso em: 15 de janeiro de 2015.

ANA – Agência Nacional de Águas. **Plano estratégico de recursos hídricos da bacia hidrográfica dos rios Tocantins e Araguaia**. 2009. Disponível em: <https://www.senado.gov.br/comissoes/CDR/AP/AP20090528_ANA-Jos%C3%A9LuizZobiRioTocantins-Araguaia.pdf>. Acesso em: 15 de janeiro de 2015.

ANA – Agência Nacional de Águas. **Subsídios para a discussão da compatibilização da geração de energia hidrelétrica com expansão da agricultura irrigada na bacia do rio São Marcos**. 2014. Disponível em: <<file:///C:/Users/User/Downloads/UsosMultiplosdaAguanabaciadoRioSaoMarcos.pdf>>. Acesso em: 16 de janeiro de 2015.

BOF, L. H. N. **Análise de critérios de outorga de direito de uso de recursos hídricos**. 2010. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais. 2010.

CASTRO, L. M. A.; DINIZ, M. G. M.; SILVA, A. G. Aplicação do instrumento da outorga no gerenciamento dos recursos hídricos em Minas Gerais: A bacia do Ribeirão Entre Ribeiros. *In*: SIMPÓSIO DE RECURSOS HÍDRICOS DO NORDESTE, 2004, São Luis. **Anais [...]** São Luis: ABRH, 2004.

CHAVES, H. M. L.; ROSA, J. W. C.; VADAS, R. G.; OLIVEIRA, R. V. T. Regionalização de vazões mínimas em bacia através de interpolação e em Sistemas de Informação Geográfica. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 7, n. 3, p. 43-51, 2002.

CRUZ, L. B. S. **Diagnóstico ambiental da bacia hidrográfica do rio Uberaba-MG**. 2003. Tese (Doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, São Paulo. 2003.

DE PAULO, R. G. F. **Ferramentas para a determinação de vazões ecológicas em trechos de vazão reduzida**: destaque para a aplicação do método do perímetro molhado no caso de Capim Branco I. 2007. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, Minas Gerais, 2007.

EUCLYDES, H. P.; FERREIRA, P. A.; FILHO, R. F. F. Critério de outorga sazonal para a agricultura irrigada no estado de minas gerais. Estudo de caso. **Revista ITEM – Irrigação & Tecnologia Moderna**, v. 71-72, n. 3-4, p. 42-50, 2006.

FERNANDES, A. L. T.; FRAGA JÚNIOR, E. F.; TAKAY, B. Y. Avaliação do método Penman-Piche para a estimativa da evapotranspiração de referência em Uberaba, MG. **Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental**, v. 15, n.3, p.270–276, 2011.

FERREIRA, A. M. **Capacidade de autodepuração nos cursos médio e baixo do rio Uberaba, UPGRH-GD8**. 2014. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG, 2014.

IBGE. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. **Cidades**. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 28 nov. 2015.

IGAM. Instituto Mineiro de Gestão das Águas. **Parecer Técnico sobre a Outorga de Portaria nº 01656**, de 19 de junho de 2010. 2010a. Disponível em: <file:///C:/Users/User/Downloads/ITEM_8.2_CODAU_-_Centro_Operacional_de_Developolvimento_e_Saneamento_de_Uberaba.pdf>. Acesso em: 20 fev. 2014.

IGAM. Instituto Mineiro de Gestão das Águas. **Portaria IGAM n.º 01656, 19 de junho de 2010**. 2010b. Disponível em: <http://www.igam.mg.gov.br/component/docman/cat_view/14-portarias-de-outorga>. Acesso em: 20 fev. 2014.

MAIA, J. L. **Estabelecimento de Vazões de Outorga na Bacia Hidrográfica do Alto Sapucaí, com a utilização de sazonalidade**. 2003. 116 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Energia) – Universidade Federal de Itajubá, Itajubá, 2003.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

MAS, A. G. C. **Evaluación del recurso hídrico en la cuenca del río Turia (España) mediante la aplicación de modelos semiagregados de Precipitación-Escorrentía.** 2013. Proyecto Final de Carrera. Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Valencia, Valencia, 147 p., 2013.

MOREIRA, M. C.; SILVA, D. D. da.; LARA, M. dos. S.; PRUSKI, F. F. Índices de conflito pelo uso da água da bacia do Ribeirão entre Ribeiros. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 19, n. 1, p. 221-228 - jan/mar, 2014.

OLIVEIRA, J. R. S. **Otimização do aproveitamento da disponibilidade de águas superficiais na bacia do Ribeirão Entre Ribeiros.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Agrícola) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2011.

OLIVEIRA, J. R. S.; PRUSKI, F. F.; NUNES, A. A. Otimização do aproveitamento da disponibilidade de Águas Superficiais na Bacia do Ribeirão entre Ribeiros. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 18, n. 4, 157-172, 2013.

PAREDES-ARQUIOLA, J.; ÁLVAREZ, J. A.; SOLERA, A. **A decision support system for water quality issues in the Manzanares River (Madrid, Spain).** Science of the Total Environment, v. 408, n. 12, p. 2576–2589, 2010a.

PAREDES-ARQUIOLA, J.; ÁLVAREZ, J. A.; MONERRIS, M. M.; SOLERA, A. **Water quantity and quality models applied to the Jucar River Basin, Spain.** Water Resources Management, v. 24, n. 11, p. 2759-2779, 2010b.

RIBEIRO, M. M. R.; LANNA, A. E. L. A outorga integrada das vazões de captação e diluição. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 8, n. 3, p. 151-168, 2003.

SALLA, M. R.; PAREDES-ARQUIOLA J.; SOLERA, A.; ÁLVAREZ, J. A.; PEREIRA, C. E.; ALAMY FILHO, J. E.; OLIVEIRA, A. L. de. Integrated modeling of water quantity and quality in the Araguari River basin, Brazil. **Latin American Journal of Aquatic Research**, Valparaíso, v. 42, n. 1, p. 224-244, 2014a.

SALLA, M. R.; PAREDES-ARQUIOLA J.; SOLERA, A.; ÁLVAREZ, J. A.; PEREIRA, C. E.; ALAMY FILHO, J. E.; OLIVEIRA, A. L. de. Sistema de Suporte à Decisão em Recursos Hídricos na Bacia Hidrográfica do Rio Uberabinha, Minas Gerais. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 19, n. 1, p. 189-204. 2014b.

SALLA, M. R.; MAGALHÃES, A. A. B. ; ALVES, L. A. ; SCHMIDT, M. A. R. ; LIMA, G. Sensibilidade de características morfológicas no comportamento de parâmetros de qualidade da água em rio de porte médio. **Ciência & Engenharia**, v. 24, p. 29-37, 2015.

SEMAD. Secretaria de Estado de Meio Ambiente e Desenvolvimento Sustentável. **Resolução Conjunta SEMAD-IGAM n.º 1548, de 29 de março de 2012.** Disponível em: <<http://www.igam.mg.gov.br/images/stories/CTIG/4-resolucao-conjunta-semad-igam-n-1548-de-29-de-marco-2012.1.pdf>>. Acesso em: 20 fev 2014.

SILVA, D. D. da; MARQUES, F. de A.; LEMOS, A. F. Avaliação de metodologias de regionalização de vazões mínimas de referência para bacia do rio São Francisco. **Engenharia na Agricultura, Viçosa**, v. 17, n. 5, p. 392-403. 2009.

SILVA, B. M. B. da. **Influência da sazonalidade da disponibilidade hídrica nos critérios de outorga de uso da água e avaliação de índices para a gestão e planejamento de recursos hídricos na bacia do rio Paraopeba**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2012.

SOLERA, A.; PAREDES-ARQUIOLA, J.; ANDREU, J. AQUATOOLDMA: Entorno de desarrollo de sistemas de ayuda a la decisión en materia de planificación de la gestión de cuencas hidrográficas incluyendo utilización conjunta y criterios de calidad de aguas. **Manual de usuario**. Valência: UPV, 2007. Disponível em: < <https://aquatool.webs.upv.es/aqt/en/home/>>. Acesso em: 14 jan. 2015.

SOUSA, H. T. de. **Sistema computacional para regionalização de vazões**. 2009. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2009.

SUPRAM. Superintendência Regional de Regularização Ambiental – Triângulo Mineiro e Alto Paranaíba. Disponível em: <<http://www.meioambiente.mg.gov.br/suprams-regionais>>. Acesso em: 14 ago. 2014.

UBERABA. Prefeitura Municipal. Secretaria de Desenvolvimento Econômico e Turismo. **Uberaba em dados**. Uberaba, 2008. Disponível em: < <https://pt.slideshare.net/prefeituradeuberaba/uberaba-em-dados-17>>. Acesso em: 15 set. 2015.



PROPOSTA DE NANOPARTÍCULA MAGNÉTICA REVESTIDA COM BIOPOLÍMERO PARA REMOÇÃO DE CHUMBO DE ÁGUA RESIDUÁRIA POR ADSORÇÃO

Pâmela Desirré Bernardes¹; Marcio Ricardo Salla²; Ana Carolina Querino de Faria¹; Daniel Pasquini³; Luis Carlos de Moraes⁴

RESUMO

Em função dos diversos danos que os metais pesados podem causar ao ser humano, aos animais e ao meio ambiente e tendo em vista a crescente disseminação destes compostos no ecossistema em decorrência do crescimento populacional e desenvolvimento industrial, torna-se pertinente e importante o desenvolvimento de trabalhos sobre formas eficazes, sustentáveis e economicamente viáveis de remoção de metais tóxicos dos efluentes antes que sejam descartados ao meio. Desta forma, esta pesquisa propõe a utilização de um modelo de nanopartículas magnéticas revestidas com biopolímeros reutilizáveis, de baixo custo e sustentáveis para a remoção de metais de efluentes a partir do processo de adsorção.

Serão realizados estudos de adsorção em função da variação de temperatura, pH, concentração de adsorvente e adsorvato. Será feito o estudo cinético de adsorção e da termodinâmica para entender o comportamento das reações e analisar os dados experimentais. As isotermas serão analisadas pelos modelos de Langmuir, Freundlich e BET. A princípio os ensaios serão feitos em água sintética na presença sais com íons metálicos de chumbo para determinação das características de adsorção da nanopartícula em relação ao adsorvato. Em seguida, as melhores condições serão aplicadas a um efluente industrial real que contenha chumbo, para atestar sua eficiência.

PALAVRAS-CHAVE: nanopartícula magnética, adsorção, chumbo.

INTRODUÇÃO

A maioria dos metais pesados é extremamente tóxica e prejudicial à saúde humana, pois tende a se ligar a biomoléculas como proteínas e ácidos nucleicos dos seres vivos, prejudicando suas funções. Alguns acidentes de contaminação decorrentes de ingestão de alimentos com metais pesados pelos seres humanos como peixes e moluscos (doença de Minamata) e arroz no Japão nas décadas de 1940 e 1950 atraíram a atenção mundial e aumentaram as preocupações em relação a este problema a partir de então. Nas últimas décadas doenças graves como câncer, anomalias congênitas, problemas renais, lesão no sistema reprodutivo e no sistema nervoso estão sendo causadas nos seres humanos devido à contaminação por metais pesados (YU, M.-H.; TSUNODA, H.; TSONODA, M., 2011).

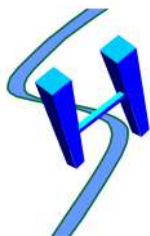
Usa-se frequentemente a densidade do elemento químico para distinguir os metais pesados dos demais, os quais estão acima de 5,0 g/cm³ (FORSTNER e WITTMANN, 1979). Além disso, eles diferem de outros agentes tóxicos, pois não sofrem degradação biológica (PEREIRA, 2012) e por este motivo se depositam e permanecem no meio ao qual são inseridos. De acordo com Ming-Ho Yu, Humio Tsunoda e Masashi Tsunoda (2011), dos diversos metais encontrados no meio ambiente

¹ Mestranda em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (bernardespamelad@gmail.com, a.carolina.faria94@gmail.com)

² Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (marcio.salla@ufu.br)

³ Professor do Instituto de Química (UFU) (daniel.pasquini@ufu.br)

⁴ Professor do Instituto de Ciências Exatas Naturais e Educação (UFTM) (luis.morais@uftm.edu.br)



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

o chumbo (Pb), o Cádmio (Cd) e o mercúrio (Hg) são considerados os mais tóxicos para os seres humanos e animais.

O crescimento populacional e a industrialização geram conseqüentemente uma grande propagação de contaminantes em águas superficiais e subterrâneas. Dentre as indústrias que geram o metal pesado como resíduo tóxico, tem-se as metalúrgicas, as siderúrgicas, as galvanicas, os curtumes, as farmacêuticas, as petroquímicas, as de lâmpadas fluorescentes, as de tintas, dentre outras (ARCHELA et al., 2003; COSTA; SANTOS; TAVARES, 2008; MELO, 2008; CUNHA et al., 2016; INMETRO; 2015).

Além das indústrias, a utilização de agrotóxicos e a irrigação de lavouras por reuso de efluente que contém metais pesados contribuem para o aumento das concentrações de metais pesados no meio ambiente, pois estes são carregados até os corpos hídricos superficiais ou precipitam até atingirem as águas subterrâneas (PROSAB, 2009). Além disto, de acordo com Al-Senani e Al-Fawzan (2018), as plantas e os frutos assimilam os metais pesados juntamente com a água através do sistema vascular, armazenando-os. Conseqüentemente, após a ingestão dos alimentos contaminados estes metais são transmitidos aos seres humanos.

O rompimento de barragens também são causas atuais no Brasil de disseminação de metais pesados no ecossistema. De acordo com CEXBARRA (2016), a barragem do Fundão da mineradora Samarco S/A localizada na cidade de Mariana em Minas Gerais, rompeu-se no dia 05 de novembro de 2015 e levou a destruição do distrito de Bento Rodrigues, a morte de dezenas de pessoas e a contaminação de rios e florestas por rejeitos advindos da extração do minério de ferro. Embora os estudos indiquem que os metais pesados não sejam da lama de rejeito da barragem, o impacto causou o revolvimento de fundo e colocou em suspensão os sedimentos dos cursos de água que de acordo com pesquisas da literatura, já continham metais pesados devido às atividades de mineração da região.

Outro fato recente que se tornou o maior acidente de trabalho já registrado no Brasil ocorreu em 25 de Janeiro de 2019, em que a barragem do Córrego do Feijão da Companhia Vale localizada na cidade de Brumadinho - MG entrou em colapso e se rompeu causando a morte de centenas de pessoas e gerando prejuízos incalculáveis ao meio ambiente. O rompimento da barragem fez com que a Companhia de Abastecimento e Saneamento de Minas Gerais (COPASA) deixasse de captar água do Sistema Paraopeba para o abastecimento da cidade de Belo Horizonte - MG, além de suspender a captação de água subterrânea a uma distância mínima de 100 m às margens do rio por orientação da vigilância sanitária. Um importante fato constatado é que havia a presença de metais pesados no rio Paraopeba antes e após o rompimento da barragem provenientes de atividades de mineração e o rio não atendia a legislação de classe II a qual pertence de acordo com a resolução 430 do CONAMA. No entanto, ainda assim foi identificado um grande impacto em relação à qualidade da água após o rompimento, pois houve um aumento significativo da turbidez e das concentrações de manganês, de alumínio, de ferro, de mercúrio, de cádmio, de chumbo e de cobre no rio Paraopeba (BELO HORIZONTE, 2019).

Em decorrência dos danos que os metais pesados podem causar aos seres vivos e ao meio ambiente, existem diretrizes a serem atendidas em relação às quantidades máximas de metais pesados permitidas no efluente para que sejam descartados em corpos hídricos e na água potável para atendimento à população. No Brasil a resolução 430 do CONAMA e a Portaria 2.914, dispõem sobre tais diretrizes, respectivamente.

Para atender as diretrizes os metais pesados podem ser extraídos da água através de troca iônica, osmose reversa, filtração por membranas, adsorção e floculação (SAWYER; MCCARTY; PARKIN, 2003). Utiliza-se a precipitação química na forma de hidróxidos metálicos, porém estes processos geram grandes quantidades de lodos com metais que devem ser tratados de forma adequada ou dispostos em locais específicos devido à alta toxicidade (WEF, 2008). De acordo com Bueno (2008), os processos convencionais de remoção de metais pesados possuem alguns



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

problemas em relação a incompleta remoção, o alto consumo de energia e de reagentes e a geração de lodo tóxico ou outros resíduos.

Desta forma, diversos estudos estão sendo feitos para encontrar métodos que sejam eficazes e que ao mesmo tempo demandem baixos custos. Dentre as novas pesquisas, a adsorção por nanopartículas magnéticas biodegradáveis estão se destacando, pois além de apresentarem bons resultados, não agridem o meio ambiente. Além disto, alguns estudos consideram a sorção destas partículas e a sua reutilização, diminuindo ainda mais os custos para o tratamento dos efluentes. De acordo com Metcalf e Eddy et al. (2007), a adsorção é um processo de transferência de massa de uma fase líquida para uma fase sólida em que o adsorvato é o componente que é removido da fase líquida e transferido para a fase sólida, esta por sua vez denominada adsorvente.

Como exemplo de pesquisas envolvendo adsorção, tem-se a adsorção de chumbo através de nanopartículas magnéticas modificadas com carboidratos (PEREZ, 2014), a remoção de cádmio utilizando a casca de arroz como adsorvente (KUMAR et al. 2010), a remoção de cobre, cádmio e lítio a partir da adsorção por nanopartículas de ervas silvestres como Equisetum e Teucrium (AL-SENANI; AL-FAWZAN, 2018), adsorção de chumbo e cádmio por adsorvente sintetizado em laboratório a partir da casca do camarão (UNAGOLLA; ADIKARY, 2015), a adsorção de chumbo com casca de lentilha (BASU; GUHA; RAY, 2019), remoção de zinco por nanopartículas magnéticas funcionalizadas em amino (GHASEMI et al, 2018), dentre outras.

Este trabalho irá avaliar a remoção do chumbo através do processo de adsorção por ser um dos metais pesados mais tóxicos. De acordo com Madden et al. (2002), quando este metal é absorvido pelo corpo humano, se alojam nos ossos, nos rins, no fígado e no cérebro afetando suas funções. O chumbo pode ser liberado ao meio ambiente através da sua utilização em gasolina como antidetonante, em tintas e em soldas de tubulações. Também pode ser emitido à atmosfera e aos corpos hídricos por fundições e descarte de efluentes provenientes de fontes industriais.

O intuito da pesquisa é propor um modelo de nanopartícula magnética recoberta com polímeros aniônicos sustentáveis e atestar sua eficiência em relação à adsorção de chumbo. Para isto, serão realizados testes de adsorção utilizando o adsorvente com e sem o biopolímero. Além disto, serão estudadas as isotermas, a termodinâmica, a cinética de adsorção e definidas as condições ótimas de adsorção do metal pelos adsorventes. A princípio, os ensaios serão realizados com solução sintética contendo sais de metais de chumbo e após as caracterizações dos adsorventes, caso seja atestada a eficiência da nanopartícula modificada com o biopolímero, os testes serão aplicados a um efluente industrial real que contenha chumbo, para as condições ótimas pré-determinadas.

METODOLOGIA

A seguir serão descritas as etapas da metodologia que serão adotadas no projeto conforme mostra o fluxograma na Figura 1. As etapas dos ensaios iniciarão após a preparação das nanopartículas com e sem revestimento de polímeros aniônicos sustentáveis e a caracterização destas em relação a granulometria e análise das propriedades físicas e químicas, como porosidade (tamanho e distribuição), área superficial específica, massa específica e estrutura morfológica.

Ressalta-se que todos os experimentos serão realizados em triplicata e as amostras serão analisadas através do espectrofotômetro de absorção atômica para determinar qualitativamente e quantitativamente a presença de metais.

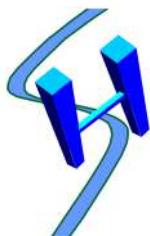
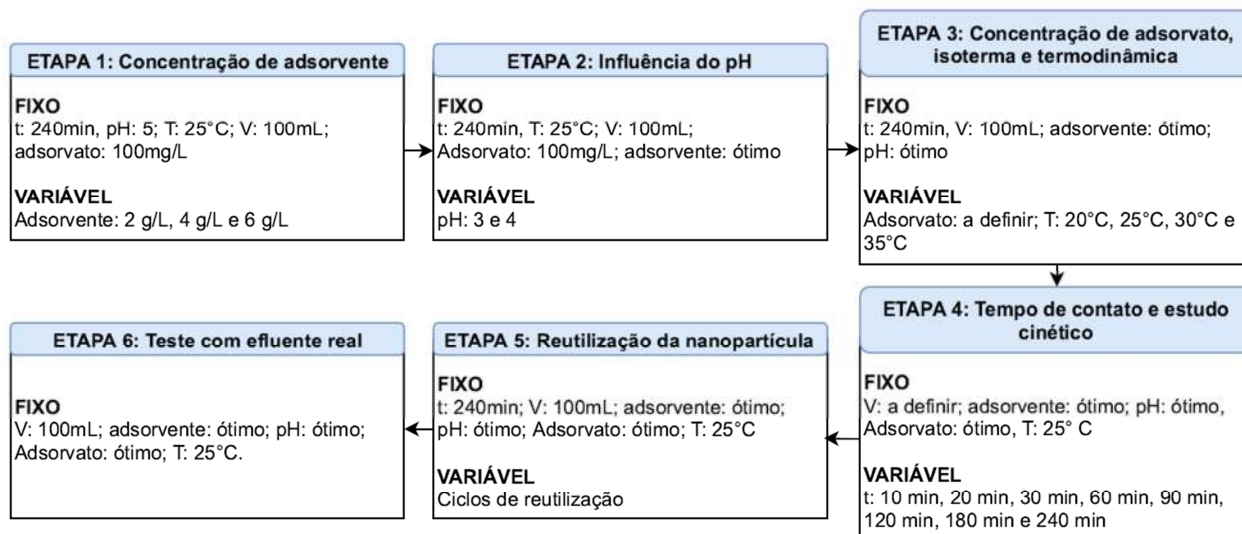


Figura 1 – Fluxograma



Etapa 1: Concentração de adsorvente

Será utilizada a mesa agitadora com termostato para realização destes ensaios em uma agitação de 120 rpm e volume igual a 100 mL de solução em cada experimento. Os testes serão realizados para a nanopartícula magnética sem modificação (NPM) e em seguida para a nanopartícula magnética modificada com o biopolímero que será adotado (NPM_{mod}) em um tempo de 240 minutos. O pH será mantido em torno de 5 e a temperatura será controlada à 25 °C, visto que estes parâmetros influenciam na adsorção. A concentração de chumbo será fixada em 100 ppm (100 mg/L) e as concentrações de adsorventes serão variadas em 2 g/L, 4 g/L e 6 g/L.

O objetivo desta etapa é otimizar as concentrações das nanopartículas com e sem modificação e desta forma encontrar o ponto de equilíbrio da adsorção, ou seja, as quantidades mínimas para adsorver uma determinada concentração de metais.

Etapa 2: Influência do pH

Nesta etapa serão utilizadas as concentrações de adsorventes (NPM e NPM_{mod}) ótimas definidas na etapa anterior e a concentração de adsorvato (chumbo) de 100 ppm (100 mg/L). Os testes também serão realizados na mesa agitadora com termostato em uma agitação de 120 rpm e temperatura controlada em 25 °C. O tempo de duração do experimento será mantido em 4 horas e o volume das soluções em 100 mL.

Como os testes já serão realizados na etapa anterior para o pH igual a 5, eles serão repetidos apenas para o pH igual a 3 e 7, caso estes valores de pH sejam inferiores ao pH máximo de precipitação do sal de chumbo utilizado.

Etapa 3: Concentração de adsorvato, isoterma e termodinâmica

Nesta etapa será feita a variação da concentração de adsorvato. Serão utilizados o pH ótimo e as concentrações ótimas de adsorvente definidos nas etapas anteriores, para encontrar a concentração máxima de metal que será adsorvida. Os ensaios serão realizados na mesa agitadora com termostato em uma agitação de 120 rpm e temperatura controlada a 25 °C. Será mantido o volume de 100 ml de solução e tempo de duração de 240 minutos. Os valores das concentrações de adsorvato que



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

serão utilizados para realizar os testes serão definidos após determinar qual o sal de metal que será utilizado. Pois é preciso saber o produto de solubilidade (K_{ps}) do sal para calcular qual a máxima concentração de adsorvato pode ser utilizada para que o composto não precipite, tendo em vista que a solubilidade varia entre os compostos em função da concentração e do pH.

Para analisar as isotermas em diferentes temperaturas e a termodinâmica, os experimentos serão realizados novamente em temperaturas iguais a 20 °C, 30 °C e 35 °C. Desta forma, além de determinar as isotermas e a termodinâmica, também serão definidas as concentrações ótimas de adsorvato para as outras temperaturas. As isotermas serão estudadas em relação às funções matemáticas de Langmuir, Freundlich e BET (Brunauer, Emmett e Teller) para saber a que melhor se ajusta aos resultados observados.

Etapa 4: Tempo de contato e estudo cinético

Os testes serão realizados no equipamento utilizado para Jarreste e as amostras serão recolhidas nos tempos 10 min, 20 min, 30 min, 60 min, 90 min, 120 min, 180 min e 240 min. O volume será adotado de forma que o somatório dos volumes retirados pelas amostras (aliquotas) não exceda 3% do volume total. Para realização dos experimentos, serão utilizadas as condições ótimas encontradas de pH e concentrações de adsorventes e de adsorvato, em temperatura controlada a 25 °C. Esta etapa será utilizada para o estudo cinético e para definir o tempo de equilíbrio de adsorção.

Etapa 5: Reutilização da nanopartícula

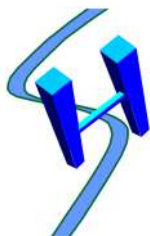
Após a finalização das caracterizações das nanopartículas em relação a adsorção, o teste de vida útil da nanopartícula revestida com biopolímero será feito para o pH ótimo e as concentrações ótimas de adsorvente e adsorvato, em um tempo de 240 minutos para analisar sua eficiência em cada ciclo de reutilização.

Etapa 6: Teste com efluente real

Após todos os testes serem realizados, as condições ótimas encontradas em cada etapa serão utilizadas para aplicação em efluente de alguma indústria que contenha o chumbo como um de seus componentes. Esta etapa é essencial para atestar a possibilidade de aplicação do método de tratamento terciário em um efluente real. Nesta etapa será possível comparar as eficiências das NPM_{mod} para adsorver os íons metálicos presentes na solução sintética de chumbo e no efluente real.

RESULTADOS ESPERADOS

Espera-se que a eficiência de adsorção de chumbo obtida pelas nanopartículas magnéticas revestidas com biopolímeros aniônicos seja melhor em relação às nanopartículas que não possuem o revestimento. Além disto, como o intuito é propor um sistema de tratamento terciário economicamente viável, espera-se que o adsorvente sustentável proposto mantenha sua eficiência para efluentes reais e possa ser reutilizável de forma que mantenha sua eficiência e reduza os custos com o tratamento.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

REFERÊNCIAS

AL-SENANI, G. M.; AL-FAWZAN, F. F. Adsorption study of heavy metal ions from aqueous solution by nanoparticle of wild herbs. **Egyptian Journal of Aquatic Research**, v. 44, n. 3, p. 187-197, 2018.

ARCHELA, E.; CARRARO, A.; FERNANDES, F.; BARROS, O. N. F.; ARCHELA, R. S. Considerações sobre a geração de efluentes líquidos em centros urbanos. **Geografia**, Londrina, v. 12, n. 1, p. 1-9, 2003.

BASU, M.; GUHA, A. K.; RAY, L., Adsorption of Lead on Lentil Husk in Fixed Bed Column Bioreactor, **Bioresource Technology**, Índia, v. 283, p. 86-95, 2019.

BUENO, B. Y. M. **Remoção de Pb, Cr e Cu por Processo Combinado Biossorção/ Bioflotação utilizando a Ceba Rhodococcus Opacus**. Tese (Doutorado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Metalúrgica, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2007. Disponível em: http://pct.capes.gov.br/teses/2007/969112_5.PDF. Acesso em: 23 set. 2019

BELO HORIZONTE – Câmara de Belo Horizonte. Comissão Parlamentar de Inquérito - Barragens, Requerimento 10/2019. **RELATÓRIO FINAL**, Belo Horizonte – MG, 2019. Disponível em: <https://www.camara.leg.br/internet/comissoes/cpi/cpibruma/Relat%C3%B3rio%20final%20Integral%20-%20CPI%20-%20Barragens%20-%20Aprovado.pdf>. Acesso em: 24 set. 2019

CEXBARRA – Comissão Externa do rompimento de barragem na região de Mariana – MG, **Relatório Final**, jul. 2016. Disponível em: https://www.camara.leg.br/proposicoesWeb/prop_mostrarintegra;jsessionid=E011E028AFACE656AE81608E72CF7045.proposicoesWebExterno2?codteor=1472309&filename=Tramitacao-REL+3/2016+CEXBARRA. Acesso em: 28 set. 2019

COSTA, C. T.; SANTOS, E. F.; TAVARES, P. R. L. Potencialidade da contaminação por metais pesados procedente da industria galvânica no município de Juazeiro do Norte/CE. **Águas Subterrâneas**, São Paulo, p. 1-10, 2008.

CUNHA, R. C.; PATRÍCIO P. R.; VARGAS, S. J. R.; SILVA, L. H. M.; SILVA, M. C. H. Green recovery of mercury from domestic and industrial waste. **Journal of Hazardous Materials**. Viçosa, v. 304, p. 417-424, 2016.

FORSTNER, U.; WITTMANN, G. T. W. **Metal Pollution in the Aquatic Environment**. 2. ed. Nova Iorque: Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1979.

GHASEMI, N.; GHASEMI, M.; MOAZENI, P. G.; ALHARBI, N. S.; GUPTA, V. K.; AGARWAL, S.; BURAKOVA, I. V.; TKACHEV, A. G. Zn (II) removal by amino-functionalized magnetic nanoparticles: Kinetics, isotherm, and thermodynamic aspects of adsorption. **Journal of Industrial and Engineering Chemistry**, Tambov, v. 62, p. 302-310, 2018.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

INMETRO - Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Teconologia. **Relatório de análise de chumbo em tintas**. PROGRAMA DE ANÁLISE DE PRODUTOS. 2015. Disponível em: <http://www.inmetro.gov.br/consumidor/produtos/chumbo-em-tintas.pdf> Acesso em: 27 set. 2019

KUMAR, P. S.; Ramakrishnan, K.; Kirupha S. D.; SIVANESAN S. Thermodynamic and kinetic studies of cadmium adsorption from aqueous solution onto rice husk. **Brazilian Journal of Chemical Engineering**, Índia, v. 27, n.2, 2010.

MADDEN, E. F.; SEXTON, M. J.; SMITH, D. R.; FOWLER, B. A. Lead In: SARKAR, B. **Heavy Metals In the Environment**. Nova Iorque: Marcel Dekker, 2002. p. 409-455.

METCALF AND EDDY, INC; ASANO T.; BURTON, F. L.; LEVERENZ, H. L., TSUCHIHASHI, R., TCHOBANOGLOUS, G. **Water reuse: Issues, Technologies, and applications**. 1. Ed. Nova Iorque: McGraw-Hill Professional Publishing, 2007.

PEREIRA D. C. A., Resíduos de agrotóxicos e metais pesados em água para consumo humano em Centro Novo - MA. **Revista Brasileira de Gestão Ambiental**, Pombal – PB, v. 6, n. 1, 2012. Disponível em: <https://www.gvaa.com.br/revista/index.php/RBGA/article/view/1109/1585>. Acesso em: 09 set. 2019

PEREZ, T. **Desenvolvimento de nanocompósitos magnéticos do tipo $M^{2+}Fe_2O_4$: Modificados com carboidratos para a remoção de Pb (II) em água**. Monografia (Grau de Licenciatura em Química) - Instituto de Ciências Exatas, Universidade Federal do Triângulo Mineiro, Uberaba-MG, 2014.

PROSAB – Programa de Pesquisa em Saneamento Básico. Esgoto: Nutrientes de esgoto sanitário: utilização e remoção. 1. Ed. Rio de Janeiro: ABES, 2009. Disponível em: https://www.finep.gov.br/images/apoio-e-financiamento/historico-de-programas/prosab/prosab5_tema_2.pdf. Acesso em: 05 ago. 2019

SAWYER, C. N.; MCCARTY, P. L.; PARKIN, G. F. **Chemistry for Environmental Engineering and Science**. 5. ed. Nova Iorque: McGraw-Hill Professional Publishing, 2003.

YO, M.; TSONODA, H.; TSONODA M. **Environmental Toxicology: Biological and Health Effects of Pollutants**. 3. ed. Boca Raton: CRC Press, 2011.

UNAGOLLA, J. M.; ADIKARY, S. U. Adsorption of Cadmium and Lead Heavy metals by Chitosan Biopolymer: A Study on Equilibrium Isotherms and Kinetics. **Engineering Research Conference (MERCon)**, Moratuwa, 2015. DOI: 10.1109/MERCon.2015.7112351.

WEF-Water Environment Federation. **Industrial Wastewater Management, Treatment, and Disposal**, 3 ed. MOP FD-3 (WEF Manual of Practice). Boston: McGraw Hill Professional, 2008.



QUALIDADE DE VIDA EM TUPACIGUARA (MG): análises a partir de índices socioeconômicos e ambientais

Maraisa Costa da Silva¹; Nágela Aparecida de Melo²; Beatriz Ribeiro Soares²

RESUMO

Este artigo versa sobre o tema qualidade de vida e tem como objeto de estudo o município de Tupaciguara (MG). Trata-se de um município de pequeno porte demográfico, cuja dinâmica recente é marcada por decréscimos e baixo crescimento populacional. A sua economia é pouco diversificada, sendo baseada na agropecuária e no setor de serviços. O presente estudo tem como objetivo analisar a qualidade de vida de Tupaciguara a partir de índices socioeconômicos e ambientais. Para o desenvolvimento das análises, utilizaram-se os seguintes índices: Índice de Desenvolvimento Humano (IDH), Índice Mineiro de Responsabilidade Social (IMRS), Índice de Vulnerabilidade Social e Índice de Qualidade Vida Urbana/Brasil. Na análise dos índices selecionados, estabeleceram-se comparações com dados de outros municípios de porte demográfico semelhante ao de Tupaciguara, localizados na mesorregião geográfica Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba. Os resultados demonstram que o município de Tupaciguara apresenta uma condição de qualidade de vida intermediária, conforme o contexto da análise. Nos índices mais generalistas, Tupaciguara destaca-se nas faixas mais elevadas de desenvolvimento. Entretanto, quando se observam as variáveis referentes a emprego e renda, educação, saúde, meio ambiente e saneamento, os índices são mais baixos.

PALAVRAS-CHAVE: qualidade de vida, Tupaciguara, municípios de pequeno porte.

INTRODUÇÃO

O tema qualidade de vida não é propriamente um assunto novo. Ele está presente nos debates acadêmicos, na política pública e na percepção das pessoas. Por muitas vezes este assunto é visto como um conceito vago, relativo, adjetivo e sem aplicabilidade. Qualidade de vida também é considerada como um assunto complexo, cujos debates e avanços, sobretudo no âmbito teórico e metodológico, podem contribuir para uma melhor qualificação e quantificação das condições de vida da população, sobretudo nas cidades. Foi, portanto, com base nessa segunda abordagem que o presente trabalho foi desenvolvido.

A questão da qualidade de vida é tratada em diferentes escalas espaciais. Pode-se analisar a qualidade de vida na escala mundial, dos países, das regiões, das grandes cidades e também das pequenas localidades. A escala é função dos objetivos definidos nos estudos sobre qualidade de vida.

No âmbito dos estudos urbanos, a qualidade de vida das cidades é bastante discutida. As condições de qualidade de vida de uma cidade são resultantes do processo de urbanização que, ao longo do tempo, materializa formas e conteúdos específicos no espaço urbano. Esta produção do espaço, por sua vez, relaciona-se com as decisões políticas e econômicas tomadas por agentes locais, regionais e nacionais, bem como sofre influências de um processo socioeconômico geral delineado nas tramas do próprio desenvolvimento do capital.

No estudo de pequenas cidades, além disso, vale considerar que estas possuem suas especificidades próprias. Assim, refletir sobre qualidade de vida em pequenas cidades é um esforço de entender este tema a partir das particularidades destes espaços.

¹ Mestre em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (maraisageo1@gmail.com).

² Professoras da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) e do Instituto de Geografia (IG/UFU) (nagela@ufu.br; brsoares@ufu.br)

No caso das pequenas cidades brasileiras, em geral, quando se pensa em indicadores como segurança, tranquilidade, tempo de deslocamento e amenidades ambientais, estas aparecem com destacável qualidade de vida.

No entanto, para apreender os aspectos principais da qualidade de vida em pequenas cidades faz-se necessário estabelecer alguns indicadores específicos de modo a representar a realidade desses espaços. Por exemplo, em geral, o transporte intermunicipal é muito importante para as condições de deslocamento e mobilidade das pessoas das pequenas cidades. No entanto, ainda são poucas as referências que proporcionam metodologias próprias para a compreensão da qualidade de vida nas pequenas cidades brasileiras.

Neste estudo, apresentam-se análises sobre a qualidade de vida da cidade de Tupaciguara (MG), - que é uma cidade de pequeno porte demográfico, localizada na mesorregião geográfica Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba.

METODOLOGIA

Este trabalho foi desenvolvido a partir de revisão bibliográfica e levantamento, sistematização e análises de dados secundários apresentados na forma índices sociais, econômicos e ambientais sintéticos.

Os índices selecionados foram: Índice de Desenvolvimento Humano (IDH), Índice Mineiro de Responsabilidade Social (IMRS), Índice de Vulnerabilidade Social e Índice de Qualidade Vida Urbana/Brasil.

Realizou-se uma análise comparativa dos dados, na qual procurou estabelecer uma percepção dos índices obtidos por Tupaciguara em relação aos demais municípios da mesorregião Triângulo Mineiro/ Alto Paranaíba com população entre 10 e 30 mil habitantes.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Análise da qualidade de vida de Tupaciguara a partir de índices sintéticos

O conceito de qualidade de vida é complexo, às vezes subjetivo e apresenta inúmeras definições e instrumentos de avaliação. Em geral, estes instrumentos têm como objetivo quantificar e qualificar o bem-estar humano, a promoção da saúde e o desenvolvimento humano.

Entre as formas de analisar e avaliar a qualidade de vida, destacam-se índices sociais sintéticos amplamente divulgados no Brasil, tais como o Índice de Desenvolvimento Humano do Municípios (IDH-M), o Índice de Vulnerabilidade Social (IVS) e o Índice de Qualidade de Vida Urbana dos Municípios Brasileiros (IQVU- BR) e o Índice Mineiro de Responsabilidade Social (IMRS).

Neste estudo, optou-se por realizar uma análise comparativa da qualidade de vida do município de Tupaciguara, considerando demais municípios da mesorregião Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba com faixa populacional (população total) de 10.000 a 30.000 habitantes, conforme o Censo Demográfico do IBGE do ano 2010.

A referida mesorregião geográfica é composta por 66 municípios (IBGE, 2010). Trata-se de uma região com predominância de municípios de pequeno porte demográfico, sendo que 50 % deles têm população total inferior a 10 mil habitantes e aproximadamente 33% possuem população total entre 10 e 30 mil habitantes. Entretanto, vale ressaltar que a população dessa região se encontra distribuída de forma assimétrica, apresentando 69,29 % desta em 11 municípios de população superior a 30 mil habitantes. Isto fica ainda mais evidente quando se observa que apenas 4 municípios contêm mais da metade da população da região (IBGE, 2010).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Em 2010, 22 municípios da referida mesorregião possuíam população total entre 10 mil e 30 mil habitantes, os quais apresentavam 18% da população regional. São, portanto, esses municípios que serão objetos de análise e comparação neste estudo. A seguir, listam-se os nomes e o número de habitantes de cada deles (Quadro 1).

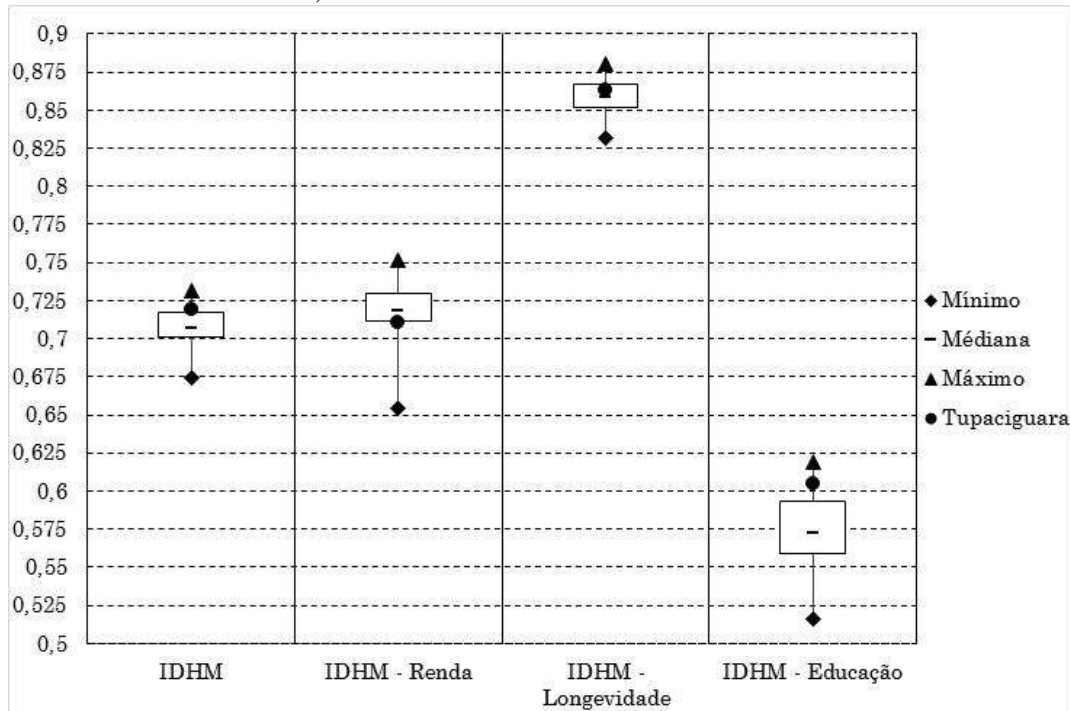
Quadro 1 - Mesorregião Geográfica Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba: municípios com população total entre 10.000 a 30.000 habitantes no ano de 2010.

Município	População total em 2010	Município	População total em 2010
Campina Verde	19.324	Monte Alegre de Minas	19.619
Campos Altos	14.206	Nova Ponte	12.812
Canápolis	11.365	Perdizes	14.404
Capinópolis	15.290	Planura	10.384
Carmo do Paranaíba	29.735	Prata	25.802
Centralina	10.266	Rio Paranaíba	11.885
Conceição das Alagoas	23.043	Sacramento	23.896
Coromandel	27.547	Santa Juliana	11.337
Fronteira	14.041	Santa Vitória	18.138
Itapagipe	13.656	Serra do Salitre	10.549
Lagoa Formosa	17.161	Tupaciguara	24.188

Fonte: IBGE, 2010. Elaboração: Autoras, 2018.

O IDH dos municípios selecionados é relativamente uniforme, pois as variações entre os valores mínimos e máximos são pequenas. Cerca de 75% dos municípios possuem IDH-municipal alto e apenas 25% deles apresentam IDH-municipal médio. O município de Tupaciguara tem destaque neste índice, visto que ele está inserido na parcela de 25% da amostra que apresentou o maior IDH-M. O índice de longevidade é, dos componentes do IDH municipal, o que apresenta maior desenvolvimento na área em estudo. Todos os municípios analisados estão classificados com IDHM - Longevidade muito alto. Este índice é obtido pela esperança de vida ao nascer, a qual vem, em geral, evoluindo positivamente no país. Este é um fator que, associado como a diminuição da taxa de fertilidade, chama a atenção para o processo de envelhecimento da população (Gráfico 1).

Gráfico 1 - Mesorregião Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba: IDH dos municípios com população total entre 10.000 a 30.000 habitantes, 2010.



Nota: O IDH é classificado em: muito alto (índice de 0,800 a 1), alto (índice de 0,700 a 0,799), médio (índice de 0,600 a 0,699), baixo (índice de 0,500 a 0,599) e muito baixo (índice de 0 a 0,499).

Fonte: PNUD, 2015. Elaboração: As autoras, 2018.

Melo (2008) verificou uma tendência de envelhecimento populacional nos municípios e cidades de pequeno porte por ela estudados. Neste caso, observou-se que, por um lado, trata-se de um processo integrante das mudanças que estão ocorrendo na estrutura demográfica brasileira; por outro, em muitos municípios e cidades de pequeno porte o processo mostra-se mais acelerado. Esta situação pode ser explicada, em geral, pela baixa capacidade do campo (entorno das pequenas cidades) e das cidades de absorver mão-de-obra, gerar renda, oferecer serviços e fixar a população. “Visto por este ângulo, o envelhecimento, nas pequenas cidades, se relaciona também, com outro aspecto comum nesses lugares, que especificamente, na área em estudo, é identificado pela migração de população, sobretudo de jovens, para centros maiores” (MELO, 2008, p. 273).

Apesar do envelhecimento da população poder, de alguma forma, ser relacionado com a melhoria nas condições de vida, sobretudo em relação à saúde humana, é preciso considerar a realidade socioeconômica do país. Diferentemente do que ocorreu, em geral, no continente europeu, no Brasil o envelhecimento não está se processando em um contexto que a população tenha atingido condição satisfatória de vida. A população idosa no Brasil é marcada por um perfil bem específico: em geral, são pessoas que nasceram no campo, população com alta taxa de analfabetismo e de baixa escolaridade entre os alfabetizados; de baixa renda familiar; as mulheres são em números maiores que os homens, entre outras características (BERQUÓ, 2001).

Este aspecto, no contexto dos municípios e das cidades de pequeno porte, deve ser visto do ponto de vista de que o aumento da população idosa gera novas demandas ao poder público municipal, sobretudo, em termos de assistência social e saúde.

O município de Tupaciguara, assim como os demais da área estudada, apresenta IDHM - Longevidade muito alto (0.863), acima da média brasileira (0.816) e da do estado de Minas Gerais



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

(0.838). Na porção espacial analisada, a melhor situação em relação a este índice foi registrada em Perdizes, com IDHM - Longevidade de 0.880.

Por outro lado, a figura 1 também evidencia que educação e renda são os componentes que apresentam o menor desempenho nas localidades em análise.

Em relação ao IDHM - Educação, verifica-se, na figura 1, que este índice é classificado como baixo em mais de 75% da amostra. Apenas 3 municípios apresentaram IDHM - Educação médio, sendo em ordem decrescente: Sacramento, Tupaciguara, Itapagipe e Capinópolis.

Este índice é composto pelos subíndices frequência escolar de crianças e jovens e escolaridade da população adulta. Portanto, a variável que apresenta menor índice é a escolaridade da população adulta, ou seja, o percentual de pessoas de 18 anos e mais com ensino fundamental completo é baixo. As localidades analisadas oferecem para a população o ensino fundamental, no entanto, a melhoria deste índice, em geral, passará por programas que consigam inserir pessoas adultas na educação formal.

O IDHM - Renda dos municípios analisados, neste trabalho, apresenta-se um pouco menos homogêneo se comparado com o IDHM. Verifica-se, comparativamente com demais índices apresentados na figura 1, uma maior distância entre o limite do primeiro quartil e o valor mínimo. No entanto, nenhum município apresentou baixo IDHM – renda.

O IDHM - Renda do município de Tupaciguara situa-se, no contexto considerado, no limite do primeiro quartil, ou seja, está entre 25% da amostra com menor índice. Entretanto, o seu IDHM referente a renda (0,711) insere na classe de alto desenvolvimento.

Este índice é calculado a partir da renda per capita, no entanto, ele não é capaz de demonstrar a questão de desigualdade de renda entre a população, o nível de rendimento das pessoas, a população sem renda, entre outras informações que possibilitam uma melhor análise das condições econômicas.

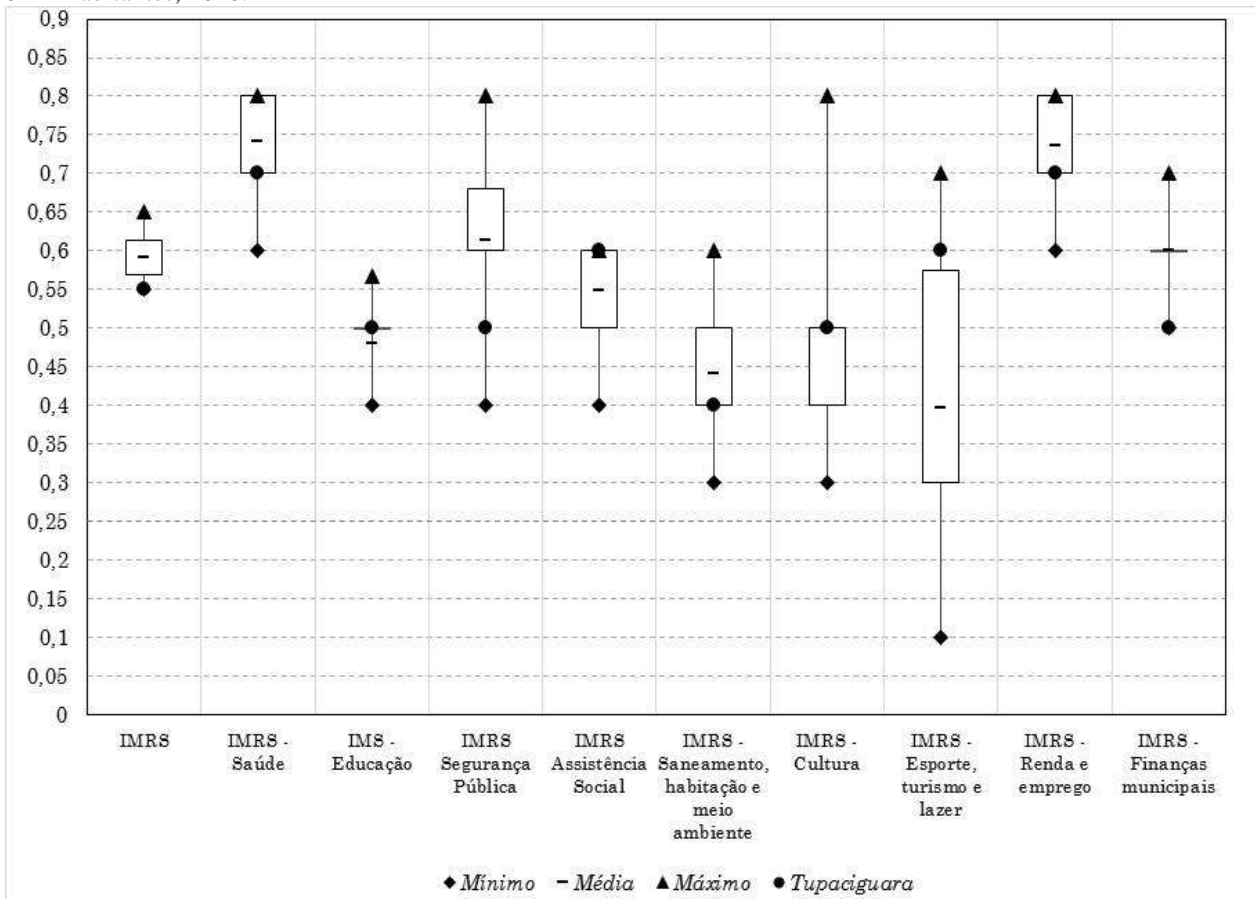
A renda das pessoas nos municípios brasileiros de pequeno porte (localizados em regiões não metropolitanas e sem uma atividade âncora), em geral, é bastante baixa. Isto é comumente explicado pela ausência, nas cidades, de estabelecimentos de médio e grande porte capazes de dinamizar a economia local e gerar empregos e renda. Enquanto que, no campo, sobretudo onde há o predomínio de atividades agrícolas modernas, a concentração da riqueza e da renda é elevada (MELO, 2008).

Os resultados dos IDHM referentes à educação e à renda, nos municípios em estudo, reforçam a colocação anterior de que o envelhecimento atual de suas populações é fator que deve despertar preocupações e ações proativas pelo poder municipal, haja visto que parte muito significativa dos idosos constitui uma parcela que dependerá de assistência pública para ter necessidades fundamentais atendidas.

Outro índice que auxilia na compreensão da qualidade de vida, aqui considerado, é o IMRS. Este considera as dimensões saúde, educação, renda, assistência social, segurança pública, saneamento, habitação, meio ambiente, cultura, esporte, turismo e finanças públicas. O cálculo do mesmo é realizado por média ponderada dos índices de cada dimensão. Os resultados do IMRS variam de 0 a 1, quanto maior o índice, melhores serão as condições.

Conforme pode ser observado no gráfico 2, a área analisada não apresentou, em média, elevado desempenho no IMRS.

Gráfico 2 - Mesorregião Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba: IMRS dos municípios com população total entre 10 mil e 30 mil habitantes, 2010.



Fonte: FJP. 2016. Elaboração: das Autoras, 2018.

Entre os municípios considerados neste estudo, o que apresentou o melhor IMRS foi, Canápolis com índice igual a 0,65, contrapondo a Conceição das Alagoas, Campos Altos, Serra do Salitre e Campina Verde com IMRS de 0,55, menor índice da área analisada. Tupaciguara, por sua vez, teve IMRS de 0,57, ficou, portanto, abaixo da média registrada para os municípios comparados que foi de 0,59 e muito próximo do limite inferior da amostra. Isto demonstra condição desfavorável deste município com relação ao IMRS no contexto analisado. Entretanto, a variabilidade entre os valores máximos e mínimos do IMRS dos municípios analisados é baixa.

Quando se consideram, separadamente, as dimensões do IMRS, percebem-se algumas diferenças na área analisada. As categorias de Esporte, Turismo e Lazer e de Cultura, apresentaram maior distância entre os escores máximos e mínimos. O município de Tupaciguara, nesses aspectos, ficou em situação intermediária, visto que atende parcialmente os requisitos avaliados, entre os quais destacam-se, neste município, a existência de duas bibliotecas públicas e um museu (SILVA, 2016).

O IMRS para as dimensões Saúde, Assistência Social e Finanças Públicas apresentaram-se mais homogêneos entre os municípios considerados, pois a amplitude entre os valores máximos e mínimos é relativamente menor em relação as demais categorias que compõem o IMRS (Gráfico 2).

Observa-se também que os IMRS de Saúde, Saneamento, Habitação e Meio Ambiente, Segurança Pública, Renda e Emprego e Finanças Municipais são os índices em que o município de Tupaciguara apresentou-se em situação mais desfavorável, no contexto espacial considerado. Os IMRS de Tupaciguara para estas dimensões encontram-se entre os 25% menores índices da amostra (Gráfico 2).



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Com relação ao serviço de saúde em Tupaciguara, ressalta-se que este município oferece localmente apenas o atendimento básico de saúde. O mesmo vem apresentando melhorias em muitos dos indicadores de mortalidade, tal como a taxa de mortalidade infantil. Este município possui Programa de Saúde da Família, o qual apresentou, em 2010 e 2011, uma cobertura aproximadamente 71% da população. Entretanto, no conjunto dos indicadores de saúde, Tupaciguara apresenta baixo desempenho. Um exemplo pode ser dado a partir das internações hospitalares por condições sensíveis à atenção primária. Em 2013, internações desta natureza representaram 40,41% neste município (FJP, 2016). Silva (2016) registrou, em seu trabalho, que em Tupaciguara, é também frequente o deslocamento da população para outras localidades em busca do serviço de saúde.

Com relação ao serviço de saneamento em Tupaciguara, destacam-se que: neste município a cobertura da rede de esgotamento sanitário, em 2010, era de 88,79%, abaixo ainda da média do estado de Minas Gerais (98,22%); 100% do esgoto doméstico coletado, em 2016, era lançado em córregos sem tratamento; cerca de 98% dos domicílios, em 2010, eram atendidos com coleta de resíduos sólidos; todo o resíduo sólido coletado é destinado em um aterro controlado, situação ambientalmente inadequada e em desacordo com a Política Nacional de Resíduos Sólidos; o município não possui Plano de Gestão Integrada de Resíduos Sólidos (dados de 2016); apesar disso, há nessa localidade sistema de coleta seletiva realizado por uma cooperativa de catadores de materiais recicláveis (FJP, 2016; SILVA, 2016).

No geral, os municípios de pequeno porte da mesorregião Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba não apresentam indicadores elevados de criminalidade, de forma que possa afetar significativamente os índices de segurança pública. Um aspecto que contribui para IMRS Segurança Pública ser baixo em Tupaciguara é a ausência de infraestrutura e serviços como delegacia especializada no atendimento a mulher, delegacia de proteção da infância e adolescência, unidade de internação de menores infratores, guarda municipal e outros serviços considerados na avaliação do IMRS. No geral, Tupaciguara ainda é um local tranquilo, marcado por relativa segurança, aspecto comum em pequenas cidades da região, sobretudo por se tratar de uma dimensão populacional que há conhecimento mútuo entre as pessoas e relações de parentescos frequentes.

A questão da renda e do emprego em Tupaciguara é apresentada como uma das faces de uma economia municipal pouco dinâmica. A renda per capita neste município é baixa, sendo que, em 2010, foi de R\$ 671,38 (IBGE, 2016). De forma semelhante, verifica-se que aproximadamente 37% dos domicílios estavam, em 2010, na classe de rendimento nominal mensal per capita domiciliar de mais de ½ a 1 salário mínimo e 82,97% do total de domicílios não passavam de 2 salários de renda per capita domiciliar (IBGE, 2016).

Em Tupaciguara, os serviços e a agropecuária são os principais setores da economia municipal, com relação a ocupação da população, sendo o primeiro responsável 38,79% dos postos de trabalho e, o último, por 25,54% destes. Vale ressaltar que o setor de serviços nesta cidade não é bem desenvolvido, sendo os serviços públicos (educação, saúde e segurança-pública, entre outros) os responsáveis por grande parte dos empregos. Isto, de certa forma, reforça a dependência em relação ao Estado, realidade de muitas das pequenas cidades e municípios de pequeno porte no país, fato constatado também em outros trabalhos como os de Pereira (2008), Melo (2008) e Bacelar (2008).

Outro índice aqui considerado é o IVS. Este apresenta variações na escala de 0 a 1, sendo que quanto mais próximo de 1, pior será situação do município, ou seja, há alta vulnerabilidade social na localidade avaliada.

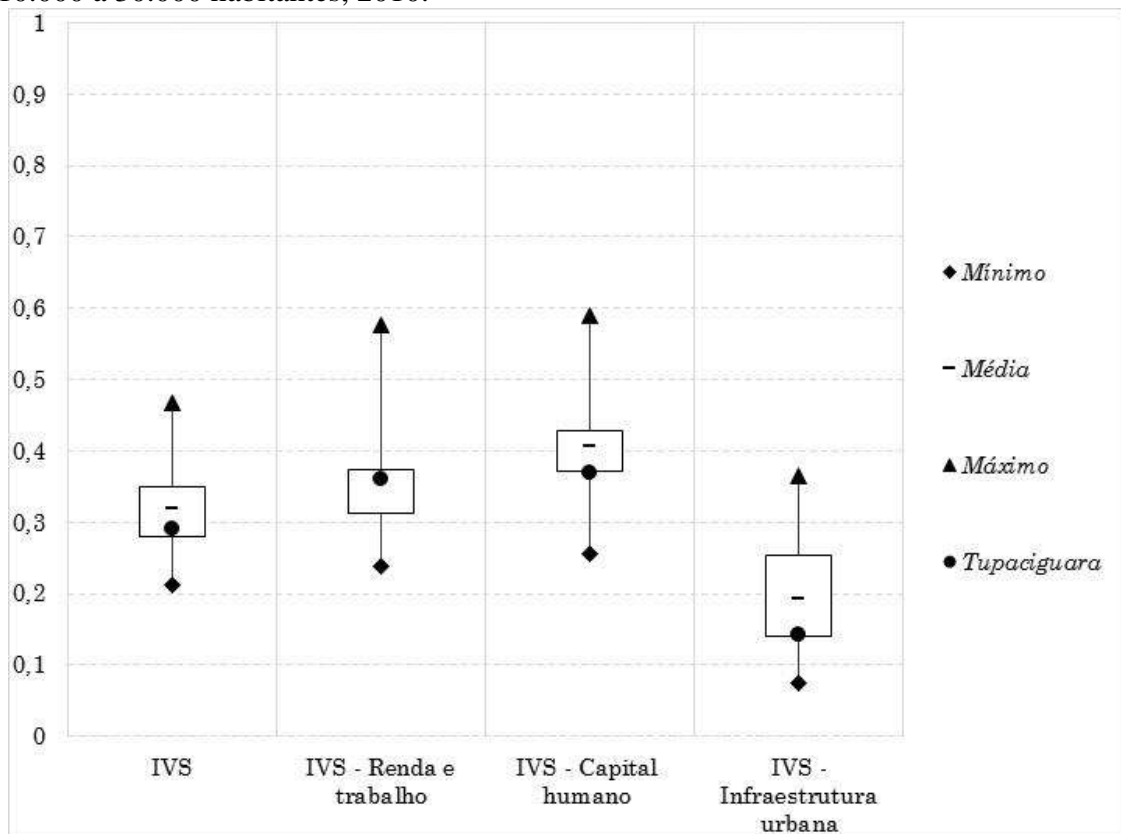
O IVS apresenta três dimensões: i) infraestrutura urbana; ii) capital humano; e iii) renda e trabalho” (IPEA, 2016). A primeira dimensão busca avaliar o acesso aos serviços de infraestrutura urbana como o saneamento e a mobilidade. A segunda abrange informações sobre condições de saúde e educação das famílias que influem nas perspectivas de inclusão social. Nesta dimensão, foram considerados indicadores

de mortalidade infantil; da presença, nos domicílios, de crianças e jovens que não frequentam a escola; da presença, nos domicílios, de mães precoces, e de mães chefes de família, com baixa escolaridade e filhos menores; da ocorrência de baixa escolaridade entre os adultos do domicílio; e da presença de jovens que não trabalham e não estudam (IPEA, 2017).

A terceira dimensão procura caracterizar a renda e o trabalho das famílias, considerando além da insuficiência de renda, a desocupação de adultos; a ocupação informal de adultos pouco escolarizados; a dependência com relação à renda de pessoas idosas; e o trabalho infantil (IPEA, 2017).

Tupaciguara obteve IVS igual a 0,29 no ano de 2010, condição abaixo da média dos municípios considerados neste estudo (Figura 3). O município de Sacramento, por sua vez, foi aquele onde se registrou o melhor IVS (0,20) em 2010, enquanto o pior índice, ou seja, o maior valor, foi registrado em Canápolis (0,468). Verifica-se também que há certa heterogeneidade entre os dados registrados nos municípios, visto que as variações entre os escores máximos e mínimos no gráfico 3 são significativas.

Gráfico 3 - Mesorregião Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba: IVS dos municípios com população total entre 10.000 a 30.000 habitantes, 2010.



Fonte: IPEA. 2016. Elaboração: das Autoras, 2018.

Observa-se, por meio do gráfico 3, que o melhor desempenho no IVS, em todos os municípios considerados neste estudo, ocorreu na dimensão infraestrutura urbana. Nesta, destaca-se que a mobilidade, em geral, é um fator positivo em municípios de pequeno porte não localizados em regiões metropolitanas. Como a mobilidade, neste caso, é avaliada considerando o tempo gasto para chegar até o trabalho, mesmo quando se trata, por exemplo, de trabalhadores agrícolas que residem nas pequenas cidades, os deslocamentos não são frequentemente de longa duração, haja visto que isto



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

ocorre, em geral, da área urbana para zona rural dentro do município em municípios vizinhos e em situação em que o tráfego é rápido.

No que diz respeito ao saneamento, o referido índice só considera a coleta de resíduos sólidos e as condições de acesso ao abastecimento de água e ao esgotamento sanitário. Aspectos como a destinação final de resíduo, tratamento e controle da qualidade da água e tratamento de esgoto doméstico não são contabilizados no referido índice. Isto também auxilia na condição favorável dos municípios de pequeno porte, aqui referidos, quanto a infraestrutura urbana. Na região estudada, em geral, os municípios possuem rede geral de abastecimento de água, no entanto, o tratamento nem sempre é realizado. Da mesma forma, o tratamento de esgoto doméstico também não é realizado, como é o caso de Tupaciguara que não dispõe de estação de tratamento de esgoto.

Por outro lado, verifica-se maior vulnerabilidade nos municípios analisados quando se consideram as dimensões renda e trabalho e capital humano (Gráfico 3).

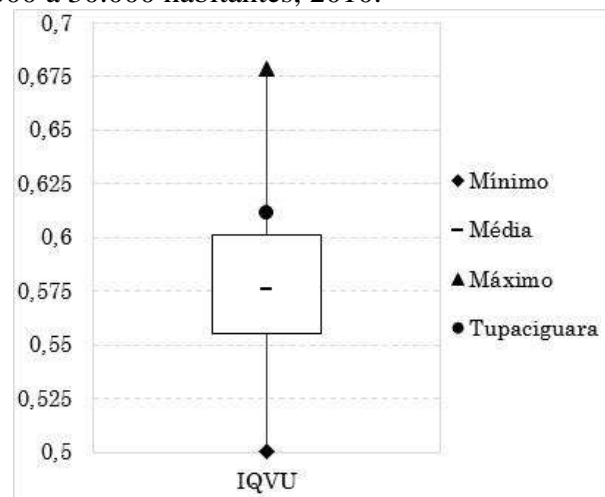
Com relação à renda e trabalho, a contribuição no sentido de maior vulnerabilidade está, principalmente, associada ao trabalho infantil, à taxa de desocupação e à baixa escolaridade e ao trabalho informal. Em Tupaciguara, conforme dados de 2010, a taxa de trabalho informal na população sem ensino fundamental completo foi de 42,1%, enquanto a média do estado de Minas Gerais foi de 36,12% (IPEA, 2017).

Outro índice selecionado para este estudo é o Índice de Qualidade de Vida Urbana para os Municípios Brasileiros (IQVU-BR). Este foi desenvolvido, entre 2004 e 2005, pelo Ministério das Cidades e tem como objetivo avaliar a possibilidade espacial da população ter acesso a serviços e recursos urbanos e de auxiliar no planejamento municipal. A metodologia utilizada foi a mesma desenvolvida para Índice de Qualidade de Vida Urbana de Belo Horizonte.

O IQVU-BR avalia variáveis referentes ao comércio e aos serviços, à cultura, à economia, à educação, à habitação, à saúde, aos instrumentos de gestão urbanística, à participação e organização sócio-política, ao meio ambiente urbano, à segurança pública e aos transportes. O cálculo deste índice é realizado por média ponderada dos indicadores e os resultados variam de 0 a 1, quanto maior o índice, melhores serão as condições.

Entre os municípios da mesorregião Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba considerados neste estudo, Sacramento, com IQVU-BR de 0,68, apresentou o melhor índice. Tupaciguara, encontra-se na terceira posição, junto com Canápolis e Fronteira, entre os melhores índices, acima da média dos municípios em estudo que foi de 0,576 (Gráfico 4).

Gráfico 4 - Mesorregião Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba: IQVU-BR dos municípios com população total entre 10.000 a 30.000 habitantes, 2010.



Fonte: NAHAS, *et al.*, 2006. Elaboração: das Autoras, 2018.

Os dados do IQVU-BR dos municípios em questão, não apresentam variações intensas entre escores máximos e mínimos e, 75% desses possuíam IQVU-BR entre 0,5006 e 0,6012 (Figura 4).

Ao observar o conjunto das variáveis consideradas no referido índice, constata-se que os indicadores de menor desempenho são aqueles ligadas à dinâmica da economia municipal, à saúde, à participação e organização política, segurança pública e transporte. Por outro lado, as melhores condições foram verificadas no âmbito da cultura, habitação, gestão urbanística e meio ambiente.

CONCLUSÕES

Os estudos sobre a qualidade de vida podem servir para orientar as ações dos gestores públicos, fornecer parâmetros para sociedade apresentar suas demandas ao poder público, auxiliar os técnicos nas decisões sobre o planejamento territorial e em outras práticas que colaborem com a melhoria da condição de vida e do bem estar da população.

Os índices sintéticos ajudam na percepção e quantificação dos aspectos relacionados com a qualidade de vida. A partir das análises dos índices sociais, econômicos e ambientais de Tupaciguara, feitas neste trabalho, conclui-se que o município de Tupaciguara apresenta-se em uma condição intermediária de desenvolvimento, conforme o contexto espacial e as faixas de valores dos índices considerados nessa análise. Quando se observam índices mais generalistas como o IDH-municipal, o referido município destaca-se na faixa de alto desenvolvimento. Entretanto, quando são consideradas variáveis como saúde, educação, saneamento, meio ambiente, emprego e renda, percebe-se que a condição é de médio a baixo desenvolvimento.

Os índices mais elevados observados nas análises de Tupaciguara foram aqueles relacionados com a longevidade, cultura, esporte, turismo e lazer. Os índices de menor desenvolvimento são os que dizem respeito às condições de emprego e renda, saúde, meio ambiente e saneamento.

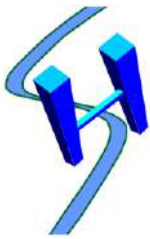
Verificou-se que há fortes semelhanças entre as condições de qualidade de vida dos municípios de pequeno porte da mesorregião geográfica Triângulo Mineiro considerados neste estudo, visto que, apesar das variações significativas entre os escores máximos e mínimos de alguns dos índices avaliados, a baixa dinamicidade da economia local (principalmente com relação à geração de emprego e renda), a dependência de cidades médias ou grandes para o provimento da assistência à saúde, a baixa escolaridade da população adulta e o envelhecimento populacional, são aspectos comuns entre os municípios.

Os índices analisados indicam que os municípios de pequeno porte da região Triângulo Mineiro/Alto Paranaíba apresentam, portanto, condições sociais, econômicas e ambientais semelhantes, sem grandes disparidades.

Por fim, ressalta-se que o uso de índices sintéticos pode ser uma boa opção para a análise socioeconômica e ambiental dos municípios, portanto, da qualidade de vida. No entanto, este procedimento não dispensa o conhecimento empírico da realidade local. Muitas das análises aqui estabelecidas foram possíveis, justamente, pelo acervo de informação produzido em pesquisas de campo.

REFERÊNCIAS

BACELAR, W. K. A. A pequena cidade nas teias da aldeia global: relações e especificidades sócio – políticas nos municípios de Estrela do Sul. 2008. 411 f. Teses (Doutorado em Geografia) - Instituto de Geografia, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2008.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

BERQUÓ, Elza. Evolução demográfica. In: SACHS, Ignacy; WILHEIM, Jorge; PINHEIRO, Paulo Sérgio (Org.). Brasil: um século de transformações. São Paulo: Companhia das Letras, 2001. p. 14-37.

FJP. FUNDAÇÃO JOÃO PINHEIRO. Dados habitacional. Disponível em: <<http://www.eg.fjp.mg.gov.br/>>. Acesso em: 12 abr. 2016.

IBGE. INSTITUTO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. Censo Demográfico 2010. Disponível em: <[ww.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br)>. Acesso em: 13 abr. 2015.

IPEA. INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA APLICADA. Índice de Vulnerabilidade Social. Disponível em: <<http://www.ipea.gov.br/portal/>>. Acesso em: 6 jan. 2016.

_____. Atlas da vulnerabilidade social: o IVS. 2017. Disponível em: http://ivs.ipea.gov.br/ivs/pt/o_atlas/ivs/. Acesso em: 22 fev. 2017.

MELO, N.A. Pequenas cidades da microrregião geográfica de Catalão (GO): análise de seus conteúdos e considerações e considerações teóricas-metodológicas. 2008. 527f. Tese (Doutorado em Geografia) - Instituto de Geografia, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2008.

NAHAS, M. I. P. et.al. Sistemas de Indicadores Municipais no Brasil: experiências e metodologias. In: no XV Encontro Nacional de Estudos Populacionais, ABEP, 18 a 22 de setembro de 2006, Caxambu -MG, Disponível em: <http://www.abep.nepo.unicamp.br/encontro2006/docspdf/ABEP2006_529.pdf>. Acesso em: 15 ago. 2015.

PROGRAMA DAS NAÇÕES UNIDAS PARA O DESENVOLVIMENTO. IDH. Disponível em: <<http://www.pnud.org.br/atlas/ranking/Ranking-IDHM-Municipios-2010.aspx>>. Acesso em: 12 ago. 2015.

SILVA, M. C. Qualidade de vida em Tupaciguara – MG: diretrizes e novos rumos para o planejamento urbano. 2016. (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (MG), 2016.



SILTINGZ: UM SIMULADOR DE ASSOREAMENTO DE RESERVATÓRIOS

José Eduardo Alamy Filho¹

RESUMO

O assoreamento constitui um dos principais problemas de reservatórios, corpos de água cujas velocidades têm pequena magnitude e elevada propensão para sedimentação de partículas não dissolvidas. O foco deste trabalho consiste na apresentação do programa *Siltingz*, simulador computacional capaz de estimar o avanço espacial e temporal dos depósitos de sedimentos em reservatórios. O referido programa baseia-se em modelos de eficiência de retenção, requerendo alimentação com séries de vazões afluentes e curvas-chave de sedimentos. Para a elaboração desse simulador, toda a sequência de cálculos foi codificada na linguagem *Visual Basic for Applications* (VBA). O modelo foi aplicado ao reservatório do Bom Jardim, situado no município de Uberlândia, MG. Os resultados revelaram taxas mensais de assoreamento entre 916 m³/mês e 1040 m³/mês, incluindo possibilidade latente de formação de bancos de areia imediatamente a jusante do delta do ribeirão Bom Jardim. Para horizontes de simulação superiores a 10 anos, estimativas indicaram evolução de depósitos consideráveis entre a metade do reservatório e a barragem.

PALAVRAS-CHAVE: transporte de sedimentos, eficiência de retenção, programa computacional.

INTRODUÇÃO

As diferenças geométricas entre corpos de água lóticos – rios, córregos e ribeirões – e reservatórios, originados pela construção de barragens, são decisivas para padrões de escoamento muito distintos entre ambos. Nos reservatórios, os campos de velocidade com magnitudes menores contribuem para a deposição de sedimentos que são destacados da bacia de contribuição. Esses sedimentos são carreados, até os reservatórios, a partir dos afluentes ou diretamente pelo escoamento superficial. O assoreamento desses corpos de água é um processo inexorável, mas pode ser amplificado por ações antrópicas que modificam o uso do solo inicial, normalmente no sentido de remover a vegetação nativa para fins agropecuários.

De acordo com Carvalho et al. (2000), os métodos mais adequados para quantificação do assoreamento dependem dos objetivos a serem atendidos. Na fase de operação, há grande interesse em localizar zonas preferenciais de deposição, averiguando se as mesmas não estão próximas das estruturas de tomada de água. Nesse caso, levantamentos topobatimétricos periódicos são importantes para verificar as modificações no fundo dos reservatórios. De uma forma geral, esses autores recomendam que a frequência desejável dos levantamentos deva ser de 2 anos para pequenos reservatórios, com volumes inferiores a 10 hm³. Para reservatórios com volumes superiores a 100 hm³, essa frequência pode ser estendida para intervalos de 10 anos. Randle et al. (2017) destacam que outra técnica de campo consiste em monitorar sistematicamente as descargas de sedimentos afluentes e efluentes do reservatório. Todavia, levantamentos topobatimétricos demandam recursos financeiros, equipamentos e corpo técnico especializado, fatores que dificultam sua aplicação sistemática. Além disso, as quantificações das descargas de sedimentos são realizadas com amostragens instantâneas de vazão e de concentrações de sedimentos suspensos, somadas com estimativas das descargas de fundo. Tais levantamentos instantâneos podem não capturar eventos de cheia, nos quais ocorrem os maiores afluxos de sedimentos aos reservatórios.

¹ Professor da Faculdade de Engenharia Civil (FECIV/UFU) (jose.alamy@ufu.br)

Na fase de projeto de um reservatório, o objetivo principal consiste em prever as taxas de assoreamento e a vida útil do empreendimento. Segundo Randle et al.(2017), devem-se quantificar os volumes de sedimentos depositados durante um intervalo de tempo que é tipicamente da ordem de 50 a 100 anos, podendo esse intervalo ser superado para alguns reservatórios. Nesse caso, a modelagem e simulação do assoreamento são procedimentos indispensáveis.

No presente artigo são apresentados os fundamentos e as principais características do modelo computacional *Siltingz*, programa que reúne métodos empíricos clássicos para a estimativa da eficiência de retenção de sedimentos e, conseqüentemente, para a previsão do assoreamento de reservatórios. Essa ferramenta foi elaborada e codificada pelos autores do presente artigo, em linguagem *Visual Basic for Applications* (VBA) e desenvolvida dentro do ambiente do Excel. O reservatório do Bom Jardim, situado ao sul da cidade de Uberlândia (MG), foi selecionado como o alvo dos estudos aqui propostos. A justificativa para isto reside no fato do referido corpo de água constituir um dos mananciais de água da cidade, cujo município é o segundo mais populoso do estado de Minas Gerais. A água retirada desse reservatório responde pelo abastecimento de aproximadamente 320 mil pessoas.

METODOLOGIA

Características gerais do programa

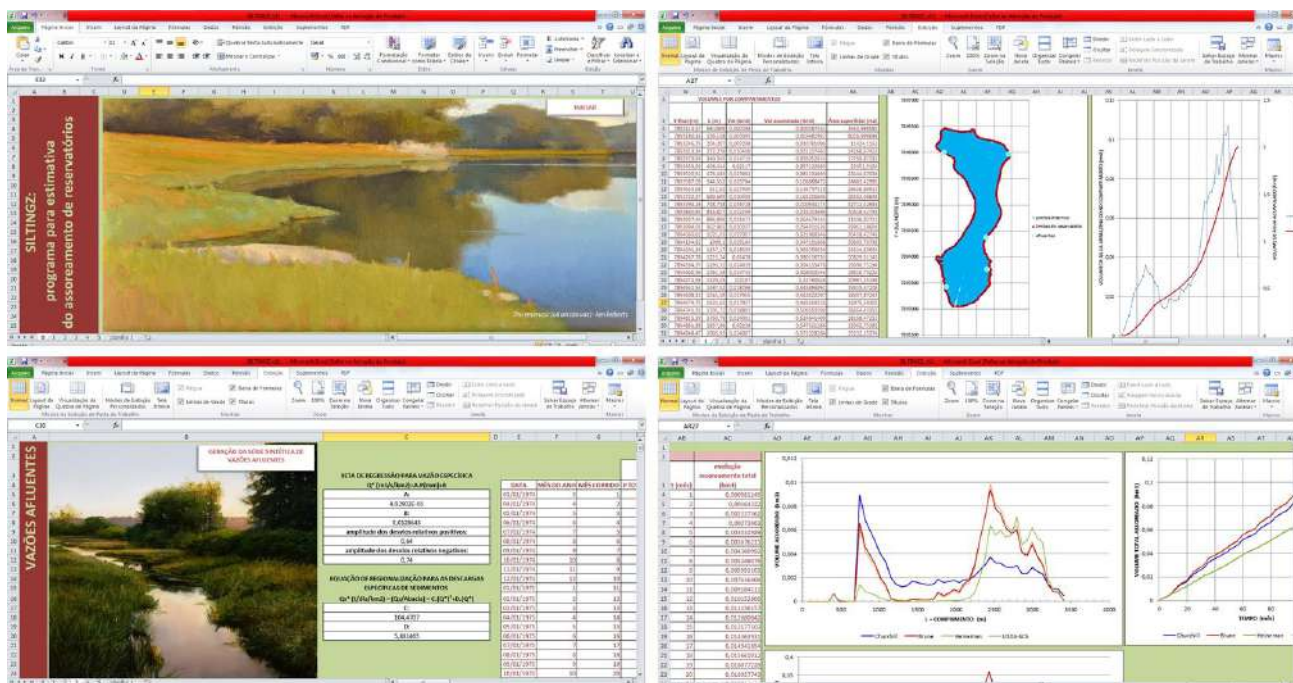
O programa *Siltingz* foi construído na forma de planilhas eletrônicas, com algoritmos de cálculo codificados na linguagem VBA. Resumidamente, esse aplicativo é composto por seis planilhas, cada uma com funções específicas, que vão desde o cadastro de dados de entrada até a saída numérica e gráfica dos resultados. Nesse contexto, as planilhas são utilizadas apenas para entrada de dados e anexação dos resultados. Todos os procedimentos de cálculo são executados por sub-rotinas e funções escritas em VBA. A idealização desse modelo computacional, sustentado em planilhas, foi proposital, haja vista que esse ambiente é amplamente utilizado em trabalhos técnicos e científicos, o que de certa forma propicia manuseio amigável para os usuários. A Figura 1 ilustra algumas das planilhas que compõem o programa.

Na planilha 0 é apresentada a tela de inicialização do simulador. A planilha 1 resume os principais aspectos geométricos que devem ser cadastrados pelo usuário, tais como a cota do nível de água, quantidade de compartimentos para discretização do reservatório, modelo batimétrico digital (MBD) e os contornos do reservatório. A partir desse conjunto de informações, o programa calcula o volume do reservatório, incluindo sua distribuição por compartimentos. Ainda nessa planilha, devem ser inseridas as coordenadas de entrada dos principais tributários e as áreas de suas bacias de contribuição. Isto cria condições para estimativa das vazões injetadas no reservatório a partir dos canais afluentes. Esse procedimento é feito por técnica de regionalização de vazões médias mensais, desenvolvida externamente ao programa. Na planilha 2, faz-se o cadastro de uma série de precipitações mensais que servirá de base para o cálculo das vazões e das descargas de sedimentos injetadas ao longo do horizonte de simulação. Esses resultados são apresentados na planilha 3. Na planilha 4, é acionada a simulação de assoreamento propriamente dita. Nessa planilha, são anexados os resultados das vazões e descargas de sedimentos afluentes, volumes e alturas médias dos depósitos e o volume total assoreado para um determinado horizonte de tempo. Na planilha 5, são anexados os resultados numéricos e gráficos de assoreamento calculado pelos diferentes métodos.



I Simposio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Figura 1 – Planilhas eletrônicas componentes do programa *Siltingz*



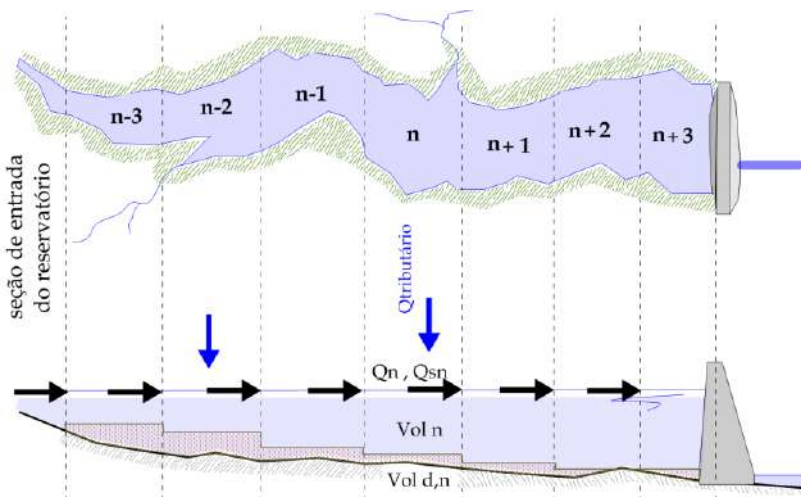
Eficiência de retenção de sedimentos

A eficiência de retenção (E) é teoricamente definida como a diferença relativa entre as descargas de massa afluentes e efluentes do reservatório, ou seja:

$$E = (Q_{S\text{entra}} - Q_{S\text{sai}}) / Q_{S\text{entra}} \quad (1)$$

Na Equação (1), Q_s representam as descargas de massa que entram e que saem do reservatório, também chamadas de cargas de sedimentos, medidas em unidades de massa por unidade de tempo.

Figura 2 – Esquema de discretização do reservatório em compartimentos: Q_n e Q_{S_n} são, respectivamente, as vazões e cargas de sedimentos afluentes ao compartimento n . Vol_n e $Vol_{d,n}$ são o volume de água e o volume assoreado de cada setor.



Miner e Kondolf (2009) destacam que a eficiência de retenção depende das características do sedimento afluente, das vazões de entrada e das características geométricas do reservatório. Os dados de alimentação do programa *Siltingz* baseiam-se nesses três padrões. Van Rijn (2013) salienta que reservatórios longos podem ser discretizados em compartimentos, de forma que as vazões e cargas afluentes, a eficiência de retenção e os volumes depositados são quantificados para cada setor. Isso permite localizar, com mais detalhes, as zonas propícias ao assoreamento. Essa possibilidade de discretização, esquematizada pela Figura 2, também é um atributo do *Siltingz*.

No *Siltingz* a simulação avança em marcha temporal, com incrementos mensais. Nesse sentido, as vazões de cada setor em um mês k (Q_n^k) são alimentadas pelo compartimento de montante e pelos eventuais tributários laterais ($Q_{tributário}^k$). Estas representam vazões médias mensais, calculadas por procedimentos de regionalização descritos nos sub itens seguintes. Com a discretização do reservatório, a eficiência de retenção (E_n^k) é calculada para cada setor, de forma que as vazões e as cargas efluentes de um compartimento (n) representam variáveis de entrada para o compartimento seguinte ($n+1$). As descargas de sedimentos transferidas entre os setores são calculadas como:

$$Qs_{n+1}^k = Qs_n^k \cdot (1 - E_n^k) \quad (2)$$

Essas descargas de massa são quantificadas em unidade de massa por unidade de tempo (kg/s, kg/mês, ton/dia, ton/mês, entre outras). Uma vez quantificadas as descargas, a massa de sedimentos retida (Ms_n^k) e o incremento de volume assoreado no compartimento ($Vol_{d,n}^k$) são quantificados por:

$$Ms_n^k = Qs_n^k \cdot \Delta t \quad (3)$$

$$\Delta Vol_{d,n}^k = Ms_n^k / \rho_n^k \quad (4)$$

Nas Equações (3) e (4), Δt é o intervalo mensal de tempo de cada passo da simulação, o qual deve utilizar unidades compatíveis com aquelas da descarga de massa de sedimentos. A massa específica dos depósitos (ρ_n^k) permite a transformação de massa retida em volume acumulado. Esse parâmetro depende das frações de argila, silte e areia presentes nos depósitos, além de sofrer variações temporais em razão da compactação das camadas inferiores pelos depósitos mais recentes. No *Siltingz*, a massa específica dos depósitos é calculada pelo conjunto de Equações (5), recomendado pela literatura para reservatórios com sedimentos permanentemente submersos (CARVALHO et al., 2000):

$$\begin{aligned} K_a &= 0,256 \cdot (\text{argila}) + 0,091 \cdot (\text{silte}) \\ \rho^0 &= [0,416 \cdot (\text{argila}) + 1,121 \cdot (\text{silte}) + 1,554 \cdot (\text{areia})] \cdot 1000 \\ \rho^k &= \rho^0 + 0,4343 \cdot K_a \cdot [t/(t-1) \cdot \ln(t) - 1] \end{aligned} \quad (5)$$

Nesse conjunto de equações, *argila*, *silte* e *areia* são as frações granulométricas desses constituintes dos depósitos de fundo. K_a é um parâmetro auxiliar, ρ^0 é a massa específica no instante inicial da simulação ($t=0$) e t é o tempo de simulação, mensurado em meses. Na Equação (5), ρ^k é quantificada em kg/m^3 . Costa (2012) constatou que os volumes assoreados, em geral, são pouco sensíveis às variações de massa específica. Finalmente, ao longo de um horizonte de simulação (T), o volume assoreado em cada compartimento pode ser calculado como:

$$Vol_{d,n}^k = \sum_{t=0}^T \Delta Vol_{d,n}^k \quad (6)$$



Métodos empíricos para estimativa da eficiência de retenção de sedimentos

A eficiência de retenção de sedimentos é um valor numérico que varia teoricamente entre 0 e 1. Segundo van Rijn (2013), para reservatórios extensos, calculados como um único compartimento, onde a relação entre o comprimento e a profundidade média (L/h) >500 , seus valores normalmente limitam-se entre 0,90 e 1. Todavia, quando é feita a divisão em diversos compartimentos n , a relação (L_n/h_n) diminui, o que produz reduções nos valores setorizados de E_n . Essa característica do modelo proporciona distribuições de depósitos ao longo de toda a extensão do reservatório, permitindo identificar locais mais propícios ao assoreamento. Na quantificação de E_n , o programa *Siltingz* utiliza os métodos clássicos sintetizados na Tabela 1.

Tabela 1 – Métodos empíricos clássicos para estimativa da eficiência de retenção de sedimentos

Método	Equacionamento básico
Churchill (1948)	$E_n^k = (-20 + 0,95 \cdot IS^{0,63}) / (7100 + IS^{0,63}); IS = Vol_n^k / [(Q_n^k)^2 \cdot L_n]$ (7)
Brune (1953)	$E_n^k = (0,00085 + Ca^{1,1}) / (0,0085 + Ca^{1,1})$ ($p/Ca \geq 0,007$); $E_n^k = (23,5750907 \cdot \ln(Ca) + 151,179568) / 100$ ($p/0 \leq Ca < 0,007$); $Ca = Vol_n^k / Q_{m_n}$ (8)
Heineman (1981)	$E_n^k = 0$ ($p/Ca < 0,03$); $E_n^k = [-22 + 119,6 \cdot Ca / (0,012 + 1,02 \cdot Ca)] / 100$ ($p/0,003 \leq Ca < 0,7$); $E_n^k = (-0,0165889465 \cdot Ca^4 + 0,274317797 \cdot Ca^3 - 1,83260819 \cdot Ca^2 + 6,32355372 \cdot Ca + 90,2793866) / 100$ ($p/0,7 \leq Ca < 5$); $E_n^k = 1$ ($p/Ca \geq 5$); (9)
USDA-SCS (1983)	$E_n^k = 0,97$ ($p/Ca \geq 1$); $E_n^k = [97 - 1,275 \cdot \ln(Ca) ^{2,47}] / 100$ ($p/0,02 \leq Ca < 1$); $E_n^k = [128 - 11,51 \cdot \ln(Ca) ^{1,304}] / 100$ ($p/Ca < 0,02$); (10)

No conjunto de Equações (7) a (10), a eficiência de retenção é calculada basicamente em função de dois parâmetros: o índice de sedimentação (IS), para o método de Churchill e a capacidade de afluência (Ca), para os demais métodos. Ainda nessas equações, Vol_n^k e L_n são, respectivamente, o volume e o comprimento do compartimento n . Q_n^k é a vazão média mensal e Q_{m_n} é o volume de água que afluí ao compartimento durante o intervalo de um mês. Como as vazões afluentes sofrem variações sazonais, a eficiência de retenção (E_n^k) é alterada mensalmente. Note-se que, em decorrência da formação de depósitos, os volumes de água dos compartimentos (Vol_n^k) são paulatinamente reduzidos.

Garg e Jothiprakash (2008) comentam que o método de Brune provavelmente é o mais largamente utilizado para a estimativa da retenção de sedimentos. Esse método baseou-se no monitoramento de 44 reservatórios nos Estados Unidos. Os padrões de retenção obtidos por Brune, Churchill e USDA-SCS são similares à medida que os horizontes de simulação aumentam. O método de Heineman baseou-se no monitoramento de 20 reservatórios, modificando as equações de Brune para corpos hídricos com áreas inundadas entre 0,8 e 36,3 km² e volumes entre 3000 e 4.10⁶ m³. Para pequenos reservatórios, a retenção de sedimentos é menor, de forma que as equações de Heineman levam a taxas de assoreamento mais brandas do que as dos outros métodos.

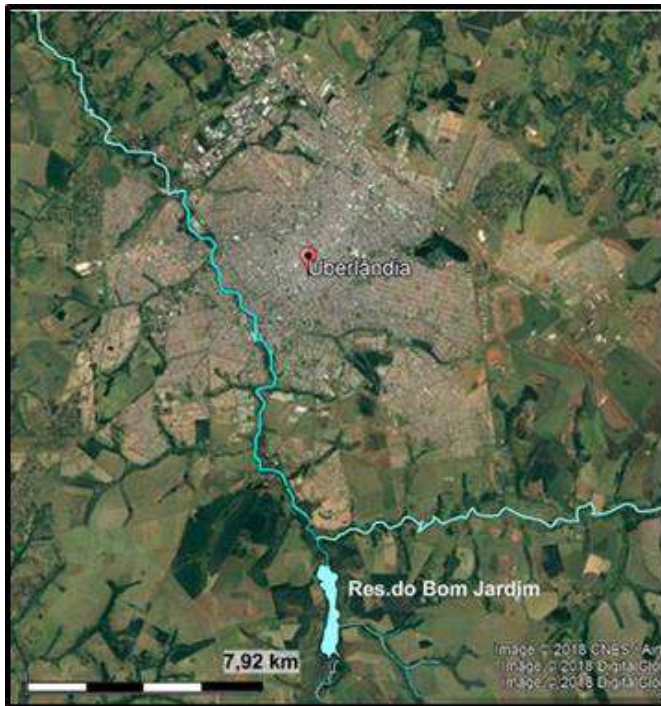
Fluviogramas de entrada

Conforme ilustra a Figura 3, no caso específico do reservatório do Bom Jardim, os principais afluxos de água ocorrem em cinco pontos: RBJ (principal seção de entrada no delta do ribeirão Bom Jardim, que drena uma área de 333,25 km²); ENX (delta do córrego da Enxada, com área drenante de 31 km²); E1 (veio de água da margem esquerda, com área contribuinte de 2 km²); E2 (outro veio

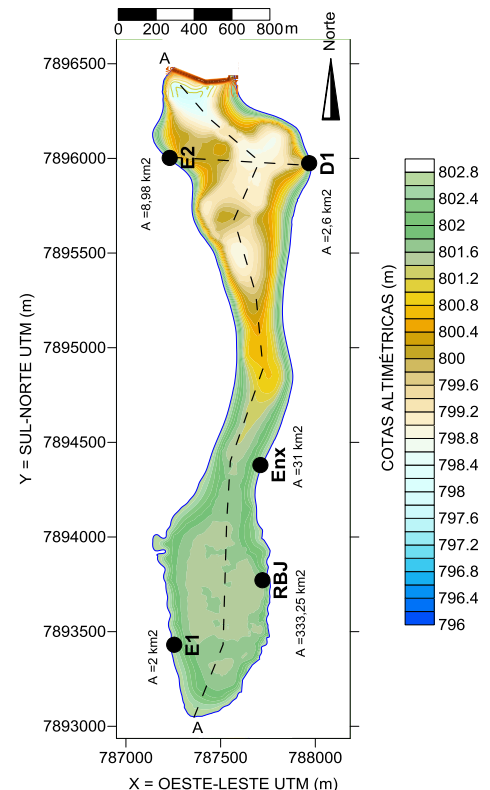
de água da margem esquerda, com área drenante de 8,98 km²) e D1 (veio de água da margem direita, cuja área contribuinte é de 2,6 km²).

Figura 3 – Localização e mapa batimétrico do reservatório do Bom Jardim

(a) Localização do reservatório do Bom Jardim em relação à malha urbana de Uberlândia, MG. Adaptado de *Google Earth*.



(b) Mapa batimétrico do reservatório, com indicação das principais entradas pontuais. Adaptado de Martins (2018).



Entradas de tributários nos reservatórios ocorrem em seções quase sempre desprovidas de réguas linimétricas, o que impossibilita a construção de registros históricos de vazão. Nesse sentido, a simulação do assoreamento dentro de um horizonte temporal demanda fluviogramas afluentes que devem ser obtidos por regionalização de vazões. Neste trabalho, para estimativa das séries sintéticas de vazão nos pontos RBJ, ENX, E1, E2 e D1, foi utilizada a função apresentada por Amaral (2018). Essa função regionaliza a vazão específica em função da precipitação mensal estimada no centróide das bacias fonte. Para isto, foram utilizados registros históricos coletados em 9 estações fluviométricas alocadas em rios do Triângulo Mineiro, além de séries de precipitação em 13 postos pluviométricos vizinhos. As bacias fonte possuem áreas variando de 17,52 km² (no rio Bagagem) a 1510 km² (no rio Tijuco). Enfim, a função regional aplicada para geração da série sintética de vazões afluentes ao reservatório é descrita por:

$$Q^* = (Q/A) = (a.P + b) \cdot (1 + \alpha \cdot D_{80}^+ - \beta \cdot D_{80}^-) \quad (11)$$

Na Equação (11), Q^* (m³/s/km²) é a vazão específica, relação entre a vazão (Q) e a área (A) drenada por uma seção; P (mm) é a altura pluviométrica mensal, trasladada para o centróide da bacia; a e b são parâmetros regionais ajustáveis que, para o local analisado (rios do Triângulo



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Mineiro) valem, respectivamente $4,9290 \cdot 10^{-5}$ e $0,0128643$. Ainda nessa equação, α e β são impulsos aleatórios, variáveis entre 0 e 1, utilizados para representar flutuações na correlação entre chuva e vazão. D_{80}^+ e D_{80}^- , quantificados em $\text{m}^3/\text{s}/\text{km}^2$, são desvios positivos e negativos, com 80% de permanência. Tais desvios representam flutuações entre os valores históricos de vazão específica e retas de regressão para a relação Q^* versus P nas bacias fonte.

Descargas sólidas afluentes

As seções de entrada no reservatório do Bom Jardim também não dispõem de curvas chave de sedimentos, as quais normalmente relacionam a descarga sólida com a vazão afluente. Nesse sentido, utilizou-se a curva simulada por Martins (2018), a partir da aplicação do programa *Soil and Water Assessment Tool* (SWAT). Essa curva descreve a variação da descarga específica de sedimentos em função da vazão específica e pode ser interpolada por um polinômio, conforme:

$$Q_s^* = (Q_s/A) = c \cdot (Q^*)^2 + d \cdot Q^* \quad (12)$$

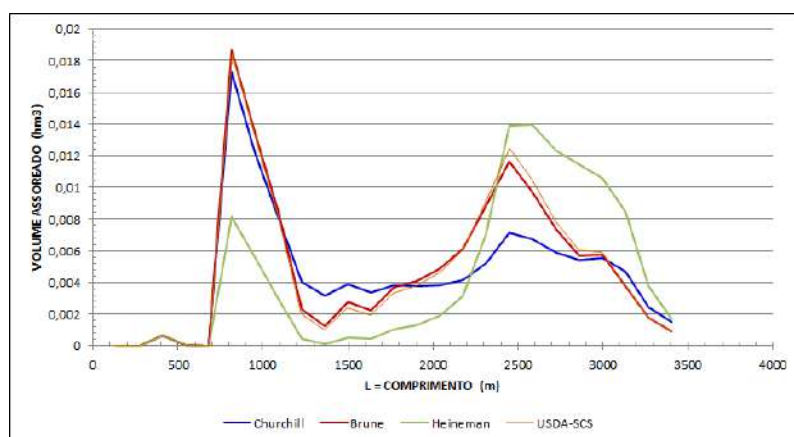
Na Equação (12), Q_s^* ($\text{t}/\text{dia}/\text{km}^2$) é a descarga específica de sedimentos, A é a área da bacia de contribuição (km^2), enquanto c e d são parâmetros regionais que valem, respectivamente, 104,4707 e 5,881465.

RESULTADOS E DISCUSSÕES

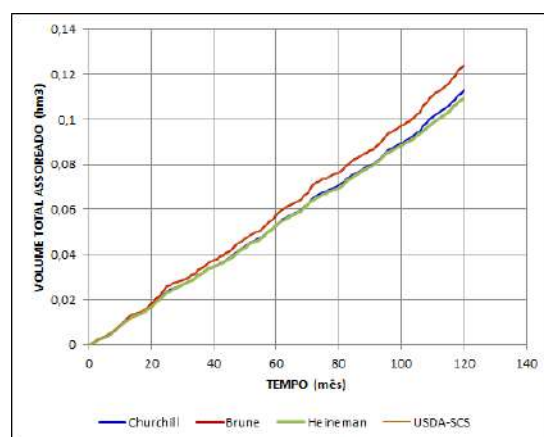
Para a simulação, foi imposta a série histórica de vazões da estação Fazenda Letreiro, situada nas imediações do reservatório do Bom Jardim. O reservatório foi discretizado em 25 compartimentos. A Figura 4 apresenta os resultados de assoreamento para 10 anos de horizonte, conforme a aplicação dos quatro métodos abordados pelo *Siltingz*.

Figura 4 – Resultados de assoreamento para horizonte de 10 anos

(a) Distribuição dos depósitos ao longo do comprimento axial do reservatório



(b) Evolução temporal do volume assoreado total



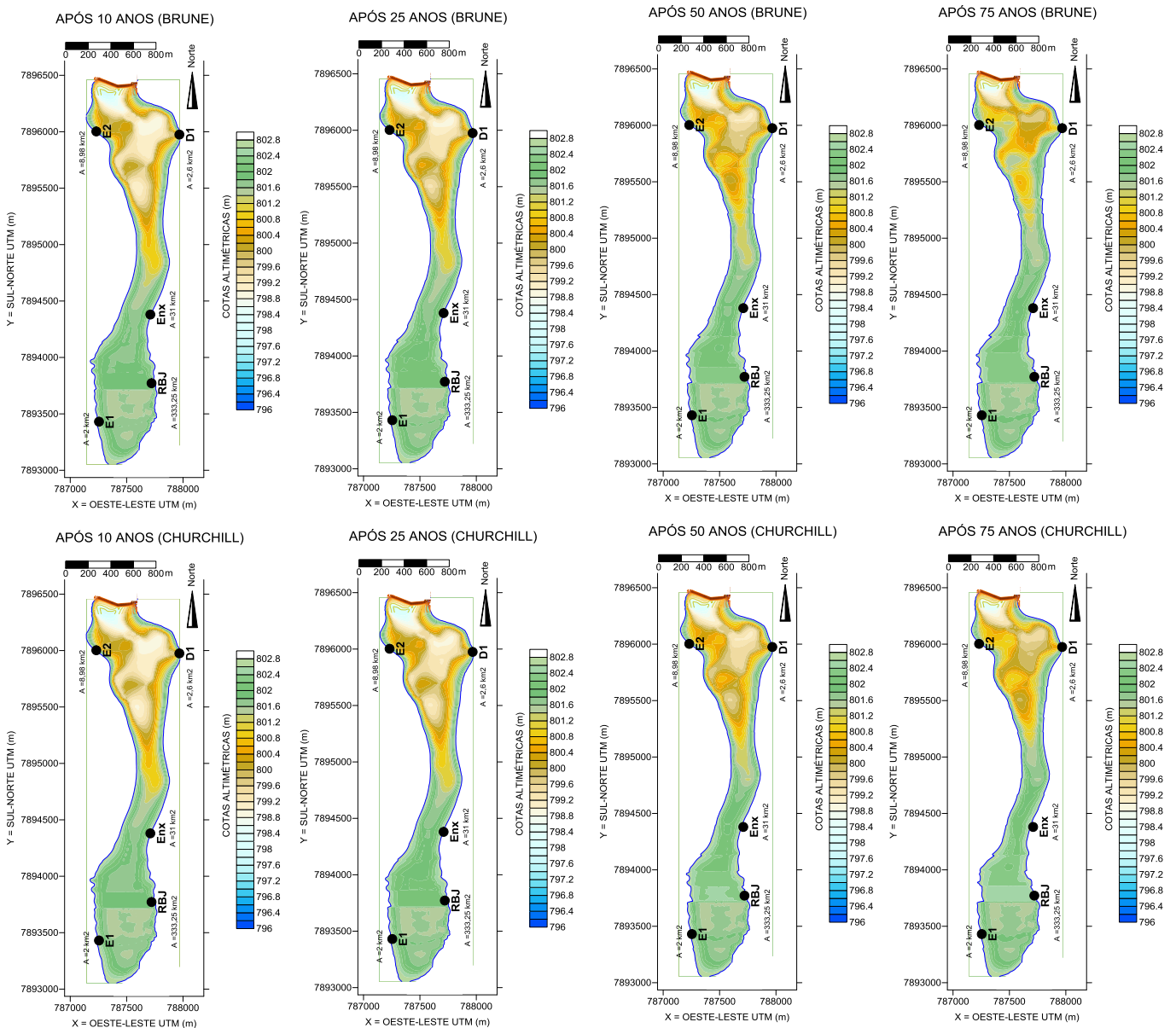
No que tange aos locais volumetricamente mais afetados pela formação de depósitos, nota-se que há diferenças entre os resultados, muito embora os métodos de Brune, Churchill e USDA-SCS indiquem tendências similares. Nesses casos, a principal zona de deposição é indicada a montante do delta do ribeirão Bom Jardim (ponto RBJ), havendo formação de depósitos significativos nos compartimentos mais largos, nas adjacências dos pontos E2 e D1. O método de Heineman indica

que essas últimas zonas correspondem aos depósitos principais, ao contrário dos demais métodos. Há desvios insignificantes entre os métodos de Brune e USDA-SCS, indicando paridade entre eficiências de retenção estimadas por ambos.

Em relação ao assoreamento total, as maiores taxas de deposição foram verificadas pelos métodos de Brune e USDA-SCS (valor médio de $1040 \text{ m}^3/\text{mês}$), ao passo que os métodos de Churchill e de Heineman estimaram taxas de $944 \text{ m}^3/\text{mês}$ e $916 \text{ m}^3/\text{mês}$, respectivamente. Levando em conta os resultados mais extremos e adotando padrão de comparação mais palpável, isto sugere que o assoreamento preenche volumes mensais da ordem de 40% de uma piscina olímpica, ou volumes equivalentes a 4,75 piscinas por ano.

Simulações de períodos mais extensos permitem identificar mudanças no mapa batimétrico do reservatório. A Figura 5 apresenta uma série de mapas para horizontes variáveis de 10 a 75 anos, simulados com os métodos de Brune e de Churchill.

Figura 5 – Mapas batimétricos simulados para horizontes de 10 a 75 anos





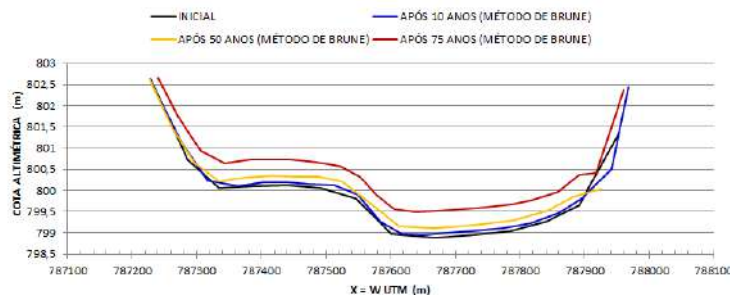
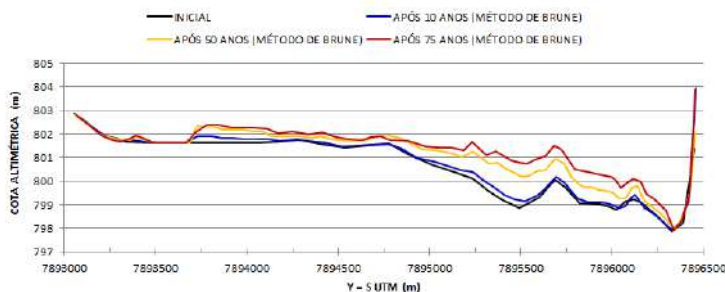
I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

Conforme ilustra a Figura 6, a evolução espaço-temporal dos depósitos fica evidenciada pela seção longitudinal A-A e pela seção transversal E2-D1, ambas indicadas na Figura 3(b).

Figura 6 – Perfis de fundo do reservatório, simulados pelo método de Brune

(a) Seção longitudinal A-A

(b) Seção transversal E2-D1



Com o passar dos anos, o assoreamento destaca-se imediatamente a jusante do delta do RBJ. Considerando flutuações do nível de água entre as cotas 802 e 803 m, há alerta de formação de bancos de areia latentes nesse setor. Também há intensificação na formação de depósitos entre o estrangulamento do reservatório (nas imediações da coordenada $Y=7895000$ m) e a base da barragem.

CONCLUSÕES

O programa *Siltingz* é um preditor do assoreamento de reservatórios, embasado na quantificação da eficiência de retenção de sedimentos nesses corpos de água. Nesse sentido, há captura de parte das descargas sólidas que entram em um compartimento, resultando na formação de depósitos. O método não considera efeitos de ressuspensão, que são típicos em rios. A discretização do reservatório em compartimentos fornece estimativas rápidas das zonas preferenciais de formação de depósitos e, em casos mais extremos, de possíveis bancos de areia. Estudos regionais prévios devem ser realizados com o propósito de quantificar séries sintéticas de vazões afluentes e curvas-chave de sedimentos. Aplicações para o reservatório do Bom Jardim revelaram taxas mensais de assoreamento entre $916 \text{ m}^3/\text{mês}$ e $1040 \text{ m}^3/\text{mês}$ e a possibilidade latente de formação de bancos de areia imediatamente a jusante do ponto principal de descarga, no delta do ribeirão de mesmo nome.

AGRADECIMENTOS

O autor agradece à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais (FAPEMIG) pelo apoio financeiro concedido ao projeto “Gestão de Reservatórios: incentivos aos serviços ambientais para a sustentabilidade dos regimes hidrossedimentológicos”, processo TEC - APQ-02097-14, edital Demanda Universal 01/2014.

REFERÊNCIAS

AMARAL, D.R. **Estimativa do assoreamento do reservatório do Bom Jardim a partir de modelos de eficiência de retenção de sedimentos**. Trabalho de Conclusão de Curso. Universidade Federal de Uberlândia. 2018.

CARVALHO, N.O.; FILIZOLA JÚNIOR, N.P.; SANTOS, P.M.C.; LIMA, J.E.F.W. **Guia de avaliação de assoreamento de reservatórios**. Brasília: ANEEL, 140 p. 2000.

COSTA, L.F. **Análise de sensibilidade dos parâmetros utilizados na determinação de taxas de assoreamento de reservatórios**. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ, Programa de Engenharia Civil. Rio de Janeiro. 124 p. 2012.

GARG, V.; JOTHIPRAKASH, V. **Estimation of useful life of a reservoir using sediment trap efficiency**. Journal of Spatial Hydrology. Vol.8, No.2 Fall 2008, p.1-14. 2008.

MARTINS, C. S. **Influência do tipo de uso e ocupação do solo no assoreamento do reservatório Bom Jardim, Uberlândia-MG**. 2018. Dissertação de Mestrado. Disponível em: < <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/21419> >. Acesso em 14 agosto 2018. 2018.

MINEAR, J. T.; KONDOLF, G.M. **Estimating reservoir sedimentation rates at large spatial and temporal scales: a case study of California**. Water Resources Research, Vol. 45, W12502, doi:10.1029/2007 WR006703, p.1-8. 2009.

RANDLE, T.J.; KIMBREL, S.; COLLINS, K.; BOYD, P.; JONAS, M.; VERMEEREN, R.; EIDSON, D.; COOPER, D.; SHELLEY, J.; JURACEK, K.; FRIPP, J.; ALTINAKAR, M.; HOTCHKISS, R.; KONDOLF, M.; NELSON, P.; WEIRICH, F.; MORRIS, G.; ANNADALE, G.; JENSEN, K.; MC MILLEN J.; WHELAN, M. **Frequently asked questions about reservoir sedimentation and sustainability**. Subcommittee on Sedimentation. Denver. 2017.

VAN RIJN, L. C. **Sedimentation of sand and mud in reservoirs in rivers**. Disponível em: < <https://www.leovanrijn-sediment.com/papers/Reservoirsiltation2013.pdf> >. Acesso em 14 agosto 2018. 2013.



USO DO TANINO COMO COAGULANTE NA SIMULAÇÃO DOS PROCESSOS DE COAGULAÇÃO/FLOCULAÇÃO: DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DOS FLOCOS E ACOMPANHAMENTO DA EVOLUÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE PARTÍCULAS (DTP)

Eliã Asafe Mello Suave¹; André Luiz de Oliveira²; Lucas Cordeiro Ribeiro³

RESUMO

Nos sistemas convencionais de tratamento de água, os principais processos a serem otimizados de forma a melhorar a eficiência são coagulação/floculação. No entanto, existem evidências de que o Sulfato de Alumínio, um dos principais agentes coagulantes utilizados atualmente pode ser causador de doenças como o mal de Alzheimer. Diversos estudos estão sendo realizados para procurar alternativas de coagulantes com menores impactos ambientais e na saúde, uma delas, o Tanino. Ele pode se tornar uma alternativa viável pela facilidade de uso, alta eficiência de remoção e possivelmente redução de custos, além de gerar um lodo altamente biodegradável. Esse trabalho tem como objetivo a geração do diagrama de coagulação para o Tanino na remoção de cor aparente da água, assim como análises dedicadas de imagem de diversos parâmetros físicos como a Distribuição de Tamanho de Partículas (DTP), diâmetro médio e fractal na coagulação, além de verificar o seu comportamento em diferentes situações de quebra e refloculação. Resultados preliminares obtiveram remoção de até 94% de cor aparente de água sintética. Espera-se obter dados relevantes dos parâmetros físicos dos flocos formados de forma a melhor entender os mecanismos envolvidos na coagulação com o uso desse coagulante natural.

PALAVRAS-CHAVE: Coagulação, tanino, análise de imagem.

INTRODUÇÃO

Para disponibilizar água adequada para o consumo humano, é necessário que ela passe por tratamento, usualmente em uma Estação de Tratamento de Água (ETA). Atualmente, o tratamento convencional de água utiliza um processo de mistura rápida seguida de coagulação e floculação da água, com sua subsequente decantação para a remoção de partículas suspensas (ABNT, 1992).

O principal processo que pode ser otimizado de forma a melhorar a eficiência do tratamento de água é o de coagulação/floculação. O desempenho de todas as unidades de tratamento posteriores pode ser comprometido se a coagulação da água não for realizada de modo adequado. Portanto, é necessário que haja uma avaliação técnica e econômica criteriosa para a escolha do tipo de coagulante utilizado. (PÁDUA, 2010).

A coagulação, seguida pela floculação, envolve a adição de um agente coagulante que permite que as partículas suspensas na água se juntem através da neutralização das forças de repulsão elétricas naturais que impedem o seu contato (HAMEED et al., 2016), seguido de um reator onde haverá uma mistura da água, de forma a provocar o choque entre essas partículas e sua eventual agregação. Pádua (2010) explica que as matérias particuladas causam turbidez à água, substâncias dissolvidas alteram a cor, e há evidência de que partículas coloidais (aquelas com diâmetros na faixa de 1 nm a 1 µm) alteram aspectos de sabor e odor, necessitando, portanto, serem removidas.

No entanto, existem evidências de que o Sulfato de Alumínio, um dos principais agentes coagulantes atualmente utilizados pode ser causador de doenças como o mal de Alzheimer

¹ Mestrando em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (elia.asafe@gmail.com)

² Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC/UFU) (andreoliveirafeciv@ufu.br)

³ Mestrando em Engenharia Civil (FECIV/UFU) (englucascordeiro@gmail.com)

(MCLACHLAN, 1995; SMITH, 1995). Além disso, o seu uso gera um lodo de difícil disposição, pois, além de conter as cargas poluentes já existentes na água bruta, ainda gera subprodutos em sua reação com os mesmos (KLUMB; FARIA, 2012). Por esses motivos, é necessário reduzir ou anular o uso dessa substância.

Diversos estudos estão sendo realizados para procurar alternativas de coagulantes com menores impactos ambientais e na saúde. Alguns desses estudos obtiveram sucesso em produzir bons resultados em escala laboratorial (HAMEED et al., 2016). Eles também são focados em substâncias derivadas de elementos naturais, e uma vantagem do uso delas é de que em geral elas são virtualmente livres de toxinas (ÖZACAR; ŞENGİL, 2003).

Uma das opções estudadas é o tanino. Ele pode se tornar uma alternativa viável para substituir ou auxiliar o Sulfato de Alumínio ($Al_2(SO_4)_3$) e o Cloreto de Ferro ($FeCl_3$) pela facilidade de uso, alta eficiência de remoção e possivelmente redução de custos (SÁNCHEZ-MARTÍN; GONZÁLEZ-VELASCO; BELTRÁN-HEREDIA, 2010; ÖZACAR; ŞENGİL, 2003). Não apenas isso, o lodo formado nesse processo com o uso de coagulantes é altamente biodegradável (BELTRÁN-HEREDIA; SÁNCHEZ-MARTÍN; GÓMEZ-MUÑOZ, 2010).

O termo tanino cobre diversas famílias de compostos químicos. Ele é originado do seu uso principal como agente no tratamento de peles animais para a fabricação de couro (do inglês *tanning*). Esses compostos ocorrem na natureza em diversos locais, como cascas de árvores, frutas, folhas, entre outros. Algumas das espécies de plantas usualmente utilizadas para a fabricação de tanino são *Acacia* e *Schinopsis*, *Quercus ilex*, *Castanea* e *Pinus* (BELTRÁN-HEREDIA; SÁNCHEZ-MARTÍN; GÓMEZ-MUÑOZ, 2010).

Os taninos são produtos comerciais muito importantes. No entanto, sua química é muito complexa e diversa (ÖZACAR; ŞENGİL, 2003). Por não ser apenas de um tipo, sua complexidade e o fato de ser extraído de diferentes locais da planta e de diferentes espécies dificulta a determinação de sua estrutura química exata. Os diversos estudos já realizados utilizando o tanino como coagulante confirmam que a sua eficiência depende principalmente da estrutura química dos mesmos e o grau de modificação que ele sofre em sua extração (HAMEED et al., 2016; ÖZACAR; ŞENGİL, 2003).

Há diversos estudos demonstrando a eficiência do tanino como coagulante. Özacar e Şengil (2003) por exemplo, verificaram que pequenas quantidades de tanino adsorvido afetaram fortemente a carga da superfície de partículas de argila, e utilizando-o como aditivo ao Sulfato de Alumínio, obtiveram 99,3% de remoção de turbidez. Sánchez-Martín, González-Velasco e Beltrán-Heredia (2010) obtiveram taxas de remoção maiores com o uso de tanino do que com Sulfato de Alumínio. Em outro trabalho, os autores também obtiveram remoção de aproximadamente 99% da turbidez da água testada (SÁNCHEZ-MARTÍN; GONZÁLEZ-VELASCO; BELTRÁN-HEREDIA, 2009).

Esse trabalho tem como objetivo a geração do diagrama de coagulação para o Tanino na remoção de cor aparente da água, assim como a análise dedicada de imagem da evolução de distribuição de tamanho das partículas (DTP) durante a floculação. Será também avaliada a morfologia dos flocos formados como diâmetro médio, diâmetro fractal e força. Também serão analisados todos esses parâmetros para testes com a adição de um período de quebra e refloculação com diferentes intensidades de quebra.

METODOLOGIA

Diagrama de coagulação

Em todas as etapas do estudo a água utilizada foi sintética, com o uso de água destilada e adição de cor. Inicialmente foi preparada uma água matriz de cor através da extração de solução de ácido Húmico pela adição de base (hidróxido de Sódio) à mesma, a fim de solubilizar o ácido e conferir cor à solução. Essa solução matriz foi então utilizada para conferir cor de 50 (± 2) uH a um volume de



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

água, armazenado em uma caixa d'água de 250 litros. No total, foram utilizados aproximadamente 800 litros de água. O coagulante utilizado para os ensaios foi o tanino em sua versão comercial Tanfloc SL, disponibilizado pela Tanac S.A. em forma líquida, diluído em solução 10%.

Para a elaboração do diagrama de coagulação foram feitos ensaios no aparelho de Jarteste segundo a metodologia sugerida por Di Bernardo, Dantas e Voltan (2002), em aparelho da marca Nova Ética modelo 218/6 LDB. Utilizando jarros com capacidade para 2 litros de água, foram realizados experimentos com pH de coagulação entre 4 a 9, variando em intervalos de 0,5, com a adição de ácido (HCl) e base (NaOH). Os pHs de cada amostra foram aferidos com um pHmetro modelo HI 8314 da marca *HANNA Instruments*.

As dosagens de coagulante testadas variaram de 25 a 300 ppm de Tanfloc SL, em intervalos de 12,5 ppm. Assim, verificou-se a cor aparente remanescente da água em cada um dos jarros após 84, 168, 420 e 840 segundos (referentes a velocidades de sedimentação de 5, 2,5, 1 e 0,5 cm/min, respectivamente). A fase de mistura rápida dos controladores de pH e coagulante foi realizada a um gradiente de velocidade de 800 s^{-1} , por um período de 10 segundos, e o período de floculação teve duração de 20 minutos, com gradiente de velocidade de 20 s^{-1} . A cor aparente das amostras coletadas foi medida pelo espectrofotômetro DR 5000 da *Hach*.

Os dados obtidos foram então inseridos no *software Surfer 10*, onde foi construída uma malha de discretização para a geração dos diagramas de coagulação para as velocidades de sedimentação selecionadas.

Técnica dedicada de imagem

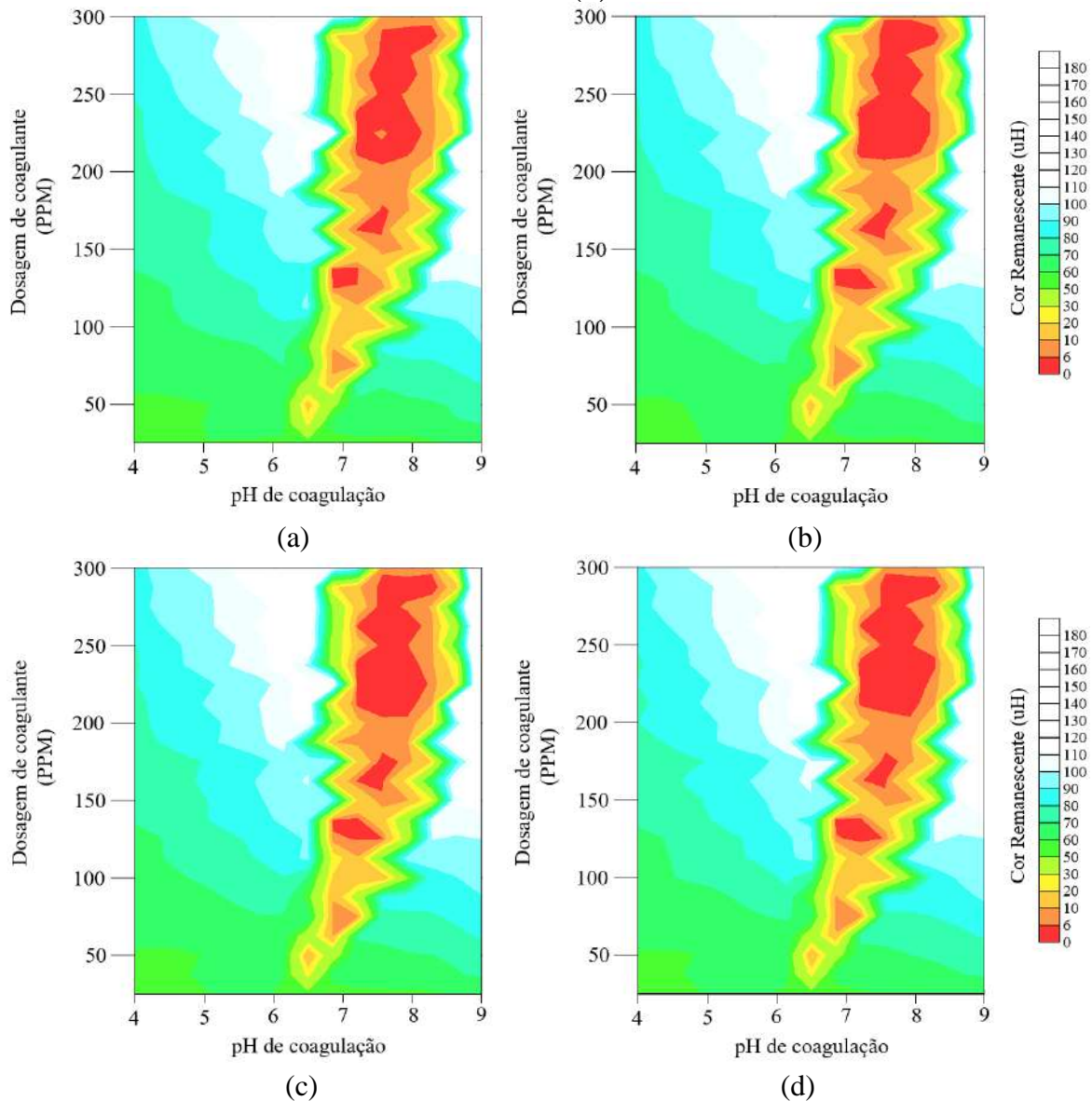
Essa etapa da pesquisa será desenvolvida nos próximos meses. Para as análises que utilizam técnica dedicada de imagem, serão selecionados alguns pares de dosagem e pH, estabelecidos no experimento anterior, em que há boa formação de flocos e consequente remoção satisfatória de cor aparente remanescente na amostra. Novos experimentos de Jarteste serão então realizados, dessa vez com a adição de um plano de luz, paralelo à uma das faces do jarro, e, com uma câmera *Nikon D5500* com resolução de 20 megapixels, serão capturadas imagens dos flocos que estiverem no plano de luz criado, de forma a ser possível determinar suas dimensões. Essas imagens serão capturadas nos tempos 0,5, 1, 2, 5, 10 e 20 minutos do período de floculação, de forma verificar a evolução desses parâmetros ao longo do tempo, de acordo com a metodologia realizada por Oliveira (2018).

Então, novamente será realizado esse experimento, dessa vez com a adição de um período curto em que a água, após a fase de floculação, será submetida novamente a um gradiente alto de velocidade por 5 segundos, de forma a quebrar os flocos formados, e um subsequente período de refloculação com os mesmos parâmetros iniciais de gradiente de velocidade e tempo de floculação. Novamente serão capturadas imagens ao longo do período de refloculação a fim de determinar os novos parâmetros físicos referentes a essa situação. Além da captura de imagens, será também verificada a cor aparente nos mesmos tempos de sedimentação do ensaio anterior. Esse processo será realizado para quatro diferentes gradientes de velocidade de quebra (50, 100, 150 e 800 s^{-1}), para a verificação da diferença entre os mecanismos de floculação em cada caso. As imagens obtidas serão cortadas pelo *software JPEGcrops* e analisadas e processadas com o auxílio do *software ImageJ*.

RESULTADOS PRELIMINARES E DISCUSSÕES

Os diagramas de coagulação para o Tanino obtidos pelos experimentos realizados podem ser vistos na Figura 1.

Figura 1 – Diagrama de coagulação do Tanino para as velocidades de 5 (a), 2,5 (b), 1 (c) e 0,5 cm/min (d)



É possível observar que houve remoção de até 94% de cor aparente no ponto ótimo da curva, e que foi possível obter reduções iguais ou superiores a 90% em diversas dosagens. Foi também verificado que a faixa de pH em que há coagulação é diferente, para diferentes dosagens, sendo ela maior para dosagens mais altas, e tendendo a um pH mais básico com o aumento da concentração de coagulante.

Além disso, verifica-se que a cor aparente remanescente não sofre grandes alterações para as diferentes velocidades de sedimentação, indicando que os flocos formados possuem, em sua maioria, velocidade maior do que 5 cm/minuto. Esse fato pode ser observado inclusive em pontos da curva em que há floculação insatisfatória (alta cor remanescente). Isso indica que, com o uso do Tanino, seria possível reduzir o tempo de decantação utilizado em um projeto de ETA.

Portanto, esse coagulante pode se tornar uma alternativa viável e mais segura ao uso de Sulfato de Alumínio ou Cloreto de Ferro, que podem levar ao aumento da concentração de Alumínio e Ferro



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

na água, respectivamente (POLENENI et al., 2019). Isso se mostra necessário devido a estudos recentes que indicam que esses elementos podem causar problemas de saúde no ser humano se ingerido em grandes quantidades ou por longos períodos de tempo.

Deve-se observar, no entanto, que o tanino é um coagulante com cor elevada. Por isso, nos pontos em que há pouca ou nenhuma floculação, a remoção de cor pode se tornar negativa, podendo chegar a valores como -280% de remoção (cor final quase quatro vezes maior do que a inicial) para as maiores dosagens analisadas. Portanto, torna-se imprescindível a realização de testes na água a ser tratada, de forma a garantir a remoção das partículas adicionadas à água bruta, além daquelas já presentes.

RESULTADOS ESPERADOS

O processo de coagulação do tanino é de mais difícil compreensão devido ao fato de que ele não possui uma só estrutura química, mas se trata de um grupo de diferentes substâncias, tendo em comum a presença de grupos fenólicos em sua composição. Portanto, sua estrutura química exata é de difícil determinação, variando de acordo com a sua origem. Desta forma, faz-se necessária a verificação em laboratório de todos os parâmetros da coagulação.

Nessa próxima etapa do estudo, a análise de imagem dos flocos formados deve trazer importantes informações quanto às características dos flocos formados pelo uso do Tanino como coagulante. Sabe-se que o tipo de floco formado por diferentes agentes coagulantes tem diferentes propriedades, e que o seu tamanho e densidade estão diretamente relacionados à remoção das partículas suspensas e dissolvidas na água bruta.

A DTP, assim como a quebra e refloculação das partículas poderão servir como indicativos de quais propriedades químicas e físicas estão mais intimamente envolvidas no processo de coagulação do tanino. Além disso a capacidade de refloculação das partículas pode trazer dados importantes quanto a parâmetros de segurança para o processo de tratamento de água, devido à possibilidade de existência de pontos em uma estação em que a água coagulada pode ser submetida a maiores gradientes de velocidade, podendo levar a remoção insatisfatória dos sólidos e consequentes problemas nas etapas subsequentes do tratamento.

Se for verificado que os flocos quebrados ainda possuem alta decantabilidade, ou que eles são capazes de rápida regeneração, o processo de tratamento pode ser considerado mais resistente a problemas físicos na etapa de tratamento. Já com as análises do diâmetro fractal, de maneira gráfica, será possível determinar a compactidade dos flocos formados. Uma maior dimensão fractal indica estrutura mais densa e circular, enquanto uma pequena dimensão representa flocos mais porosos e disformes.

REFERÊNCIAS

ABNT. NBR 12216: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro. 1992.

BELTRÁN-HEREDIA, J.; SÁNCHEZ-MARTÍN, J.; GÓMEZ-MUÑOZ, M. C. New coagulant agents from tannin extracts: Preliminary optimisation studies. **Chemical Engineering Journal**, [s.l.], v. 162, n. 3, p.1019-1025, 1 set. 2010. Elsevier BV. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S138589471000611X?via%3Dihub>. Acesso em: 17 set. 2019.

DI BERNARDO, L. DANTAS, A. D. B., VOLTAN, P. E. N. **Ensaio de tratabilidade de água e dos resíduos gerados em estações de tratamento de água**. São Carlos: RiMa, 2002.

HAMEED, Y. T. et al. A tannin-based agent for coagulation and flocculation of municipal wastewater: Chemical composition, performance assessment compared to Polyaluminum chloride, and application in a pilot plant. **Journal Of Environmental Management**, [s.l.], v. 184, p.494-503, dez. 2016. Elsevier BV. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0301479716308179?via%3Dihub>. Acesso em: 18 set. 2019.

KLUMB, A. K.; FARIA, O. L. V. Produção de coagulante vegetal catiônico a partir de cascas de Eucalipto (*Eucalyptus Tereticornis*). **Vetor**, Rio Grande, v. 22, n. 1, p.71-80, maio 2012. Disponível em: <http://repositorio.furg.br/handle/1/4244>. Acesso em: 20 set. 2019.

MCLACHLAN, D. R. C.. Aluminium and the risk of Alzheimer's Disease. **Environmetrics**, [s.l.], v. 6, n. 3, p.233-275, maio 1995. Disponível em: <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/env.3170060303>. Acesso em: 05 jun. 2019.

OLIVEIRA, A. S. **Avaliação da morfologia e da distribuição de tamanho de partículas para pontos distintos do diagrama de coagulação/floculação**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2018.

ÖZACAR, M.; ŞENGİL, İ. A.. Evaluation of tannin biopolymer as a coagulant aid for coagulation of colloidal particles. **Colloids And Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects**, [s.l.], v. 229, n. 1-3, p.85-96, nov. 2003. Elsevier BV. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S092777570300462X?via%3Dihub>. Acesso em: 20 set. 2019.

PÁDUA, V. L. de. Introdução ao tratamento de água. In: HELLER, Léo; PÁDUA, Valter Lúcio de (Org.). **Abastecimento de água para consumo humano**. 2. ed. Belo Horizonte: UFMG, 2010. Cap. 12. p. 531-583.

POLENENI, S. R. et al. Enhanced Flocculation Using Drinking Water Treatment Plant Sedimentation Residual Solids. **Water**, [s.l.], v. 11, n. 9, p.1821-1831, 31 ago. 2019. Disponível em: <https://www.mdpi.com/2073-4441/11/9/1821>. Acesso em: 19 set. 2019.

SÁNCHEZ-MARTÍN, J.; GONZÁLEZ-VELASCO, M.; BELTRÁN-HEREDIA, J. Acacia mearnsii de Wild Tannin-Based Flocculant in Surface Water Treatment. **Journal Of Wood Chemistry And Technology**, [s.l.], v. 29, n. 2, p.119-135, 8 maio 2009. Informa UK Limited. Disponível em: <https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/02773810902796146>. Acesso em: 20 set. 2019.

SÁNCHEZ-MARTÍN, J.; GONZÁLEZ-VELASCO, M.; BELTRÁN-HEREDIA, J. Surface water treatment with tannin-based coagulants from Quebracho (*Schinopsis balansae*). **Chemical Engineering Journal**, [s.l.], v. 165, n. 3, p.851-858, dez. 2010. Elsevier BV. Disponível em: <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1385894710009502?via%3Dihub>. Acesso em: 20 set. 2019.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

SMITH, L. S.. Public health role, Aluminium and Alzheimer's disease. **Environmetrics**, [s.l], v. 6, n. 3, p.277-286, maio 1995. Disponível em:
<https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/env.3170060304>. Acesso em: 05 jun. 2019.



UTILIZAÇÃO DE LODO GRANULAR AERÓBIO PARA REMOÇÃO DE NUTRIENTES DE EFLUENTES DE LATICÍNIO

Marcilene Bernardo Silva¹; Ismarley Lage Horta Morais²

RESUMO

O tratamento biológico de efluentes utilizando o sistema de lodos ativados é um dos mais utilizados do mundo sempre que necessário uma alta qualidade do efluente tratado. Contudo, esse sistema requer um alto gasto energético, emprego de alta tecnologia e produz uma grande quantidade de lodo. Diante da necessidade de aperfeiçoar esse tipo de tratamento, pesquisas recentes apontam para um tratamento biológico que pode apresentar maior eficiência de remoção de matéria orgânica e nutrientes, maior economia de energia e área de instalação que o sistema lodos ativados tradicional. Trata-se do sistema de tratamento de efluentes utilizando lodo granular aeróbio. Neste trabalho será apresentado um projeto de pesquisa que tem como objetivo avaliar a remoção de nutrientes e matéria orgânica de um efluente de laticínio com a utilização de lodo granular aeróbio em um reator sequencial por bateladas.

PALAVRAS-CHAVE: lodo granular aeróbio, lodo floculento, tratamento de efluentes.

INTRODUÇÃO

A interação entre o homem e o meio ambiente vem causando um grande desequilíbrio nos ciclos naturais. Estima-se que desde a revolução industrial iniciada na segunda metade do século XVIII na Inglaterra, os recursos naturais começaram a sofrer grandes alterações para atender determinadas atividades sejam econômicas ou para subsistência (GONZÁLEZ-VAL; PUEYO, 2018; SARAIVA et al, 2009). Entretanto, no século XX iniciou-se um aumento significativo da preocupação com a preservação do meio ambiente mediante a percepção dos vários problemas ambientais causados pela ação antrópica. Nos dias atuais, apesar das recentes tragédias ambientais, é possível presenciar inúmeras políticas voltadas a preservação dos recursos naturais, o desenvolvimento sustentável é um tema recorrente em conferências e congressos mas ainda esbarra em várias questões, principalmente nas econômicas (CAMARGO, 2002).

Quando se fala na utilização de recursos naturais o setor industrial é um dos setores econômicos que mais os utilizam, sendo a água um dos mais utilizados, podendo estar presente em toda a escala produtiva de uma indústria (WILLET et al., 2019). Diante disso, é necessário que sua utilização seja feita de maneira consciente e que sejam aperfeiçoados os tratamentos de águas residuárias para que sua reutilização seja possível. Entre os tratamentos existentes, o biológico é um dos mais utilizados. Ele consiste na decomposição da matéria orgânica com o auxílio de microrganismos (VON SPERLING, 1997). E entre os tratamentos biológicos, o sistema de lodos ativados é um dos mais empregados no mundo em efluentes industriais ou domésticos, devido a sua grande eficiência na remoção de matéria orgânica e nutrientes (VASHI, IORHEMEN, TAY, 2018; WEI et al., 2003).

O sistema de lodos ativados consiste basicamente na utilização de um tanque de aeração onde ocorre a estabilização biológica da matéria orgânica, um decantador secundário onde ocorrerá a sedimentação (dissociação do efluente tratado e os sólidos suspensos) e uma linha de retorno de parte do lodo decantado para o reator, o que possibilita uma maior concentração de microrganismos no tanque de aeração aumentando a idade do lodo e mantendo no mesmo processo microrganismos de crescimento rápido e lento (HENZE et al, 1997; METCALF & EDDY, 2013; MORAIS, 2011). Uma

¹ Mestranda em Engenharia Civil (FECIV/UFU), (marcilenebernardosilva@gmail.com)

² Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (FECIV/UFU), (ismarley@ufu.br)

das grandes vantagens do emprego do processo de lodos ativados está na sua capacidade de tratar grandes volumes de efluente e ser uma instalação compacta, não necessitando de áreas extensas para sua instalação quando comparado com outros tipos de tratamentos. Porém, ainda é um processo que requer um alto gasto energético, emprego de alta tecnologia e que possui uma grande produção de lodo (WEI et al., 2003).

De acordo com Jenkins, Richard e Daigger (2004), os flocos de um sistema de lodos ativados, possuem uma vasta variedade na dimensão de suas partículas e são formados por microrganismos (bactérias, fungos, protozoários e metazoários), compostos biológicos e não biológicos (partículas inorgânicas). A estrutura dos flocos de lodos ativados podem ser divididas em duas partes, microestrutura que são as bactérias formadoras de flocos e macroestrutura que são as bactérias filamentosas. Para que ocorra um funcionamento ideal do sistema de lodos ativados é necessário que o crescimento dessas bactérias esteja em equilíbrio para que os flocos estejam bem formados e não apresentem anomalias durante o processo de tratamento. Quando um sistema de lodos ativados apresenta um aumento de concentração de bactérias filamentosas, ocorre o fenômeno conhecido como *bulking filamentoso* ou intumescimento que interfere diretamente na sedimentação, espessamento e concentração do lodo, ao invés do lodo decantar no decantador secundário, ele flutua (JENKINS, RICHARD, DAIGGER, 2004; MORAIS, 2011). Em contrapartida a baixa presença de microrganismos filamentosos faz com o que floco se torne fraco e seja extremamente susceptível a ruptura durante o processo do tratamento do efluente. Essa mudança que pode ocorrer na comunidade bacteriana do reator de lodos ativados, mostra que o processo é sensível a alguns fatores externos dentre eles pode-se citar que a variação da natureza do efluente pode ocasionar uma má qualidade no efluente tratado (FORNEY et al., 2001; MADONI et al., 1996).

Pesquisas recentes apontam para um tipo de tratamento biológico com bastante eficiência de remoção de matéria orgânica e de nutrientes que pode apresentar mais resistência a toxicidade de efluentes que o lodos ativados e que ainda pode gerar economia de energia e área necessária para a instalação da estação de tratamento de esgoto, trata-se de um sistema utilizando lodo granular aeróbio (ADAV, et al 2008).

Segundo Lettinga et al (1980), o início dos estudos envolvendo a formação de grânulos nos sistemas de tratamentos de efluentes teve início na Holanda envolvendo reatores anaeróbios de fluxo ascendente e manta de lodo, comumente denominados UASB, devido à abreviação do nome em inglês. Mas logo foi pensado em realizar o processo de lodo granular em reatores aeróbios porque os reatores anaeróbios demoravam muito para entrarem em operação devido ao período de partida do reator (CHERNICHARO, 1997; LETTINGA et al, 1980). Um dos primeiros relatos sobre o estudo de formação de lodo granular aeróbio foi em 1991, por Mishima e Nakamura. Nesse estudo, foi realizado um experimento para tratamento de um efluente doméstico em um reator onde foi possível observar a formação de grânulos 03 semanas após o início do experimento (MISHIMA; NAKAMURA, 1991). No início dos anos 2000, houve um aumento considerável nas pesquisas envolvendo lodo granular aeróbio e em 2004, aconteceu na Alemanha o primeiro workshop sobre o assunto (DE KREUK; KISHIDA; VAN LOOSDRECHT, 2007).

De acordo com Pires (2017), o lodo granular pode ser entendido como um agregado microbiano composto por inúmeras espécies de bactérias onde cada uma tem uma função pré-estabelecida no tratamento de águas residuárias. Quando compara-se os grânulos aeróbios com os flocos do sistema de lodos ativados temos que o lodo granular aeróbio apresenta uma estrutura regular, densa e forte e com boa sedimentabilidade (LIU; TAY, 2004).

O lodo granular aeróbio pode ser formado à partir lodo floculento utilizado no sistema de lodos ativados, essa formação pode demorar semanas e é vital para o processo funcionar de maneira adequada (IVANOV et al., 2006). Durante a formação dos grânulos, alguns fatores podem interferir como: tipo de substrato, carga orgânica, forças de cisalhamento, velocidade de sedimentação e,



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

sobretudo, as culturas microbianas presentes no ambiente (MORAIS, 2011). Os grânulos do lodo podem ser obtidos através da seleção de culturas microbianas específicas. Esse tipo de arranjo pode ser vantajoso ao sistema pois pode reduzir o tempo de formação dos grânulos e pode ajudar a criar grânulos mais adequados devido a seleção das culturas microbianas (IVANOV et al., 2006). A estrutura dos grânulos é compacta e quando se trata de resistência à transferência de massa de oxigênio, temos que o lodo granular é maior que o lodo flocculento (WAGNER; COSTA, 2015). Logo, existe uma limitação da difusão de oxigênio dentro do grânulo, e essa limitação permite a existência simultânea de zonas aeróbias, anóxicas e anaeróbias que criam um ambiente favorável à bactérias aeróbias e facultativas que permitem a remoção conjunta de carbono, nitrogênio e fósforo (LIU; TAY, 2006).

É importante destacar que a remoção de nutrientes realizada pelo lodo granular aeróbio, funciona de forma semelhante ao sistema de lodos ativados mas não é necessário usar diversos reatores e sim a criação de diferentes zonas no interior do próprio grânulo e um único reator sequencial por bateladas por exemplo (DE KREUK; VAN LOOSDRECHT, 2006). Os reatores sequenciais por bateladas (RBS), consistem em um ou mais tanques que funcionam através de mistura completa operando através de ciclos pré-determinados. A massa biológica permanece no reator durante toda a operação dos ciclos não sendo necessário a utilização de decantadores separados ou a presença da linha de recirculação de lodo, o tempo de realização de cada ciclo vai depender da vazão afluente, das obrigações do tratamento, da natureza do esgoto e da massa biológica do sistema (VON SPERLING, 2002).

O presente trabalho mostrará como será desenvolvido o tema de uma dissertação de mestrado cujo o tema é a eficiência de remoção de matéria orgânica e nutrientes (nitrogênio e fósforo) de um efluente de uma indústria de laticínios através da utilização de lodo granular aeróbio em um reator em escala de bancada. De acordo com Wang e Serventi (2019), esse tipo de indústria possui uma produção bem diversificada e isso acaba gerando efluentes com diferentes composições. É possível encontrar altas concentrações de carboidratos, lipídios, proteínas, fósforo e nitratos o que acaba gerando um alto valor de demanda biológica de oxigênio (DBO) e de demanda química de oxigênio (DQO). A limpeza necessária nos equipamentos da produção de leite e derivados também agrega ao efluente detergentes, desinfetantes e lubrificantes de máquinas e pode modificar o pH dependendo da substância utilizada (ANDRADE, 2011; BRITZ, LAMPRECHT, SIGGE, 2008; WANG, SERVENTI, 2019). A dissertação será desenvolvida ao longo dos próximos dois semestres, logo esse trabalho apresenta a forma como será feita a pesquisa, a revisão bibliográfica do tema, bem como os resultados esperados.

METODOLOGIA

Efluente

Os efluentes serão coletados em bombonas plásticas de PEAD em uma indústria de laticínios situada no estado de Minas Gerais. Após a coleta, serão encaminhados para o laboratório de saneamento da Universidade Federal de Uberlândia onde serão caracterizados e preservados sob refrigeração em temperatura inferior a 10°C para preservarem as suas características originais.

Lodo Biológico

O lodo biológico será coletado na linha de recirculação de lodo do sistema de lodos ativados da Estação de Tratamento de Efluentes (ETE) do laticínio onde serão coletados os efluentes. Após a coleta, o lodo será adicionado imediatamente ao reator para início do experimento. O lodo granular será formado em um dos reatores de acordo com procedimento realizado por Morais (2011).

Reator Sequencial por Batelada

Serão montados dois reatores de tubo de PVC com 100 mm de diâmetro em escala de bancada no laboratório de saneamento da Universidade Federal de Uberlândia, sendo que um dos reatores irá operar com o sistema de lodos ativados convencional (lodo floculento) e o outro irá operar com o lodo granular aeróbio. O volume útil de cada tanque será de 6 litros e a razão de troca volumétrica será de 0,5 (volume de efluente/volume total de operação), ou seja, a cada ciclo de tratamento completo serão retirados 3 litros de efluente tratado e acrescentados 3 litros de efluente bruto. Os ciclos de operação do reator terão duração de 12 horas, o que resultará em um tempo de detenção hidráulica (TDH) de 24 horas. A temperatura em cada um dos tanques de aeração será controlada através de aquecedores elétricos e termostatos digitais. O sistema de aeração dos reatores será realizado através de bombas de ar ligadas a difusores do tipo pedra porosa e o oxigênio dissolvido (OD) será mantido sempre acima de 2 mg.L⁻¹.

Caracterização físico-química

Tabela 01 – Método de caracterização físico-química do efluente e do lodo biológico

Parâmetro	Método SMEWW*	Frequência
Alcalinidade total e parcial	2320	Semanal
pH	4500-H ⁺	Diária
Temperatura	2550	Diária
Oxigênio dissolvido	4500-OC	Diária
DQO _{Total}	5220 C	3x/Semana
DQO _{Solúvel}	5220 C	3x/Semana
DBO ₅	5210 B	Semanal
Fósforo	4500-P E	Semanal
Nitrogênio Kjeldahl total (NTK)	4500-N _{ORG}	Semanal
Nitrogênio amoniacal (N-NH ₃)	4500-NH ₃	Semanal
Nitrato	4500-NO ₃ ⁻ C	Semanal
Sólidos suspensos totais (SST) e voláteis (SSV)	2340	3x/Semana

* SMEWW = Standard Methods for the Examination of Water & Wasterwater (APHA, 2017).

Todas as análises serão realizadas no laboratório de saneamento da Universidade Federal de Uberlândia.

RESULTADOS ESPERADOS

Com base nas pesquisas realizadas, espera-se que seja possível a formação de lodo granular aeróbio com grânulos de boa qualidade e resistência em um sistema alimentado com efluente de laticínios e que esses grânulos apresentem alta remoção de matéria orgânica e nutrientes. O objetivo de operar um reator utilizando o sistema de lodos ativados tradicional nas mesmas condições do reator de lodo granular aeróbio é realizar uma análise comparativa entre os dois sistemas de tratamentos.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

REFERÊNCIAS

ADAV, Sunil S, LEE, Duu-Jong, SHOW, Kuan-Yeow, TAY, Joo-Hwa. Aerobic granular sludge: Recent advances. **Biotechnology Advances**, v. 26, n. 5, p. 411–423, 2008. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1016/j.biotechadv.2008.05.002>. Acesso em: 18 set. 2019.

APHA – AMERICAN PUBLIC HEALTH ASSOCIATION, WEF. **Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater**. 23ed., Washington, 2017.

ANDRADE, Laura Hamdan de. **Tratamento de Efluentes de Indústria de Laticínios por duas Configurações de Biorreator com Membranas e Nanofiltração Visando o Reúso**. 2011. 231 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Saneamento, Meio Ambiente e Recursos Hídricos, Meio Ambiente, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2011. Disponível em: <http://www.smarh.eng.ufmg.br/defesas/987M.PDF>. Acesso em: 26 set. 2019.

BRITZ, Trevor J.; LAMPRECHT, Corn; SIGGE, Gunnar O. Dealing with Environmental Issues. **Advanced Dairy Science And Technology**, [s.l.], p.262-293, set. 2008. Blackwell Publishing Ltd. Disponível em: <http://dx.doi.org/10.1002/9780470697634.ch7>. Acesso em 26 set. 2019.

CAMARGO, Ana Luiza de. **As Dimensões E Os Desafios Do Desenvolvimento Sustentável: Concepções, Entraves E Implicações À Sociedade Humana**. p. 198, 2002. Disponível em: <http://repositorio.ufsc.br/bitstream/handle/123456789/82981/182356.pdf?sequence=1>. Acesso em: 04 set. 2019.

CHERNICHARO, Carlos Augusto de Lemos. **Reatores anaeróbios**. 1. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais: Editora UFMG, 1997. 245 p.

DE KREUK, Merle. K.; VAN LOOSDRECHT, Mark. C. Formation of Aerobic Granules with Domestic Sewage. **Journal of Environmental Engineering**, v. 132, n. 6, p. 694–697, 2006. Disponível em: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9372\(2006\)132:6\(694\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9372(2006)132:6(694)). Acesso em 17 set. 2019.

DE KREUK, Merle. K.; KISHIDA, N.; VAN LOOSDRECHT, M. C. M. Aerobic granular sludge - State of the art. **Water Science and Technology**, v. 55, n. 8–9, p. 75–81, 2007. Disponível em: <https://doi.org/10.2166/wst.2007.244>. Acesso em 26 set. 2019.

FORNEY, Larry. J; WENTSO, Liu; GUCKERT, James B.; KUMAGAI, Yoshiharu; NAMKUNG, Eun; NISHIHARA, Tsutomu; LARSON, Robert J. Structure of microbial communities in activated sludge: Potential implications for assessing the biodegradability of chemicals. **Ecotoxicology and Environmental Safety**, v. 49, n. 1, p. 40–53, 2001. Disponível em: <https://doi.org/10.1006/eesa.2001.2034>. Acesso em 18 set. 2019.

GONZÁLEZ-VAL, Rafael; PUEYO, Fernando. Natural Resources, Economic Growth and Geography. **SSRN Electronic Journal**, n. February, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.econmod.2019.02.007>. Acesso em 02 set. 2019.

HENZE, Mogens; HARREMOES, Poul; JANSEN, Jes La Cour; ARVIN, Eric. **Wastewater Treatment: Biological and Chemical Processes**. 2. ed. Berlin: Springer, 1997. 382p.

IVANOV, Volodymyr; WANG, Xiao-Hui; TAY, Stephen Tiong-Lee; TAY, Joo-Hwa. Bioaugmentation and Enhanced Formation of Microbial Granules Used in Aerobic Wastewater Treatment. **Applied Microbiology and Biotechnology**, v. 70, n. 3, p. 374–381, 2006. Disponível em: <https://doi.org/10.1007/s00253-005-0088-5>. Acesso em: 24 set. 2019.

JENKINHS, David; RICHARD, Michael G.; DAIGGER, Glen T. **Manual on the Causes and Control of Activated Sludge Bulking, Foaming, and Other Solids Separation Problems**. 3. ed. Londres: Lewis Publishers, 2004. 194 p.

LETTINGA, G.; VAN VELSEN, A. F. M.; HOBMA, S. W.; ZEEUW, W. de; KLAPWIJK, A. Use of the Upflow Sludge Blanket (USB) Reactor Concept for Biological Wastewater Treatment. **Biotechnology and bioengineering**, v. 22, p. 699–734, 1980.

LIU, Yu; TAY, Joo-Hwa. State of the art of biogranulation technology for wastewater treatment. **Biotechnology Advances**, v. 22, n. 7, p. 533–563, 2004. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.biotechadv.2004.05.001>. Acesso em 23 de set. 2019.

LIU, Yu; TAY, Joo-Hwa. Variable aeration in sequencing batch reactor with aerobic granular sludge. **Journal of Biotechnology**, v. 124, n. 2, p. 338–346, 2006.

MADONI, Paolo; DAVOLI, Donatella; GORBI, Gessica; VESCOVI, Luciano. Toxic Effect of Heavy Metals on the Activated Sludge Protozoan Community. **Water Research**, v. 30, n. 1, p. 135–141, 1996.

METCALF; EDDY. Inc. **Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery**. McGraw-Hill International Editions, 5 ed., New York, 2013.

MISHIMA, K.; NAKAMURA, M. Self-immobilization of aerobic activated sludge - A pilot study of the Aerobic Upflow Sludge Blanket Process in municipal sewage treatment. **Water Science and Technology**, v. 23, n. 4–6, p. 981–990, 1991.

MORAIS, Ismarley Lage Horta. **Tratamento Com Lodo Aeróbio Granular De Efluente De Fábrica De Papel**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Ciência Florestal, Área Tecnologia de Celulose e Papel, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, v. 1, p. 1–72, 2011. Disponível em: <https://www.locus.ufv.br/bitstream/handle/123456789/3058/texto%20completo.pdf?sequence=1&isAllowed=y>. Acesso em: 30 ago. 2019.

PIRES, Danilo Prado. **Desenvolvimento de Biomassa Aeróbia Granular no Tratamento de Esgoto Sanitário em Reatores em Batelada Sequencial com Diferentes Razões de Troca Volumétrica**. 2017. 146 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Mestrado em Engenharia Civil, Área de Saneamento e Ambiente, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2017. Disponível em: http://repositorio.unicamp.br/jspui/bitstream/REPOSIP/331086/1/Pires_DaniloPrado_M.pdf. Acesso em: 23 set. 2019.



I Simpósio de Recursos Hídricos, Hidráulica e Saneamento
Faculdade de Engenharia Civil
Universidade Federal de Uberlândia

SARAIVA, Claudety Barbosa; MENDONÇA, Regina Célia Santos; SANTOS, Adbeel de Lima; PEREIRA, Daniel Arantes. Consumo de Água e Geração de efluentes em uma Indústria de Laticínios. **Revista Instituto de Laticínios "Cândido Tostes"**, Juiz de Fora, v. 64, n. 367/368, p.10-18, 2009. Bimestral. Disponível em: <https://www.revistadoilct.com.br/riict/article/view/75>. Acesso em: 02 set. 2019.

VASHI, Harsh; IORHEMEN, Oliver Terna; TAY, Joo-Hwa. Aerobic granulation: A recent development on the biological treatment of pulp and paper wastewater. **Environmental Technology and Innovation**, v. 9, p. 265–274, 2018. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.eti.2017.12.006>. Acesso em: 07 set. 2019

VON SPERLING, M. **Princípios Básicos do Tratamento de Esgotos**. Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais: Editora UFMG, 1997. 211p.

VON SPERLING, Marcos. **Lodos Ativados**. 1. ed. Belo Horizonte: Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental; Universidade Federal de Minas Gerais: Editora UFMG, 2002. 428 p.

WAGNER, Jamile.; COSTA, Rejane Helena Ribeiro da. Reator em bateladas sequenciais de grânulos aeróbios: estudo da formação dos grânulos e do efeito da duração do ciclo na remoção de carbono, nitrogênio e fósforo de esgoto doméstico. **Engenharia Sanitaria e Ambiental**, v. 20, n. 2, p. 269–278, 2015.

WANG, Yifei.; SERVENTI, Luca. Sustainability of dairy and soy processing: A review on wastewater recycling. **Journal of Cleaner Production**, v. 237, p. 117821, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.117821>. Disponível em: 26 set. 2019.

WEI, Yuansong; VAN HOUTEN, Renze T.; BORGER, Arjan R.; EIKELBOOM, Dick H.; FAN, Yaobo. Minimization of excess sludge production for biological wastewater treatment. **Water Research**, v. 37, n. 18, p. 4453–4467, 2003.

WILLET, Joeri; WETSER, Koen; VREEBURG, Jan; RIJNAARTS, Huub. H. M. Review of methods to assess sustainability of industrial water use. **Water Resources and Industry**, v. 21, n. April, p. 100110, 2019. Disponível em: <https://doi.org/10.1016/j.wri.2019.100110>. Acesso em: 05 set. 2019.