



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

**OPTIMIZAÇÃO DA FLOCULAÇÃO HIDRÁULICA EM
MEIO GRANULAR DE FLUXO ASCENDENTE**

Autora

Nilza Paola Atanásio Rai

Supervisor

Prof. Dr. Eng.º Nelson Pedro Matsinhe

Maputo, Outubro de 2022



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE

FACULDADE DE ENGENHARIA

CURSO DE LICENCIATURA EM ENGENHARIA CIVIL

OPTIMIZAÇÃO DA FLOCULAÇÃO HIDRÁULICA EM MEIO GRANULAR DE FLUXO
ASCENDENTE

Autora

Nilza Paola Atanásio Rai

Supervisor

Prof. Dr. Eng.º Nelson Pedro Matsinhe

Maputo, Outubro de 2022



UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE
FACULDADE DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE ENTREGA DE RELATÓRIO DO TRABALHO DE LICENCIATURA

Declaro que a estudante **Nilza Paola Atanásio Rai** entregou no dia ___ / ___ / 20__ as ___ cópias do relatório do seu Trabalho de Licenciatura com a referência: _____ intitulado: **Optimização da Floculação Hidráulica em Meio Granular de fluxo ascendente.**

Maputo, ___ de _____ de 20__

A Chefe da Secretaria

Dedicatória

*Dedico este trabalho à minha Mãe, ao meu Pai e irmãos,
pelo apoio e incentivo durante o curso.*

Agradecimentos

À Universidade Eduardo Mondlane, Faculdade de Engenharia pela oportunidade de realização da licenciatura em Engenharia Civil e pelo acolhimento por parte dos funcionários e docentes.

Agradecer a Deus pelos pais que tive, que não mediram esforços no que diz respeito à minha formação académica, removendo qualquer obstáculo que se apresentou até o presente momento.

Ao Dr. Nelson Matsinhe, por confiar a mim esta missão, e pelo apoio e orientação na tortuosa, porém, gratificante experiência que foi a sua realização.

À dona Maria das Dores pela atenção prestada durante a realização dos ensaios laboratoriais, e pela companhia, confiança e paciência sem medidas que teve durante o processo. Também agradecer ao Sr. Zucula, ao Firmino e ao Leovigildo por estarem sempre disponíveis a me orientar.

A todos os professores que puderam contribuir transmitindo seus conhecimentos nessa caminhada até a conclusão deste curso, especialmente o Eng^o Dipac Ramniclal com quem tive a oportunidade de compartilhar o laboratório.

Agradecer aos membros da secretaria do departamento de Engenharia Civil pela prontidão em me ajudar a resolver vários problemas que apareceram nesta caminhada, não só para a realização do trabalho de conclusão do curso, mas também em todos os 5 anos do curso.

Aos meus colegas de formação pelo compartilhamento de conhecimentos durante as tarefas desenvolvidas no curso, especialmente ao Hans Dete, à Yara Raviua e ao Irsom Pedro.

A todos os meus amigos e familiares que sempre me apoiaram.

Resumo

Neste trabalho, faz-se um estudo do potencial oferecido pela Floculação Hidráulica em Meio Granular no pré-tratamento de águas para abastecimento e em substituição da floculação mecânica seguida da decantação que é a sequência comum usada no tratamento convencional.

O estudo foi realizado numa instalação piloto do Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da UEM, onde foi realizada uma investigação do uso de um floculador granular de leito simples e fluxo ascendente (pré-filtro) para flocular partículas coloidais presentes na água bruta (turbada sinteticamente) para posterior tratamento num filtro rápido de areia convencional.

O principal objectivo foi o de avaliar a eficiência da floculação hidráulica em meio granular e a filtrabilidade das suspensões floculadas produzidas a partir do floculador em estudo e investigar a interação entre os efeitos da combinação dos parâmetros de controle no processo de floculação como a taxa de filtração, dose coagulante, altura da supernatante e granulometria do meio filtrante.

A pesquisa compreendeu a realização de 8 séries de ensaios com variação da taxa de filtração e dose de coagulante (sulfato de alumínio). A água bruta foi preparada por mistura de água da torneira com argila triturada para obter uma turvação de 98-103 NTU à entrada da coluna de floculação. Em termos de eficiência, a remoção geral da turbidez na instalação piloto foi de 95,1 a 99,7%, onde o floculador granular contribuiu para a remoção de 58,3 a 92,0% da turbidez e o filtro rápido removeu 81,7 a 97,5% da turbidez do efluente vindo do floculador. Conclui-se, assim, que a configuração e condições operacionais escolhidas para o floculador granular proporcionaram condições hidrodinâmicas ideais para a formação de flocos e também para a produção de efluentes adequados para tratamento por filtração rápida, confirmando as potencialidades oferecidas pela floculação hidráulica granular como alternativa de pré-tratamento de águas para abastecimento em substituição da solução convencional baseada na floculação mecânica seguida da decantação.

Palavras-chave – tratamento de água; floculador granular, filtro-floculador; pré-filtro; turvação; filtração.

ÍNDICE

Dedicatória	I
Agradecimentos.....	II
Resumo	III
Lista de Variáveis e Constantes	VII
Lista de Siglas e Acrónimos	VIII
Lista de Fórmulas Químicas	IX
Lista de Figuras	X
Lista de Tabelas	XII
Lista de Quadros	XIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 Contextualização.....	1
1.2 Objectivos	3
1.2.1 Geral.....	3
1.2.2 Específicos.....	3
1.3 Metodologia.....	3
1.4 Limitações da pesquisa.....	4
2. REVISÃO DA LITERATURA	5
2.1 Importância do estudo da Água	5
2.2 Tratamento de Água para consumo Humano	6
2.3 Processos unitários comuns no tratamento de água para consumo.....	9
2.3.1 Coagulação.....	9
2.3.1.1 Dose do coagulante	12
2.3.2 Floculação.....	14
2.3.2.1 Floculação hidráulica em meio granular	14
2.3.3 Sedimentação.....	17
2.3.4 Filtração	18

3. MATERIAIS E MÉTODOS	23
3.1 Instalação piloto	23
3.2 Água bruta.....	26
3.3 Material filtrante.....	27
3.3.1 Floculador granular	27
3.3.2 Filtro rápido	28
3.3.3 Coagulante.....	30
3.1 Procedimentos de ensaio.....	31
3.1.1 Ensaio de <i>Jar test</i>	31
3.1.2 Ensaio de filtração.....	32
3.1.3 Amostragem e teste.....	33
3.1.4 Medições – perdas de carga.....	34
3.1.5 Cálculos	34
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	35
4.1 Desempenho geral	35
4.2 Desempenho do filtro-floculador	37
4.2.1 Influência da Taxa filtração	37
4.2.2 Influência das características do leito granular (diâmetro médio e altura)	39
4.2.2.1 Formação e remoção de partículas/turvação.....	39
4.2.2.2 Perda de carga	41
4.2.3 Influência da camada supernatante	43
4.2.4 Lavagem	48
4.2.5 Impacto sobre a filtração rápida.....	50
4.3 Desempenho do Filtro rápido	50
4.3.1 Remoção de turvação	50
4.3.2 Perda de carga	52
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	54

5.1 Conclusões	54
5.2 Recomendações	59
6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61
ANEXOS	A1.1
ANEXO 1 – Jar test	A1.1
ANEXO 2 – Qualidade do efluente e eficiência de remoção	A2.1
ANEXO 3 – Perda de carga no Filtro rápido	A3.1
ANEXO 4 – Distribuição de pressão com o tempo no Filtro rápido	A4.1
ANEXO 5 – Determinação do caudal da bomba doseadora.....	A5.1
ANEXO 6 – Critérios e normas de qualidade de água de abastecimento para consumo humano.....	A6.1

Lista de Variáveis e Constantes

A_1, A_2, A_3	Pontos de amostragem no floculador granular/Pré-filtro
B_1, B_2, B_3	Pontos de amostragem no Filtro Rápido
CH	Carga hidráulica superficial ($m^3/m^2/h$)
C_i	Concentração de partículas no filtro no tempo i
C_o	Concentração inicial de partículas no filtro
d, d_{10}	Diâmetro efectivo da partícula (m)
d_{60}	Diâmetro da partícula em que 60% das partículas são mais finas
E	Expansão do leito (-)
G	Gradiente de velocidade (s^{-1})
g	Aceleração de gravidade (m/s^2)
G_H	Gradiente de velocidade de alta intensidade (s^{-1})
G_L	Gradiente de velocidade de baixa intensidade (s^{-1})
H_0	Resistência do filtro (m)
$H_{máx}$	Resistência máxima do filtro (m)
I	Gradiente de resistência (m/m)
I_0	Gradiente de resistência inicial (m/m)
K_m	Constante relacionada a perda de carga no filtro granular (-)
L, L_f	Leito do filtro (m)
L_e	Espessura do leito do filtro expandido (m)
M_{mol}	Massa molar (g/mol)
P	Potência dissipada na massa líquida (Nm/s)
p	Porosidade (-)
p_0	Porosidade inicial (-)
p_e	Porosidade do leito expandido (-)
Q	Caudal (m^3/s)
Re	Número de Reynolds (-)
s	Factor de esfericidade (-)
t	Tempo (s)

T	Temperatura (°C)
T_r	Tempo de retenção (s)
U	Coeficiente de uniformidade (-)
V	Volume (m ³)
v_f, T_f	Velocidade/taxa de filtração (m/s)
v_{lav}	Velocidade/taxa de lavagem do filtro (m/s)
Δh	Perda de carga (m)
μ	Viscosidade dinâmica (Ns/m ²)
ν	Viscosidade cinemática (m ² /s)
ρ_a	Massa específica da água (kg/m ³)
ρ_s	Massa específica do material do filtro (kg/m ³)
σ_v	Volume obstruído por sólidos nos poros (-)
Φ	Diâmetro de partículas (m)
ω	Porosidade (-)

Lista de Siglas e Acrónimos

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ETA	Estação de Tratamento de Água
FEUEM	Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane
FR	Filtro Rápido
O&M	Operação e Manutenção
OMS	Organização Mundial da Saúde
PF	Pré-filtro
PVC	Policloreto de Vinila
rpm	Rotações por minuto
RSPDADAR	Regulamento dos Sistemas Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais

Lista de Fórmulas Químicas

$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$	Sulfato de alumínio
$\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}$	Sulfato de alumínio hidratado
Al^{3+}	lão alumínio
CH_4	lão metano
CO_2	Dióxido de carbono
$\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$	Sulfato de ferro III
Fe^{2+}	lão ferroso
Fe^{3+}	lão férrico
FeCl_3	Cloreto de ferro
FeSO_4	Sulfato de ferro II
Mn^{2+}	lão manganoso

Lista de Figuras

Figura 1.1	Instalação piloto em funcionamento.	4
Figura 2.1	Distribuição de água na Terra.....	5
Figura 2.2	Fluxograma das impurezas comuns presentes nas fontes de Água.....	7
Figura 2.3	Principais tecnologias de tratamento de Água para consumo humano.	8
Figura 2.4	Ensaio <i>Jar test</i>	13
Figura 2.5	Turvação residual em função da dose coagulante após o ensaio <i>Jar test</i> . 13	
Figura 2.6	Floculador de chicanas.....	15
Figura 2.7	Decantador de placas paralelas.	18
Figura 2.8	Manto de lodo (<i>floc blanket installation</i>).....	18
Figura 2.9	Progresso da resistência do leito de filtro no tempo	20
Figura 3.1	Esquema da instalação modificada	24
Figura 3.2	Detalhes do Pré-filtro e do Filtro Rápido.....	25
Figura 3.3	Preparação da argila para turvação da água.....	26
Figura 3.4	Preparação do material para o leito do Pré-filtro.	27
Figura 3.5	Colocação da brita na coluna.	28
Figura 3.6	Preparação da areia para o filtro rápido.....	29
Figura 3.7	Curva granulométrica da areia do filtro rápido.	30
Figura 4.1	Variação da eficiência de remoção nas diferentes alturas do filtro-floculador	38
Figura 4.2	Desenvolvimento da perda de carga no pré-filtro com o tempo.....	42
Figura 4.3	Comportamento da turvação na camada supernatante em função da velocidade de ascensão e duração do ensaio (dose óptima).....	43
Figura 4.4	Comportamento da turvação na camada supernatante em função da velocidade de ascensão e duração do ensaio (metade da dose óptima).	44
Figura 4.5	Comparação da eficiência de remoção para os diferentes pontos do floculador.....	46
Figura 4.6	Camada de flocos formada acima do filtro.....	47
Figura 4.7	Esquema do sifão para lavagem do Pré-filtro.....	48
Figura 4.8	Flocos em suspensão após o accionamento da bomba.	49
Figura 4.9	Desenvolvimento da turvação com o tempo no filtro rápido – Taxa de filtração única de 4,0 m/h.	51

Figura 4.10 Desenvolvimento da perda de carga com o tempo no filtro rápido – Taxa de filtração única de 4,0 m/h.....	52
Figura 5.1 Manta de flocos no topo do leito granular nas diferentes séries de ensaio.....	55
Figura A1-1 Determinação da dose óptima – <i>Jar test</i> 1.....	A1.1
Figura A1-2 Determinação da dose óptima – <i>Jar test</i> 2.....	A1.2
Figura A1-3 Determinação da dose óptima – <i>Jar test</i> 3.....	A1.3
Figura A2-1 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF I-1	A2.2
Figura A2-2 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-1	A2.2
Figura A2-3 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF I-2	A2.4
Figura A2-4 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-2	A2.4
Figura A2-5 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF I-3	A2.6
Figura A2-6 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-3	A2.6
Figura A2-7 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF I-4	A2.8
Figura A2-8 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-4	A2.8
Figura A2-9 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF I-5	A2.10
Figura A2-10 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-5	A2.10
Figura A2-11 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF II-1	A2.12
Figura A2-12 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR II-1	A2.12
Figura A2-13 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF II-2	A2.14
Figura A2-14 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR II-2	A2.14

Figura A2-15 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do floculador com o tempo – PF II-3	A2.16
Figura A2-16 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR II-2	A2.16
Figura A3-1 Perda de carga total – FR I-1	A3.1
Figura A3-2 Perda de carga total – FR I-2	A3.1
Figura A3-3 Perda de carga total – FR I-3	A3.2
Figura A3-4 Perda de carga total – FR I-4	A3.2
Figura A3-5 Perda de carga total – FR I-5	A3.3
Figura A3-6 Perda de carga total – FR II-1	A3.3
Figura A3-7 Perda de carga total – FR II-2	A3.4
Figura A3-8 Perda de carga total – FR II-3	A3.4
Figura A4-1 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-2	A4.1
Figura A4-2 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-3	A4.1
Figura A4-3 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-4	A4.2
Figura A4-4 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-5	A4.2
Figura A4-5 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR II-1	A4.3
Figura A4-6 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR II-2	A4.3
Figura A4-7 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR II-3	A4.4
Figura A5-1 Nomograma para determinação do caudal a ser debitado pela bomba doseadora Modelo gamma/4 2001.	A5.1

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 Valores G e t para mistura rápida.....	11
Tabela 2.2 Valores típicos de G e Gt para floculação	14
Tabela 2.3 Parâmetros característicos no projecto de filtros de gravidade.	19
Tabela 3.1 Intervalo dos parâmetros da qualidade da água bruta (artificial) usada nas experiências.	27
Tabela 3.2 Características do leito do Pré-filtro.	28
Tabela 3.3 Distribuição dos grãos de areia pelos peneiros.....	29
Tabela 3.4 Parâmetros de classificação do solo.	30
Tabela 4.1 Resumo dos resultados de remoção da turbidez no Pré-filtro e Filtro Rápido (terceira hora)	36

Tabela 4.2 Gradiente de velocidade e número de Reynolds para as diferentes taxas de filtração.....	40
Tabela A1-1 Resultados do <i>Jar test</i> para água misturada com Argila 1.	A1.1
Tabela A1-2 Resultados do <i>Jar test</i> para água misturada com Argila 2.	A1.2
Tabela A1-3 Resultados do <i>Jar test</i> para água misturada com Argila 3.	A1.3
Tabela A2-1 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-1	A2.1
Tabela A2-2 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-1.....	A2.1
Tabela A2-3 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-2	A2.3
Tabela A2-4 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-2.....	A2.3
Tabela A2-5 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-3	A2.5
Tabela A2-6 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-3.....	A2.5
Tabela A2-7 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-4	A2.7
Tabela A2-8 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-4.....	A2.7
Tabela A2-9 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-5	A2.9
Tabela A2-10 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-5.....	A2.9
Tabela A2-11 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF II-1	A2.11
Tabela A2-12 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR II-1.....	A2.11
Tabela A2-13 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF II-2	A2.13
Tabela A2-14 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR II-2.....	A2.13
Tabela A2-15 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF II-3	A2.15
Tabela A2-16 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – PF II-3.....	A2.15
Tabela A5-1 Parâmetros de entrada na bomba doseadora para cada ensaio.....	A5.2

Lista de Quadros

Quadro 3.1 Parâmetros e fórmulas.....	34
Quadro 5.1 Parâmetros de operação do filtro-floculador	57
Quadro A6-1 Parâmetros essenciais de controle de qualidade de água.....	A6.1

1. INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

A preocupação pela qualidade da água, particularmente a de consumo humano e doméstico, tem resultado numa variedade de tecnologias de tratamento de água que visam a sua purificação, e que têm na filtração o principal estágio de clarificação da água bruta e a desinfecção para eliminação de organismos patogénicos. Dependendo da qualidade da água bruta, a sequência de processos unitários por vezes exige a inclusão de processos de pré-tratamento da água bruta, cuja finalidade é a de reduzir a carga de partículas/sólidos que aflui ao estágio de filtração como medida para garantir o funcionamento adequado destas unidades e, assim, garantir um efluente compatível com os padrões de potabilidade no que se refere à turvação.

Estações de tratamento de água para consumo (ETAs) classificam-se genericamente em dois grandes grupos: (i) ETAs convencionais que têm o estágio de filtração baseado na filtração rápida (nas suas múltiplas formas de concepção) e, (ii) ETAs não-convencionais que têm o estágio de filtração baseado na filtração lenta.

No tratamento convencional, a coagulação/floculação seguida da sedimentação, compreende a sequência de processos unitários que mais se usa para o pré-tratamento da água antes da filtração. A sua finalidade é a de criar condições para que partículas finas da água bruta, geralmente em suspensão coloidal e por conseguinte de difícil remoção devido à estabilidade coloidal que as caracteriza, sejam desestabilizadas, aumentem de tamanho e peso (por agregação) e possam assim ser removidas por processos de sedimentação e/ou filtração. Para além da adição do agente desestabilizador (coagulante), a operação destes processos exige que se estabeleçam condições hidrodinâmicas adequadas a agregação e crescimento em tamanho das partículas desestabilizadas, processo que é conseguido por agitação mecânica ou hidráulica. Neste último caso, é comum o uso de flocladores de chicanas nos quais a perda de carga ao longo das chicanas (perdas por fricção e perdas localizadas) é transformada em energia de agitação (gradiente hidráulico) responsável pelo estabelecimento das condições hidrodinâmicas necessárias.

Nos últimos anos, estudos têm vindo a ser desenvolvidos (Wadi (2010), Thuku (1986) e Saleh (1981)) no campo da filtração em meio poroso e sua utilização para a floculação hidráulica de suspensões destabilizadas num processo designado “*contact flocculation*” ou “floculação em meio granular” devido a ocorrência de floculação de partículas no interior do leito, processo que é resultado da existência de condições hidrodinâmicas (turbulência e dispersão) que propiciam a ocorrência de colisão e agregação das partículas destabilizadas ao longo do percurso da água através do leito. Dependendo da configuração adoptada para o leito filtrante, o processo combina a floculação e remoção dos flocos formados por filtração, aderência e sedimentação na superfície dos grãos, facto que contribui para a redução da pressão e as necessidades de investimento dos processos unitários subsequentes no que diz respeito à remoção de partículas. Embora tenha estas vantagens, o recurso à floculação hidráulica em meio granular não dispensa a fase subsequente de filtração em areia.

No presente trabalho, faz-se um estudo de avaliação do desempenho de uma unidade piloto de floculação hidráulica em meio granular de leito simples na preparação de soluções floculadas adequadas para clarificação através da filtração. A presente pesquisa, que foi realizada no laboratório de Hidráulica da FEUEM, é complementar à uma outra realizada na mesma instalação e com o mesmo propósito, e na altura a unidade piloto foi testada com leito filtrante de 3 camadas de granulometrias diferentes.

Como os processos no tratamento convencional de água são complementares/auxiliares, há uma necessidade de se conhecerem as melhores condições e especificações de cada para garantir a optimização do conjunto numa ETA.

1.2 Objectivos

1.2.1 Geral

Avaliar a eficiência da floculação hidráulica em meio granular e a filtrabilidade das suspensões floculadas produzidas a partir de um floculador granular de leito simples e fluxo ascendente.

1.2.2 Específicos

- Avaliar o efeito da granulometria na agregação e formação de partículas floculadas;
- Avaliar o efeito da variação da taxa de filtração na qualidade das suspensões floculadas e respectiva filtrabilidade;
- Avaliar o efeito da variação da dose coagulante na qualidade das suspensões floculadas e respectiva filtrabilidade;
- Inferir sobre o processo de lavagem face aos condicionalismos impostos pelo modelo de operação adoptado (fluxo ascendente);
- Recomendar sobre a configuração ideal para o desenvolvimento de um protótipo que acomode as demandas operacionais do modelo de floculador hidráulico estudado.

1.3 Metodologia

A pesquisa, cujos resultados são apresentados neste relatório de trabalho de fim de curso, foi do tipo experimental e foi realizada no Laboratório de Hidráulica Sanitária do Departamento de Engenharia Civil da UEM.

Esta pesquisa foi realizada numa instalação piloto concebida para o estudo de processos unitários do tratamento convencional de água para consumo e que comporta um estágio de sedimentação constituída por duas colunas de ensaio concêntricas de 0,44 e 0,66 m de diâmetro, respectivamente, e altura de 2,10 m e duas colunas de filtração rápida por gravidade de diâmetro nominal 0,09 m e altura de 2,0 m.

Para alcançar os objectivos da pesquisa, a coluna interior da unidade de sedimentação foi preenchida com material granular até uma altura de 0,3 m, transformando-a assim num floculador granular (também designado Pré-filtro) de fluxo ascendente, e para o estágio de filtração rápida foi usada apenas uma das duas colunas existentes de filtração. Tanto a coluna de floculação hidráulica quanto a de filtração rápida dispõem de pontos

de amostragem que foram usados para a colheita de amostras de água para posterior determinação da qualidade (turbidez). A coluna de filtração dispõe também de piezômetros que foram usados para leitura de perdas de carga durante o período de filtração.



Figura 1.1 Instalação piloto em funcionamento. Esquerda: floculador hidráulico; direita: filtro de areia.

Para além das modificações descritas anteriormente, foram também realizadas alterações na canalização de alimentação e comunicação entre as colunas de teste usadas nesta pesquisa e também modificação do sistema de injeção de coagulantes que passou a ser realizada na tubagem de entrada do floculador granular.

A metodologia de pesquisa compreendeu também a revisão de literatura visando não só aprofundar os conceitos teóricos sobre a tecnologia estudada, como também fundamentar a abordagem e procedimentos adoptados para conduzir o experimento.

1.4 Limitações da pesquisa

- Falta de piezômetros para a leitura das perdas de carga no floculador hidráulico;
- Tempo curto de ensaio devido a quantidade limitada de água bruta que foi condicionada pelo volume do reservatório de água e potência do agitador mecânico.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1 Importância do estudo da Água

A água é um recurso de grande importância para a vida. Existe uma quantidade enorme, estimada em cerca de 1600 milhões de km³. Poderia parecer que a quantidade de água na Terra fosse ilimitada. Contudo, esta imagem muda bastante quando se considera a possibilidade de utilizar essa água (Hipólito & Vaz, 2017). A Figura 2.1 extraída de Hipólito & Vaz (2017) mostra a distribuição percentual da água existente no Globo terrestre, e conforme se depreende da figura (diagrama à esquerda) mais de 97,5% de toda água existente no globo encontra-se na forma de mares e oceanos (água salgada) sendo que, o volume de água doce (diagrama à direita) representa apenas 2,5% do volume total de água na Terra.

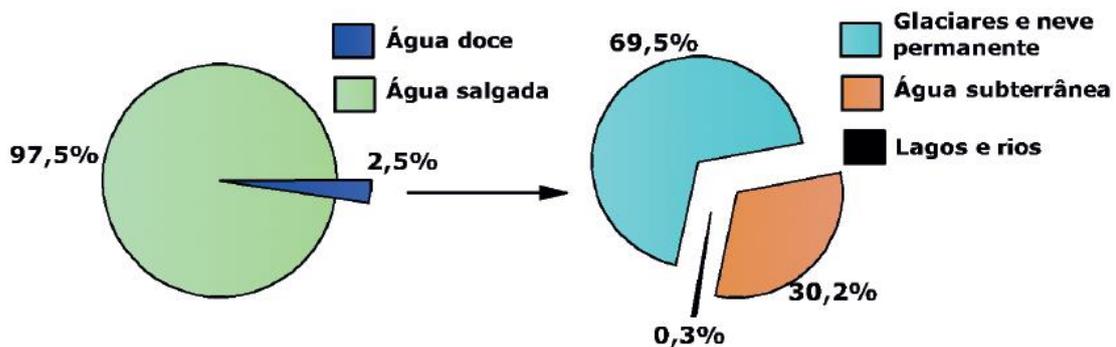


Figura 2.1 Distribuição de água na Terra. Fonte: Hipólito & Vaz (2017)

Da leitura destes gráficos conclui-se que a quantidade de água doce disponível é bastante reduzida, estando a maior parte desta sob forma de glaciares e neve permanente, portanto, não explorável para consumo. Da parcela de água doce explorável para consumo (30,5% do volume total de água doce), mais de 80% encontra-se na forma de aquíferos de grande profundidade (> 800 m de profundidade) o que torna a sua exploração difícil e onerosa, tornando as fontes superficiais (lagos e rios) a melhor opção de captação para consumo à grande escala

As fontes superficiais exigem, no entanto, cuidados antes de se pensar na sua exploração para fins de abastecimento de água uma vez que as mesmas são facilmente poluíveis. A poluição, que afecta a maioria das fontes superficiais em quase todo Mundo, começou por ter origem nos efluentes domésticos das cidades e nos efluentes salinos

de áreas de irrigação. Com o desenvolvimento da industrialização a nível mundial, surgiram novos produtos poluentes como os metais pesados e resíduos petroquímicos, enquanto a agricultura intensiva fez aparecer os fertilizantes, pesticidas e herbicidas com caudais de retorno ricos em nutrientes e potenciais promotores de processos de eutrofização. A intensificação da urbanização provocou por outro lado um enorme aumento das águas residuais domésticas, juntamente com óleos, metais pesados e sedimentos diversos (Hipólito & Vaz, 2017). A necessidade de satisfação de uma demanda sempre crescente de água de boa qualidade para consumo humano, associada à contínua degradação da qualidade das fontes de água principalmente superficiais, dita a necessidade de se criarem formas de adequação da qualidade da água obtida dessas fontes aos critérios de potabilidade (estações de tratamento), tendo em conta a compatibilização dos custos e a viabilidade técnico, operacional e de outra índole, dos processos que compõem o seu tratamento.

2.2 Tratamento de Água para consumo Humano

O tratamento da água tem como principal objectivo a produção de água potável, isto é, água isenta de constituintes indesejáveis que comprometam quer a utilização como a saúde pública, devendo ainda ser fornecida em quantidades adequadas para as necessidades domésticas, comerciais, industriais e de protecção contra incêndios. Assim sendo, é importante, não só, ter água suficiente disponível, mas também com qualidade (FTC, 2018).

Sendo a água um bom solvente, a água pura propriamente dita é quase impossível de se obter. O que é necessário é que, em termos de qualidade, a água fornecida seja segura para os diferentes usos que incluem o consumo na maioria das fases da vida normal, incluindo crianças com mais de seis meses de idade e os mais velhos (NHMRC & NRMMC, 2011). A água fornecida não deve conter concentrações prejudiciais de produtos químicos ou microrganismos patogênicos e, idealmente, deve ser esteticamente agradável em relação à aparência, sabor e odor. Aparência, sabor e odor são indicadores úteis de qualidade porque são geralmente as características pelas quais o público julga a qualidade da água. A segurança da água em termos de saúde pública é determinada pela sua qualidade microbiológica, física, química e radiológica. (NHMRC & NRMMC, 2011).

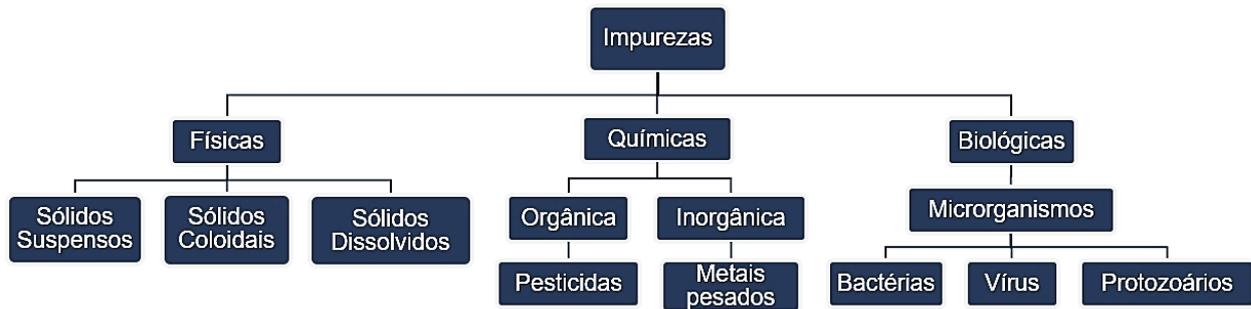


Figura 2.2 Fluxograma das impurezas comuns presentes nas fontes de Água

A água bruta, comumente captada de fontes subterrâneas ou superficiais, apresenta, no geral, qualidade que varia de lugar para lugar e de estação para estação (Mishra & van Breemen, 1987). Assim, para quase todo tipo de água bruta, há sempre necessidade de um tratamento correspondente antes do seu fornecimento para consumo humano (FTC, 2018). O tipo e intensidade de tratamento necessários vai, no entanto, depender da qualidade da água na origem (fonte) e do correspondente desvio em relação aos padrões de potabilidade.

É assim que o tratamento de águas obtidas de fontes subterrâneas envolve muito menos processos unitários ou estágios de tratamento quando comparado ao tratamento de águas de origem superficial. Tal cenário deve-se ao facto de as águas subterrâneas conterem menos impurezas, salvo algumas excepções da presença de minerais dissolvidos como o Ferro ($\text{Fe}^{2+}/\text{Fe}^{3+}$) e/ou Manganês dissolvido (Mn^{2+}) ou gases dissolvidos (CO_2 , CH_4^+), onde a aeração pode ser necessária tanto para remover os gases dissolvidos assim como para auxiliar na remoção de minerais dissolvidos. Por vezes, é adicionado flúor¹, mas, geralmente, a única necessidade de tratamento para águas subterrâneas é a desinfecção (FTC, 2018).

Já o tratamento de água de origem superficial é mais complexo dada a presença de uma maior quantidade de impurezas indesejáveis (sólidos e outro tipo de partículas minerais, minerais dissolvidos, matéria orgânica e, microorganismos). Nestes casos, as estações de tratamento devem comportar processos unitários ou etapas concebidas para remover parcialmente ou em conjunto os diferentes tipos de impurezas previstas, com particular

¹ A fluoretação da água é uma medida efectiva para reduzir a cárie dentária, porém, esta medida gera controvérsias, uma vez que alguns países argumentam que a fluoretação pode causar sérios problemas de saúde quando não é possível ter uma dosagem controlada com precisão, e a medida não é suficientemente eficaz para justificar os custos. No entanto, a fluoretação ainda é usada nos EUA, Reino Unido, Irlanda, Canadá, Austrália e alguns outros países.

ênfase à remoção de sólidos (responsáveis pela turbidez e cor na água), matéria orgânica responsável pela ocorrência de sabor e cheiro na água e microorganismos patogênicos para preservar a saúde pública. Outros processos de natureza química (adição de produtos químicos) podem ser necessários não só para promover a eficiência dos processos concebidos para a remoção de partículas minerais (e.g. coagulação) como também para compatibilizar a qualidade da água tratada com os diferentes usos (e.g. correcção do pH para controlar a dureza e agressividade).

O diagrama a seguir, adaptado de Di Bernardo (2008), mostra o agrupamento das principais tecnologias de tratamento da água para consumo humano.

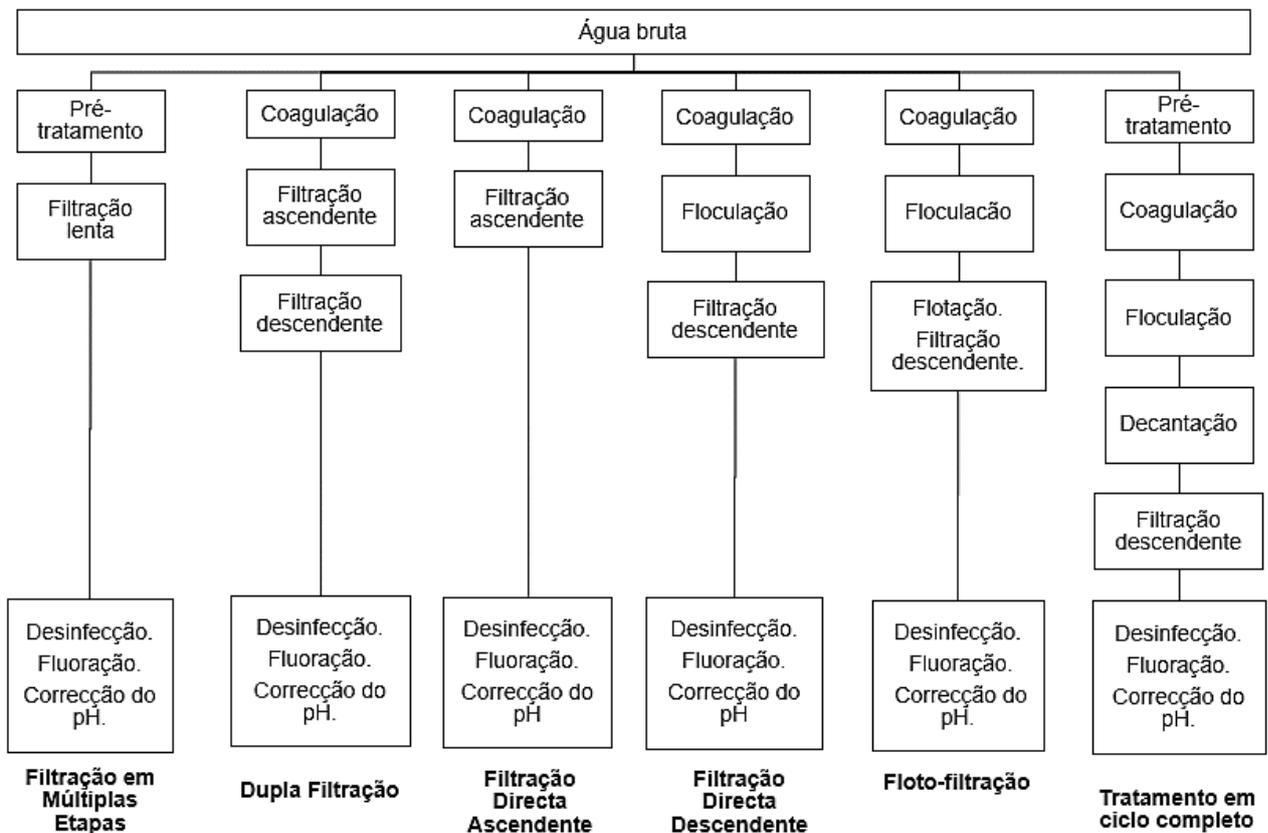


Figura 2.3 Principais tecnologias de tratamento de Água para consumo humano. *Fonte: Di Bernardo (2008)*

Após o tratamento, é importante que durante o transporte, armazenamento e distribuição, a qualidade da água mantenha-se dentro dos padrões estabelecidos. Existem várias Normas e Regulamentos de potabilidade da água potável que têm como base as Normas da Organização Mundial da Saúde (OMS). Em Moçambique, os padrões de potabilidade da água obedecem ao disposto no Diploma Ministerial n.º 180/2004 de 15 de Setembro do Ministério da Saúde e traduzido no Regulamento dos Sistemas

Públicos de Distribuição de Água e de Drenagem de Águas Residuais (RSPDADAR) do Decreto n.º 30/2003 de 1 de Julho. Apresentam-se no ANEXO 6 os principais parâmetros de qualidade de água abordados ao longo deste trabalho.

2.3 Processos unitários comuns no tratamento de água para consumo

Conforme referido anteriormente, para quase todo tipo de água, há sempre necessidade de um tratamento correspondente antes do seu fornecimento para consumo humano. As estações de tratamento de água compreendem assim, uma combinação de diferentes processos unitários que se complementam, e que de forma eficiente e não onerosa, conduzam à um produto final com a qualidade desejada.

Os principais processos adoptados numa ETA são:

- Coagulação;
- Floculação;
- Sedimentação;
- Filtração;
- Desinfecção.

Tirando a desinfecção, estes processos permitem a remoção dos sólidos presentes no meio aquoso que podem ser suspensos ($\Phi > 10^{-6}$ m), coloidais ($10^{-9} < \Phi < 10^{-6}$ m) e dissolvidos ($\Phi < 10^{-9}$ m).

2.3.1 Coagulação

Para remover partículas presentes na água bruta é necessário que estas tenham tamanho ou peso suficiente para que sejam sedimentáveis e/ou filtráveis. Devido ao seu tamanho e peso, materiais como areia sedimentam com facilidade o que favorece a sua remoção da água. Por outro lado, partículas coloidais que são a principal causa de turvação e cor (aparente) na água, não têm tamanho e/ou densidade suficiente para sedimentar ou serem facilmente retidos por filtração e, por esta razão, mantêm-se em suspensão na água.

A maioria das partículas coloidais, como óxidos não metálicos, sulfuretos metálicos, corantes orgânicos, proteínas e argilas, têm geralmente carga negativa, o que lhes atribui

uma certa estabilidade coloidal que é resultado das forças de repulsão electrostática que se estabelecem, o que faz com que as mesmas se repilam mutuamente; algumas excepções, com carga positiva, são amianto e alguns óxidos metálicos (de Brito, et al., 2010). A sua remoção da água exige, portanto, que seja eliminada a estabilidade coloidal que as caracteriza por forma a que possam agregar e crescer em tamanho/peso e dessa forma serem removíveis por sedimentação e/ou filtração.

Numa estação de tratamento, a coagulação é então definida como o processo que tem como finalidade promover a desestabilização dessas partículas coloidais para posterior aglomeração. A forma como essa desestabilização é conseguida compreende a adição de iões metálicos polivalentes (Fe^{3+} ou Al^{3+}) e polímeros orgânicos sintéticos (polielectrólitos). Estes iões resultam da dissolução de sais metálicos como o cloreto de ferro (FeCl_3), o sulfato de ferro (FeSO_4 – sulfato de ferro II e $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$ - sulfato de ferro III) e sulfato de alumínio ($\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$).

Após adição do coagulante, a desestabilização pode ser conseguida por 4 processos:

- i. Compressão da camada dupla – as forças de repulsão electrostáticas diminuem devido à adição de electrólitos (iões trivalentes) em quantidade suficiente para comprimir a camada dupla e favorecer o choque entre partículas. Este método não é praticável no tratamento de água.
- ii. Adsorção e neutralização da carga – iões de sinal contrário aos da carga são adicionados à água e são adsorvidos pela partícula. Esta partícula é neutralizada pela diminuição do potencial de Stern da camada fixa, diminuindo assim as forças de repulsão e promovendo a desestabilização das partículas coloidais.
- iii. Inclusão num precipitado – os iões trivalentes são adicionados à água em quantidade suficiente para hidrolisar completamente, formando uma rede de precipitado nas quais as partículas coloidais são capturadas.
- iv. Adsorção e formação de ponte entre partículas – mecanismo típico de processos de coagulação com recurso aos polímeros sintéticos, há formação de complexos partícula-polímero-partícula.

A coagulação inicia numa unidade de mistura rápida, nas quais a agitação necessária para conseguir a mistura do coagulante com todo o volume de água a tratar é induzida por dispositivos hidráulicos ou mecânicos. Na agitação hidráulica, usam-se geralmente dispositivos como vertedores retangulares e calhas Parshall que utilizam a energia dissipada em forma de perda de carga no fluxo da água, gerando de forma rápida e homogênea a dispersão do agente coagulante na água. Na agitação mecânica usam-se dispositivos como os agitadores mecânicos do tipo turbina. Em ambos casos, a agitação deve ser rápida e homogênea, uma vez que as reações produzidas pela neutralização de cargas e desestabilização dos colóides dispersos na água acontecem instantaneamente.

A eficiência da mistura rápida é baseada na potência transmitida à água, que é medida em termos do gradiente de velocidade G e do tempo de contacto t .

O gradiente de velocidade é dado por:

$$G = \sqrt{\frac{P}{V \cdot \mu}} \quad (2.1)$$

Onde:

P – potência dissipada na massa líquida [$N \cdot m/s$]

V – volume do líquido na câmara de mistura [m^3]

μ – viscosidade dinâmica [$N \cdot s/m^2$]

Valores típicos de gradiente de velocidade para o tratamento de água são resumidos na tabela a seguir:

Tabela 2.1 Valores G e t para mistura rápida (Shammas, 2005)

Tempo de contacto t (s)	Gradiente de velocidade G (s^{-1})
0,5 – 1,0	4000
10 – 20	1000
21 – 30	900
31 – 40	800
41 – 60	700

Quando o gradiente de velocidade é produzido de forma hidráulica, a potência P é dada por:

$$P = \Delta h \cdot \rho_a \cdot g \cdot Q \quad (2.2)$$

Onde:

Δh – perda de carga no floculador [m]

ρ_a – massa volúmica da água [kg/m³]

g – aceleração de gravidade [m/s²]

Q – caudal [m³/s]

Substituindo a equação (2.2) em (2.1) tem-se:

$$G = \sqrt{\frac{\Delta h \cdot g}{T_r \cdot \nu}} \quad (2.3)$$

Onde:

ν – viscosidade cinemática [m²/s]

T_r – tempo de retenção no reactor [s]

O tempo médio de retenção no reactor é obtido da relação:

$$T_r = \frac{V}{Q} \quad (2.4)$$

2.3.1.1 Dose de coagulante

A dosagem (quantidade) de coagulante necessária para realizar a coagulação é função do reagente aplicado e da qualidade da água a tratar (alcalinidade, pH, temperatura e concentração de sólidos). A dosagem óptima é obtida pelo ensaio *Jar test* que relaciona a dose coagulante com a turvação e o pH da água. O objectivo do ensaio é obter a dosagem de coagulante que conduzirá à maior percentagem de remoção de partículas após desestabilização.

O ensaio *Jar test* consiste na adição de diferentes doses de coagulante em vários copos com a mesma amostra de água que se pretende tratar. O resultado do ensaio é a obtenção de uma curva que relaciona, para cada copo de ensaio, a dosagem do coagulante aplicada com a turvação ou o pH da água obtida após sedimentação com a dosagem aplicada.

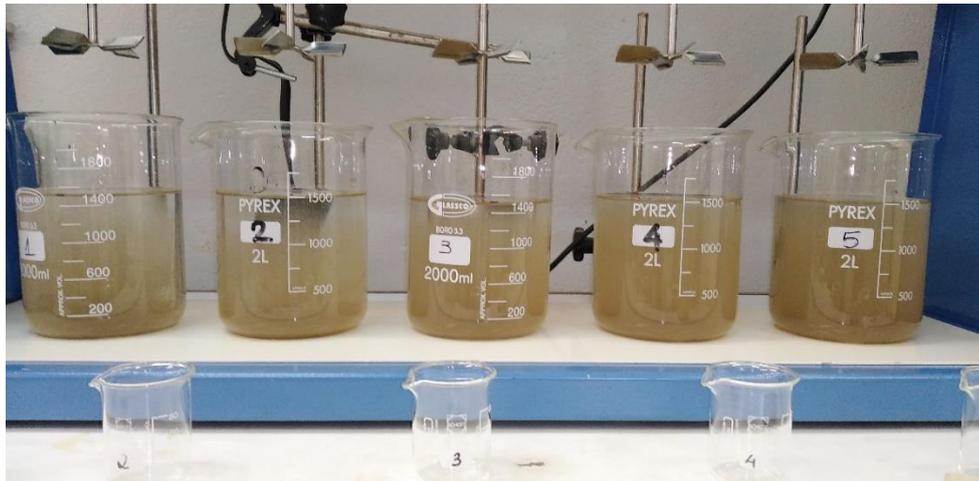


Figura 2.4 Ensaio *Jar test* – Laboratório de Hidráulica Sanitária UEM

Ao modificar as condições do processo (dosagem, pH, tempo de floculação, tempo de sedimentação, energia da agitação para mistura e/ou floculação), as condições ótimas podem ser determinadas.

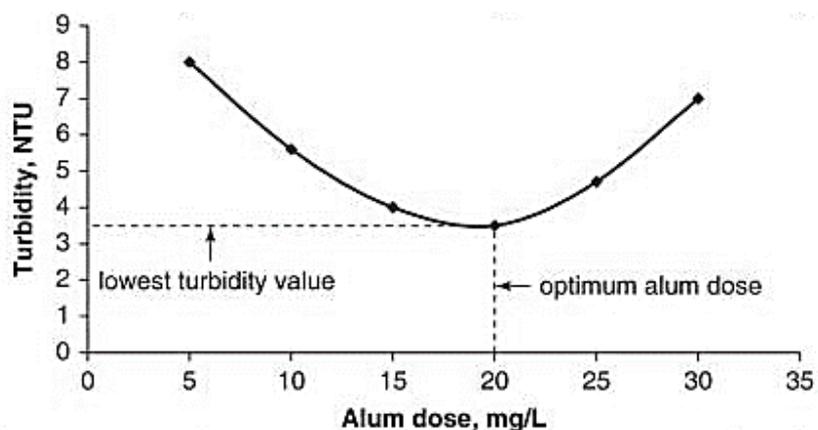


Figura 2.5 Turvação residual em função da dose coagulante após o ensaio *Jar test*.

2.3.2 Floculação

Após a desestabilização, as partículas coloidais estão já em condições de interagir (colidir), agregar e crescer de tamanho/peso. A função da floculação é de otimizar a taxa de contato entre partículas desestabilizadas, aumentando assim sua taxa de colisão e trazendo a fixação e agregação das partículas em flocos maiores e mais densos. Assim, o processo de floculação permite que as partículas coloidais se juntem e formem flocos maiores que são mais passíveis de separação por sedimentação ou filtração (Shammas, 2005).

O processo de agregação é função da duração e da quantidade de energia aplicada (gradiente de velocidade). Tal como na mistura rápida, a energia aplicada para a floculação pode ser comunicada, por meios hidráulicos, mecânicos e/ou pneumáticos, a diferença caracterizando-se pela intensidade da agitação induzida, que, na floculação, deve ser muito menor.

Os parâmetros mais importantes para o dimensionamento da unidade floculadora são, portanto:

- tempo de retenção t
- gradiente de velocidade G

Os valores típicos recomendados para o tratamento de água são resumidos no quadro a seguir:

Tabela 2.2 Valores típicos de G e Gt para floculação (Shammas, 2005)

Tipo de água a tratar	G (s^{-1})	Gt
Turvação baixa, remoção de cor	20-70	60000-200000
Turvação alta, remoção de sólidos	50-150	90000-180000

2.3.2.1 Floculação hidráulica em meio granular

Conforme referido anteriormente, a energia aplicada para a floculação pode ser conseguida por meios hidráulicos, mecânicos e/ou pneumáticos. Na prática comum do tratamento de águas para abastecimento, a floculação hidráulica é geralmente conseguida com recurso a canais ou câmaras de chicanas, nos quais, a perda de carga ao longo das chicanas (perdas por fricção e perdas localizadas) é transformada em

energia de agitação (gradiente hidráulico) responsável pelo estabelecimento das condições hidrodinâmicas necessárias para a ocorrência de agregação das partículas.

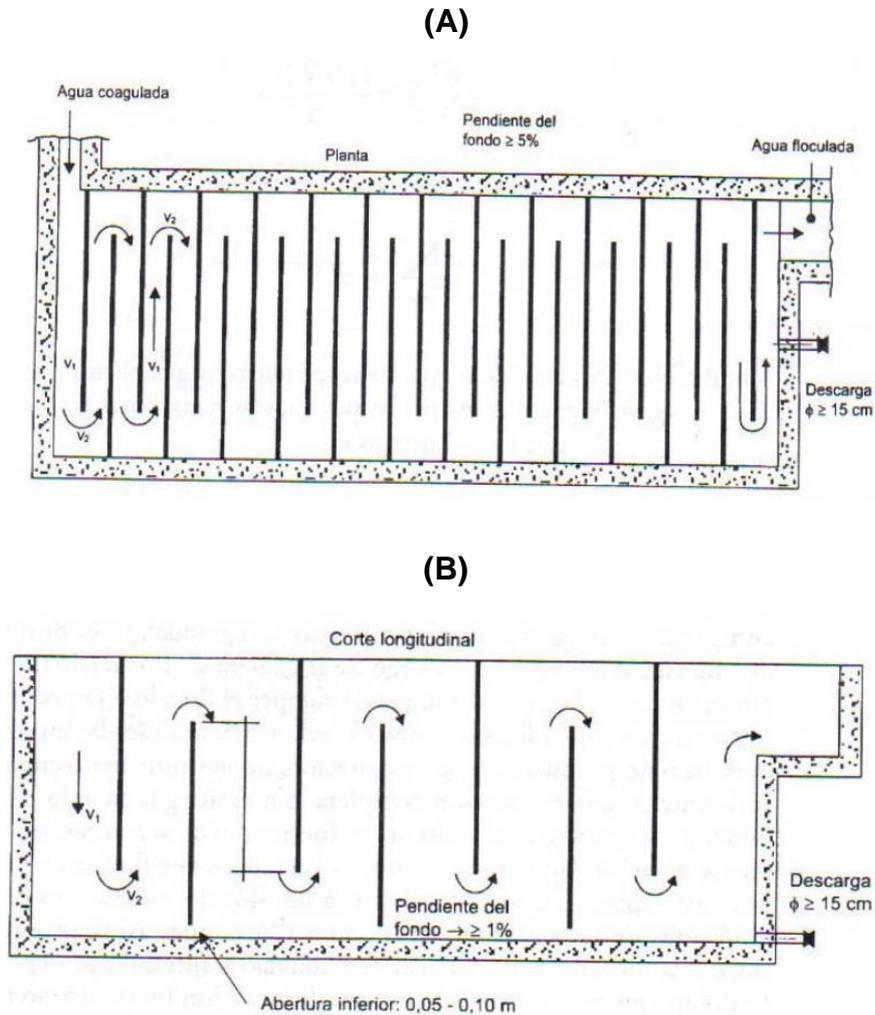


Figura 2.6 Floculador de chicanas. (A): Floculador de chicanas horizontal; (B): Floculador de chicanas vertical.

Em alternativa aos floculadores de chicanas, a floculação hidráulica em meio granular tem vindo a merecer atenção de vários investigadores ((Matsinhe, 2008); (Saleh, 1981); (Wadi, 2010); (Thuku, 1986)) devido às vantagens associadas que resultam do facto de que na mesma unidade é possível conseguir a agregação (floculação) e retenção das partículas.

Quando a floculação é hidráulica em meio granular, o gradiente de velocidade é também obtido pela expressão:

$$G = \sqrt{\frac{\Delta h \cdot g}{T_r \cdot \nu}} \quad (2.5)$$

onde:

Δh – perda de carga no floculador [m]

g – aceleração de gravidade [m/s^2]

ν – viscosidade cinemática [m^2/s]

T_r – tempo de retenção no filtro [s]

O tempo médio de retenção no filtro é obtido da relação:

$$T_r = \frac{L}{v_f} \quad (2.6)$$

Uma vez que o fluxo num leito compacto é baseado num modelo de capilaridade ideal em que este mesmo leito é tratado como um conjunto de tubos capilares, como forma de levar em conta o caminho tortuoso do fluxo pelo leito do filtro L_f , o comprimento efectivo L dos tubos idealizados é relacionado à porosidade ω do filtro e pode ser determinado por (Matsinhe, 2008):

$$L = L_f \cdot \omega \quad (2.7)$$

O tempo de retenção pode então ser calculado pela expressão:

$$T_f = \frac{L_f \cdot \omega}{v_f} \quad (2.8)$$

A perda de carga Δh pode ser obtida pela expressão de Carman-Kozeny que relaciona a perda de carga com as características do meio granular, taxa de filtração e porosidade segundo Polasek & Mutl (2002):

$$\Delta h = \frac{36 \cdot K_m \cdot v_f \cdot \nu \cdot L_f \cdot (1-\omega)^2}{g \cdot s^2 \cdot d^2 \cdot \omega^3} \quad (2.9)$$

Onde:

Δh - perda de carga [m]

K_m – constante, tomada como 5,0 [-]

v_f – velocidade de filtração [m/s]

ν – viscosidade cinemática [m²/s]

s – factor de esfericidade do material do filtro [-]

d – diâmetro efectivo do material [m]

ω – porosidade da camada obstruída [-]

Com o comprimento do leito afectado pela porosidade, o gradiente de velocidade pode ser expresso por:

$$G = \sqrt{\frac{\Delta h \cdot g \cdot v_f}{L_f \cdot \omega \cdot \nu}}$$

(2.10)

2.3.3 Sedimentação

A sedimentação ou decantação é um processo físico caracterizado pela separação de partículas sólidas em suspensão da água, e é um dos mais comuns no tratamento da água. Consiste na utilização das forças gravitacionais para separar partículas de densidade superior à da água, depositando-as em uma superfície ou zona de armazenamento.

A sedimentação pode ser usada para (de Souza, 2007):

- i. Remoção de areia – a areia em excesso, na água, pode provocar erosão, depósitos, entupimentos, danificar bombas e instalações mecânicas – empregam-se tanques denominados “caixas de areia” para essa finalidade.
- ii. Remoção de partículas sedimentáveis sem coagulação – quando se tem uma turbidez muito alta, deve ser feita uma decantação preliminar sem o emprego de coagulante.

- iii. Retenção de flocos após a coagulação – é o caso mais usual nas estações de tratamento.

Exemplos de instalações de decantação são os tanques de sedimentação de fluxo horizontal, os decantadores de placas paralelas e os decantadores de fluxo ascendente com manto de lodos.

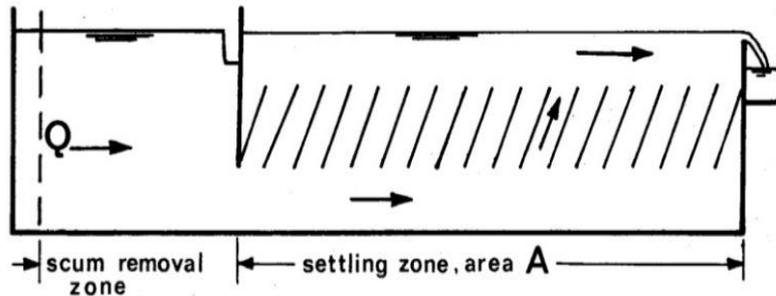


Figura 2.7 Decantador de placas paralelas. (Huisman, 1986)

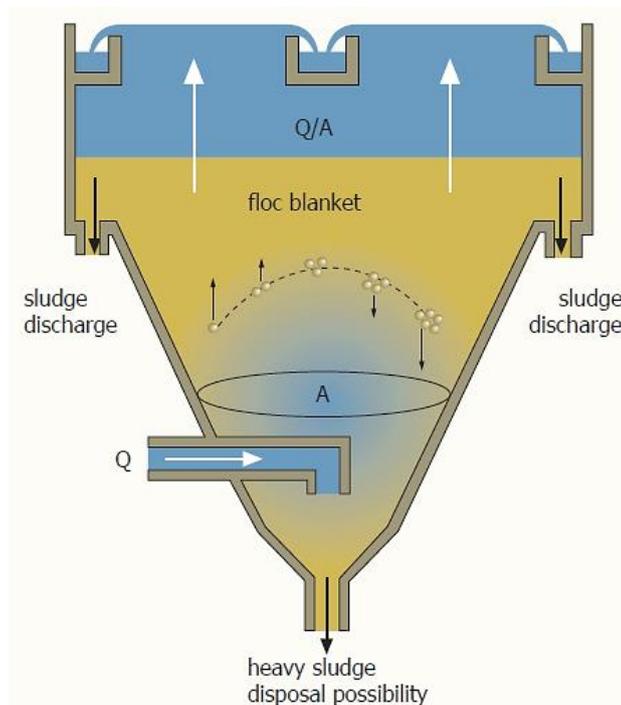


Figura 2.8 Manto de lodo (*floc blanket installation*) (Halem, 2007)

2.3.4 Filtração

A filtração é o processo de purificação, por meio do qual a água a ser tratada passa por um meio poroso. Durante esta passagem, a qualidade da água melhora pela remoção parcial de matéria suspensa e coloidal, pela redução do número de bactérias e outros organismos e por mudanças em seus constituintes químicos (Huisman, 1979).

Segundo de Brito, et al. (2010), os filtros podem ser classificados quanto ao/à:

- Tipo de operação: contínua e intermitente;
- Tipo de leito filtrante: camada simples, multi-camadas e mistos;
- Sentido do fluxo de água durante a filtração: ascendente e descendente;
- Processo de lavagem: retrolavagem (ar, água, ar e água) em filtros rápidos ou remoção de camada biológica (filtros Lentos):
- Taxa de filtração: filtros lentos e filtros rápidos.

Os filtros podem ainda ser de pressão ou de gravidade. A operação de filtração compreende a filtração propriamente dita e a limpeza do filtro. A duração e frequência destas operações depende da configuração adoptada para os filtros, designadamente: o diâmetro do material do leito filtrante, a altura do leito filtrante, da taxa de filtração e da altura da camada de água supernatante. Alguns parâmetros característicos para o projecto de filtros são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 Parâmetros característicos no projecto de filtros de gravidade.

Parâmetro	Valores	
Filtro de gravidade (areia)	lento	rápido
▪ carga hidráulica superficial, CH / (m³m⁻²h⁻¹)	0,1 a 0,3	1,5 a 4,0
▪ profundidade do leito, L / m		
cascalho	0,3	0,5
areia	1,0 a 1,5	0,75
▪ características dos grãos de areia		
tamanho efectivo, d₁₀ / mm	0,15 a 0,35	0,5 a 2,0
coeficiente de uniformidade, U	2 a 3	1,2 a 1,3
▪ tempo de operação	Alguns meses	1 dia
▪ método de lavagem	remoção da camada superficial do leito (1-2 cm)	retrolavagem
<hr/>		
Filtros de pressão		
▪ carga hidráulica superficial, CH / (m³m⁻²h⁻¹)	5 a 15	
▪ tamanho efectivo, d₁₀ / mm	0,35 a 0,95	

Em geral, a operação de filtração (duração) deve ser realizada sob condições que assegurem que a qualidade do efluente se mantenha dentro dos padrões (regra geral Turvação < 5 NTU) e que a perda de carga máxima resultante da sua colmatção devido a retenção de partículas não exceda a resistência máxima permissível, que é função das características do leito e da camada supernatante.

Em filtros por gravidade (filtros rápidos ou lentos) a perda de carga máxima disponível é a diferença entre o nível de água supernatante e a altura de saída da água, menos a resistência inicial do leito e a perda de carga causada no fundo do filtro por tubos e válvulas (ver Figura 2.9) (Halem, 2007).

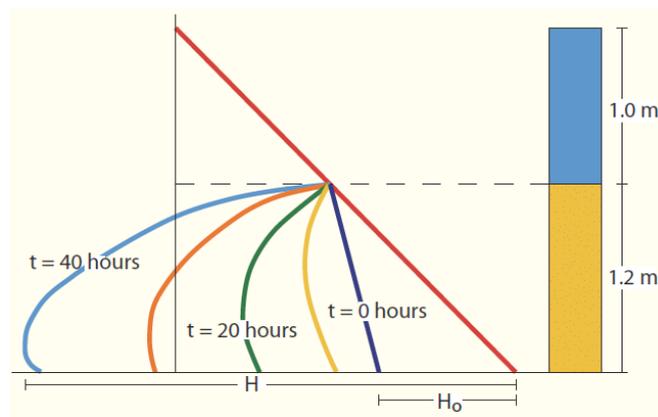


Figura 2.9 Progresso da resistência do leito de filtro no tempo - diagrama de Lindquist. (Halem, 2007)

A perda de carga pode ser calculada ou lida directamente em piezómetros. Para um filtro, a resistência inicial é obtida pela fórmula de Carman-Kozeny:

$$l_0 = \frac{H_0}{L_f} = 180 \cdot \frac{\nu}{g} \cdot \frac{(1 - p_0)^2}{p_0^3} \cdot \frac{v_f}{d^2} \quad (2.11)$$

onde:

H_0 – resistência do filtro [m]

v_f – taxa de filtração [m/s]

L_f – espessura do leito do filtro [m]

ν – viscosidade cinemática [m²/s]

p_0 – porosidade inicial [-]

d – diâmetro efectivo do material do filtro [m]

Esta expressão só é válida quando o escoamento é laminar:

$$Re = \frac{1}{\rho_0} \cdot \frac{v_f \cdot d}{\nu} < 5 \quad (2.12)$$

A partir momento em que filtro retém partículas, a fórmula de resistência muda para:

$$I = I_0 \left(\frac{\rho_0}{\rho_0 - \sigma_v} \right) \quad (2.13)$$

Onde:

I – gradiente de resistência [m/m]

σ_v – volume obstruído por sólidos nos poros [–]

Durante a filtração, quando a resistência hidráulica atinge seu valor máximo permitido, a qualidade do efluente cai abaixo do padrão definido e a limpeza do filtro torna-se necessária para restaurar sua capacidade e melhorar a qualidade da água filtrada (Huisman, 1979). Os filtros rápidos são limpos com fluxo ascendente com água limpa. A água passa pelos grãos do filtro, desprende os sólidos acumulados no material do filtro, expande o leito do filtro e transporta os sólidos para saída.

Diferente da operação de filtração, onde o regime de escoamento é laminar ($Re < 5$), durante a lavagem, as velocidades aplicadas devem ser mais altas, o que pressupõe um fluxo na região de transição entre o regime laminar e turbulento. Nestas condições a fórmula de Carman-Kozeny deixa de ser válida para avaliar a resistência à passagem da água que se estabelece no filtro e que é fundamental para o cálculo da demanda em termos de água de lavagem.

Assim sendo, durante a lavagem, para $Re > 5$ tem-se:

$$H = 130 \cdot \frac{v^{0,8}}{g} \cdot \frac{(1 - p_e)^{0,8}}{p_e^3} \cdot \frac{v^{1,2}}{d^{1,8}} \cdot L_e \quad (2.14)$$

Onde:

H – resistência do filtro durante a lavagem [m]

v – taxa de filtração [m/s]

L_e – espessura do leito do filtro expandido [m]

ν – viscosidade cinemática [m^2/s]

p_e – porosidade do leito expandido [–]

A porosidade do leito expandido é dada por:

$$p_e = \frac{p + E}{1 + E} \quad (2.15)$$

$$E = \frac{L_e - L_0}{L_0} \quad (2.16)$$

onde:

E – expansão do leito [–]

A equação (2.14) é válida até que o fluxo ascendente se torne tão alto que o leito fluidize e os grãos não se apoiem e flutuem. A fluidização ocorre quando a resistência é igual à massa do leito filtrante sob a água:

$$\begin{aligned} \rho_a \cdot g \cdot H_{\text{máx}} &= (1 - p) \cdot L_f \cdot (\rho_s - \rho_a) \cdot g \\ H_{\text{máx}} &= (1 - p) \cdot L_f \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} \right) \end{aligned} \quad (2.17)$$

onde:

ρ_s – massa específica do material do filtro [kg/m^3]

ρ_a – massa específica da água [kg/m^3]

Assim, a taxa de lavagem v_{lav} a partir da qual a fluidização do leito começa pode ser encontrada igualando as equações (2.14) e (2.17):

$$\begin{aligned} (1 - p) \cdot L_f \cdot \left(\frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} \right) &= 130 \cdot \frac{v^{0,8}}{g} \cdot \frac{(1 - p_e)^{0,8}}{p_e^3} \cdot \frac{v_{lav}^{1,2}}{d_0^{1,8}} \cdot L_e \\ v_{lav}^{1,2} &= \frac{g}{130v^{0,8}} \cdot \frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} \cdot \frac{p_e^3}{(1 - p_e)^{0,8}} \cdot d^{1,8} \end{aligned} \quad (2.18)$$

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Instalação piloto

O trabalho experimental teve lugar no laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade Eduardo Mondlane. A instalação piloto usada para as experiências comporta duas secções independentes: a secção para ensaio de sedimentação e a secção para ensaio de filtração directa. Para o presente estudo, fizeram-se duas alterações importantes: i) ligação entre a coluna de sedimentação do ensaio de sedimentação e a coluna de filtração rápida do ensaio de filtração e ii) desactivação do filtro de contacto do ensaio de filtração. O esquema da instalação está representado na Figura 3.1.

O sistema desta experiência é constituído por três órgãos principais: o reservatório, a coluna de pré-filtro (floculador granular) e a coluna de filtro rápido, tendo as seguintes características:

i. Reservatório	ii. Coluna do pré-filtro	iii. Coluna do filtro rápido
Capacidade - 1300 ℓ	Altura – 2,10 m	Altura – 2,0 m
	Diâmetro – 44 cm	Diâmetro – 9 cm

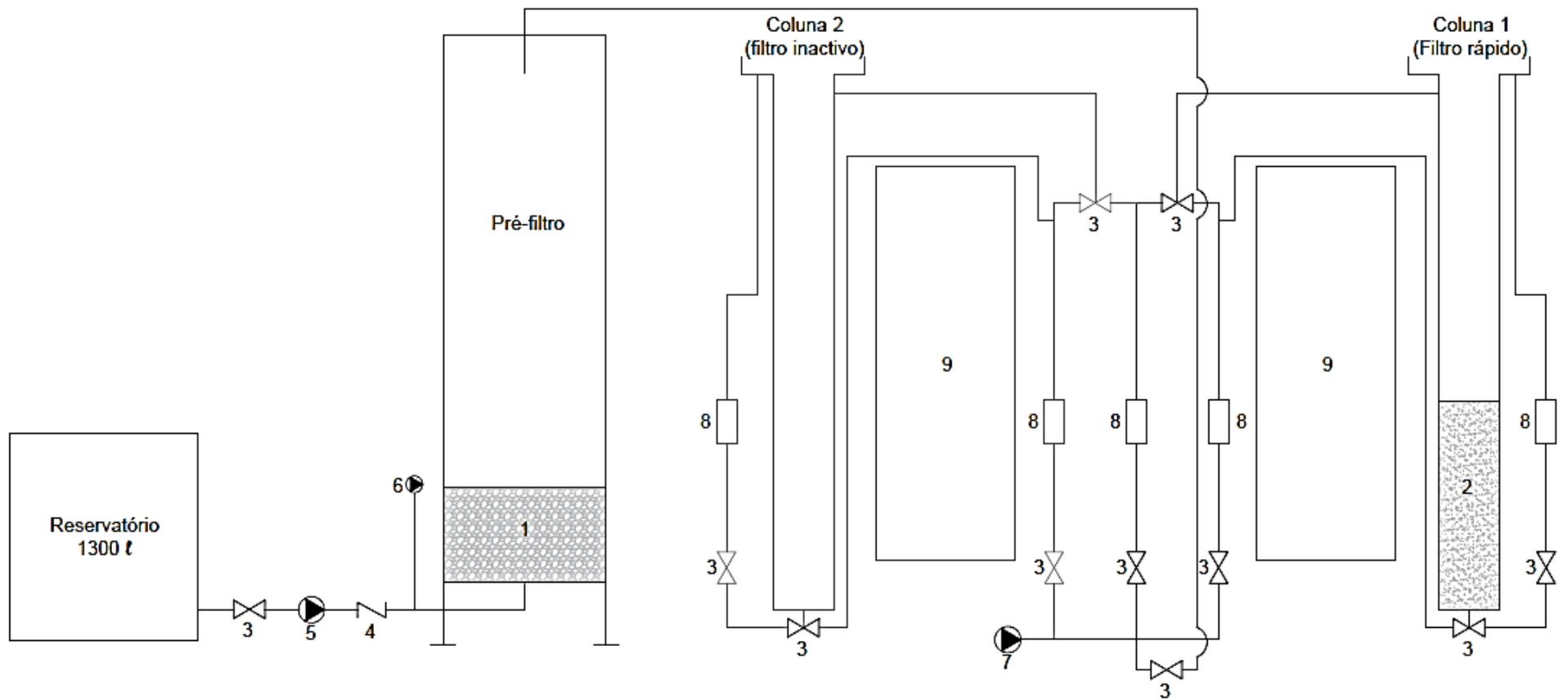


Figura 3.1 Esquema da instalação modificada

Legenda:

Pré-filtro

1. Leito de brita - 1/2"

Filtro rápido

2. Leito de areia - 1,6 mm

Acessórios

- 3. Válvula de seccionamento
- 4. Válvula de retenção
- 5. Bomba de água bruta

6. Bomba dosadora (coagulante)

7. Bomba de lavagem do filtro rápido

8. Fluxómetro

9. Painel de piezómetros

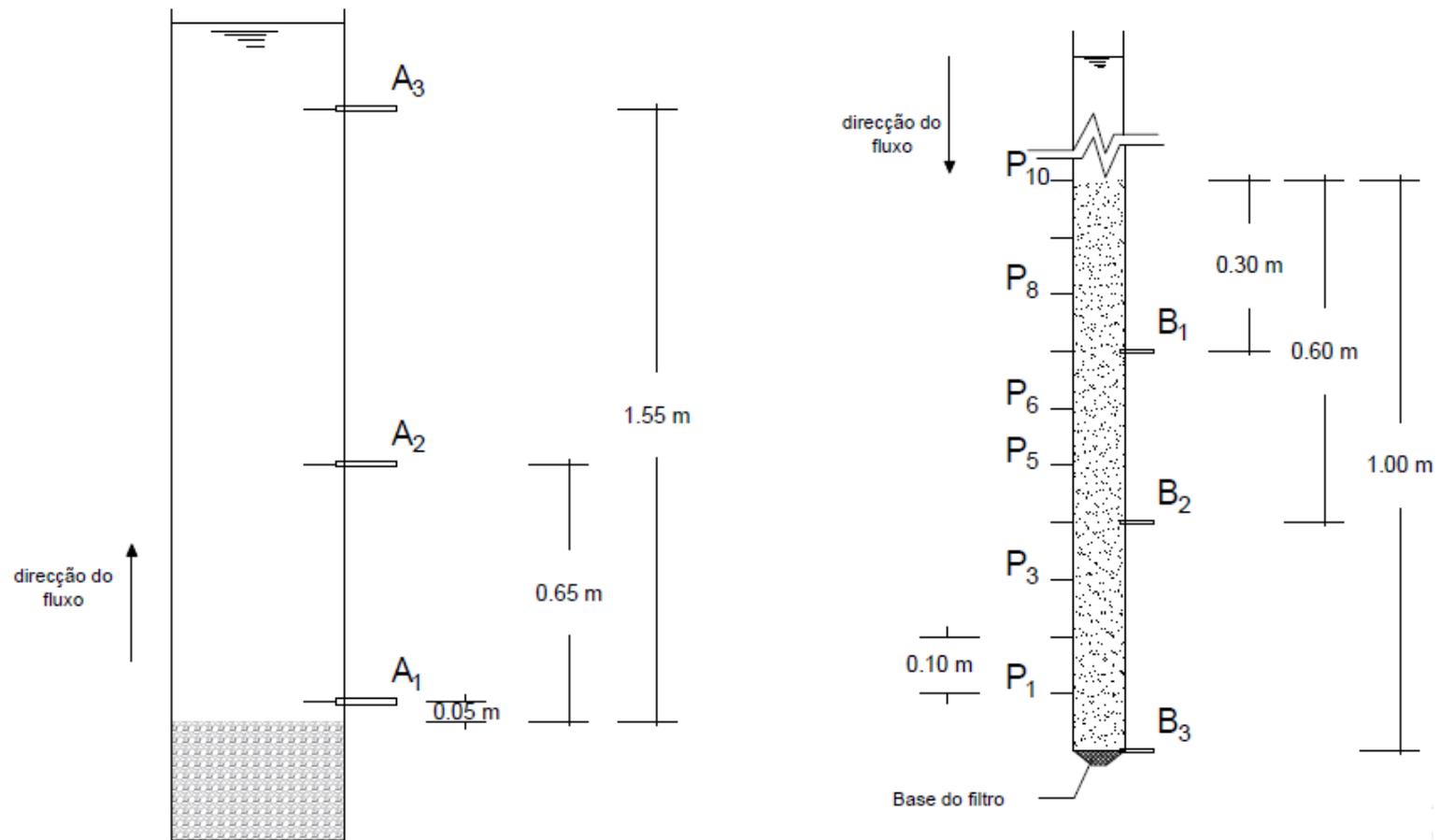


Figura 3.2 Detalhes do Pré-filtro e do Filtro Rápido

Legenda:

A_n – Pontos de referência do Pré-filtro

B_n – Pontos de referência do Filtro Rápido

P_n – Pontos de leitura piezométrica do Filtro Rápido

3.2 Água bruta

A água bruta usada para conduzir as experiências foi previamente preparada para incrementar os níveis de turvação (turvação artificial) através da adição de argila em pó num reservatório de alimentação de 1300 ℓ preenchido com água da torneira (com ± 5 NTU). A argila para preparação de turvação artificial foi disponibilizada pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da FEUEM. Para atingir valores de turvação na água de ensaio à volta de 100 NTU, a argila em pó/grânulos foi introduzida no referido tanque e a mistura foi homogeneizada por meio de um agitador mecânico durante todo o ensaio. Esta agitação era também destinada a garantir a suspensão das partículas durante todo o ensaio. Os ensaios eram iniciados no mínimo 30 minutos após a introdução da argila, tempo suficiente para que grânulos de tamanho mais grosseiro ficassem mais finos com a agitação.



Figura 3.3 Preparação da argila para turvação da água. (A): Amostra de solo argiloso; (B): Amostra moída por pilão e almofariz; (C): Argila crivada – 75 μm .

Idealmente, os parâmetros da qualidade da água bruta após a mistura com a argila deveriam ser os mesmos em todos os ensaios, contudo, por causa das variações observadas tanto na qualidade da água da torneira usada para a mistura como no tipo de argila, observaram-se ligeiras diferenças nas características iniciais da água a tratar que, no entanto, não comprometeram a fiabilidade dos resultados alcançados face aos objectivos da pesquisa. Na tabela abaixo está apresentado um resumo das características da água bruta.

Tabela 3.1 Intervalo dos parâmetros da qualidade da água bruta (artificial) usada nas experiências.

Parâmetros	Valores
Turvação (NTU)	98 - 103
Temperatura (°C)	24,4 - 27
pH	7,6 - 8,74

3.3 Material filtrante

3.3.1 Floculador granular

A construção do floculador granular (pré-filtro) compreendeu, para além de alterações no circuito hidráulico de alimentação e descarga de efluente, o preenchimento da coluna correspondente com material filtrante, constituído por brita de basalto e riolito, com diâmetro de 1/2" (12,7 mm) e 0,3 m de altura.



Figura 3.4 Preparação do material para o leito do Pré-filtro. (A): Peneiros para crivagem da brita; (B): Riolito com 1/2"; (C): Basalto com 1/2".

Antes da colocação no pré-filtro, o material foi crivado (usando peneiros ASTM 1", 1/2", 3/8" e nº 4) de modo a obter uma granulometria uniforme e eliminar os finos. Na tabela abaixo, apresentam-se as características do leito em termos de:

Tabela 3.2 Características do leito do Pré-filtro.

Diâmetro efectivo (d_{10})	12,7 mm
Porosidade (p)	≈ 40 %
Altura do leito (L)	0,3 m
Esfericidade (s)	0,8



Figura 3.5 Colocação da brita na coluna.

3.3.2 Filtro rápido

A coluna de filtração rápida foi preenchida com um leito filtrante constituído por areia do rio crivada com altura igual a 1 m. A areia do filtro esteve sem uso durante muito tempo, daí que antes da sua aplicação houve necessidade de se realizar um ensaio granulométrico para aferir as suas propriedades em termos de granulometria e uniformidade. Para o ensaio granulométrico foi usado um conjunto de peneiros (abertura de 2,5 a 0,5 mm) da norma DIN 4188.



Figura 3.6 Preparação da areia para o filtro rápido. Areia antes do ensaio (lado esquerdo); Agitador electromagnético com peneiros para ensaio de areias (lado direito).

A tabela a seguir mostra os resultados do ensaio granulométrico, e a Tabela 3.4 os resultados em termos de diâmetro efectivo e coeficiente de Uniformidade (U).

Tabela 3.3 Distribuição dos grãos de areia pelos peneiros.

Abertura (mm)	Massa retida (g)	Massa retida acumulada (g)	Percentagem fina (%)
2,5	0	0	100,0
2,0	0	0	100,0
1,6	2670,1	2670,1	73,658
1,25	6257,7	8927,8	11,923
1,0	1208,6	10136,4	0,0

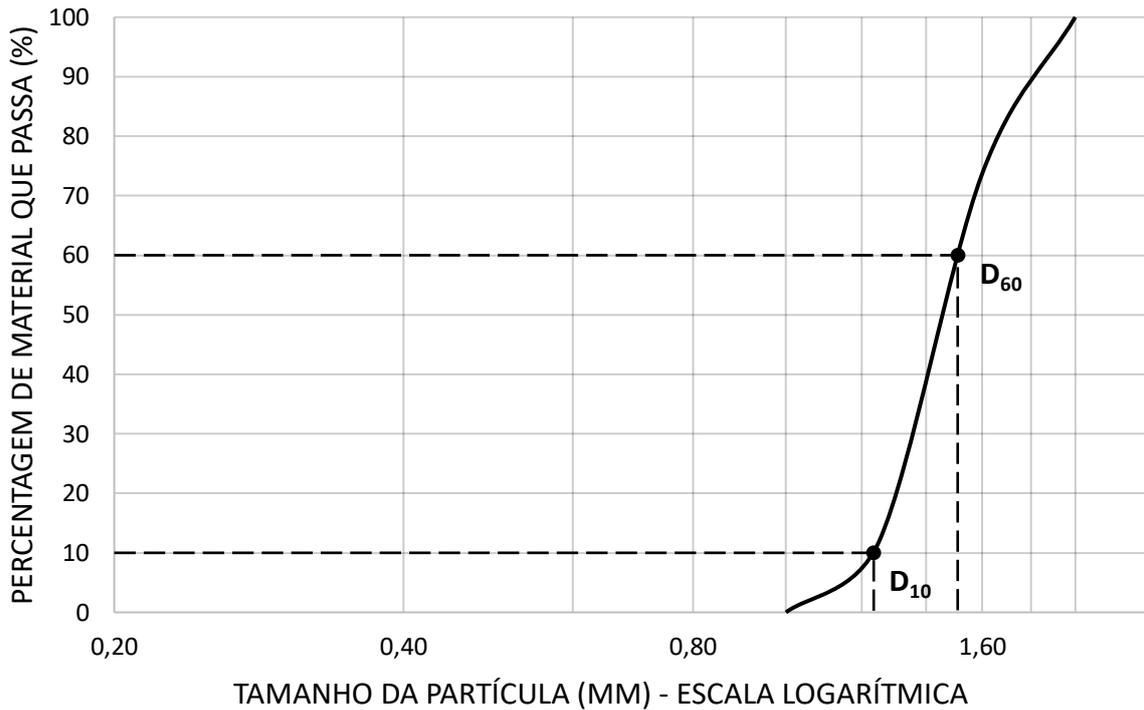


Figura 3.7 Curva granulométrica da areia do filtro rápido.

Tabela 3.4 Parâmetros de classificação do solo.

D ₆₀ (mm)	1,51
D ₁₀ (mm)	1,23
U (D ₆₀ /D ₁₀)	1,22

3.3.3 Coagulante

O coagulante usado durante a experiência foi o sulfato de alumínio hidratado $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}$, preparado em solução com água destilada. Para a obtenção de uma solução fixa de 1,5 g/l de Al^{3+} , foram realizados os seguintes cálculos estequiométricos:

1º - Determinação da massa molecular do sulfato de alumínio hidratado

$$M_{\text{mol}} (\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}) = 2 \times 26,982 + 3 \times (32,064 + 4 \times 16) + 14 \times (2 \times 1,008 + 16)$$

$$M_{\text{mol}} (\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}) = 342,14 + 252,21$$

$$M_{\text{mol}} (\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}) = 594,35 \text{ g/mol}$$

2º - Determinação da quantidade (em gramas) de sulfato de alumínio granular para preparar uma solução com concentração de 1,5 g/ℓ de Al³⁺.

$$\begin{array}{rcl}
 594,34 \text{ g/mol } (\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}) & \text{-----} & 2 \times 26,982 \text{ g/mol Al}^{3+} \\
 X & \text{-----} & 1,5 \text{ g/mol Al}^{3+} \\
 X = \frac{1,5 \times 594,34}{2 \times 26,982} & = & \mathbf{16,52 \text{ g para } 1\ell \text{ de água}}
 \end{array}$$

As soluções de sulfato de alumínio foram injectadas na canalização de entrada do floculador por meio de uma bomba doseadora calibrada para um caudal (débito) que é função da taxa de filtração. No ponto de injeção, foi instalada uma válvula de estrangulamento destinada a induzir uma perda de carga localizada suficiente para garantir a dispersão e mistura do coagulante com a água e a agitação (gradiente hidráulico) necessária para efeitos de coagulação. Os dados de entrada para a bomba doseadora encontram-se no ANEXO 5.

3.1 Procedimentos de ensaio

3.1.1 Ensaio de *Jar test*

O ensaio foi feito usando um aparelho de *jar test* da Janke & Kunkel, e teve como finalidade a determinação da dosagem óptima de alumínio, tendo estas dosagens variado com o tipo de argila usada para turvar a água (2,95, 3,56 e 6,96 mg Al³⁺/ℓ). Os resultados do ensaio estão apresentados no ANEXO 1.

O ensaio seguiu os seguintes passos:

- 1) Introdução de 1500 mℓ da água bruta em 5 copos;
- 2) Introdução das diferentes doses nos copos, fazendo incremento de 2 mg/ℓ nos copos;
- 3) Accionamento do aparelho e início da mistura rápida (120 rpm por 3 minutos), seguida por uma agitação lenta (40 rpm por 17 minutos) e na fase final a sedimentação (15 minutos);

- 4) Transvasamento do conteúdo da supernatante nos respectivos copos de precipitação e posterior leitura da turvação e do pH;
- 5) Após a leitura, foram desenhados os gráficos para determinação da dosagem óptima para a respectiva argila usada para turvar a água.

3.1.2 Ensaio de filtração

O procedimento experimental foi conduzido da seguinte forma:

- 1) Adição de argila no reservatório de água com 900 litros – esta quantidade visava a protecção contra imersão do motor do agitador. A quantidade de argila introduzida variava de 490 a 550 g para uma turvação de aproximadamente 100 NTU. Depois de fixada a turvação, procedia-se com a leitura do pH que auxiliava na determinação da dosagem de coagulante para o ensaio correspondente. O ensaio tinha início 30 min após o início da agitação;
- 2) Uma vez ligada a bomba posicionada à entrada do floculador, controlando o fluxómetro, a válvula a montante foi usada para fixar a taxa de filtração para o ensaio em realização;
- 3) Logo após a fixação da taxa de filtração, o chupador da bomba doseadora era introduzido dentro de um pequeno reservatório ($V = 6 \text{ l}$) contendo a solução de sulfato de alumínio. Não havendo um reservatório maior para o propósito, havia necessidade de manter o disponível cheio. Por ensaio, eram feitas 2 a 3 reposições, sempre tendo em atenção que a solução não podia estar abaixo do nível do chupador;
- 4) Uma vez que a água no floculador atingisse o tubo que o liga ao filtro rápido, seguia-se uma rápida verificação da presença de ar na tubagem (com auxílio de uma válvula de seccionamento montada exclusivamente para este propósito), e então as válvulas a entrada e saída do filtro eram manipuladas, controlando os fluxómetros correspondentes para fixar uma taxa de 4 m/h (taxa fixa em todos os ensaios). Numa primeira fase, para poder atingir o nível da supernatante desejado

(0,75 m) era necessário fechar a válvula de saída. Estes processos eram realizados com muita flexibilidade uma vez que a bomba já debitava água ao sistema;

- 5) Depois de marcar o nível da supernatante, uma bomba de ar portátil foi usada injectar pressão nos piezómetros a fim de equilibrar os níveis de água nos mesmos;
- 6) O início do ensaio propriamente dito era marcado pela abertura da válvula de saída do filtro rápido;
- 7) Logo após a abertura da válvula, faziam-se as leituras dos piezómetros do filtro rápido para o tempo $t = 0$;
- 8) De 1 em 1 hora eram recolhidas as amostras nos pontos de amostragem no Pré-filtro e do filtro rápido (ver Figura 3.2) e também eram lidas as perdas de carga nos piezómetros. As amostras recolhidas eram usadas para a leitura da turvação;
- 9) O ensaio era terminado assim que o nível de água no reservatório da água bruta estivesse no mesmo nível da bomba adutora.

3.1.3 Amostragem e teste

Tanto a coluna de pré-filtração como a da filtração dispunham de pontos de amostragem para colheita de amostras de água que foram posteriormente submetidas aos ensaios de determinação da qualidade (turvação).

Na coluna de pré-filtração foram instalados 3 pontos: A_1 (a saída do filtro); A_2 (0,65 m acima do filtro) e A_3 (0,9 m acima de A_2); relativamente à coluna de filtração, foram instalados (recuperados) 3 pontos de amostragem: B_1 , B_2 e B_3 que distam 0,3, 0,6 e 1,0 m, respectivamente, da superfície do leito.

Os testes realizados com as amostras colhidas compreenderam a determinação da qualidade do efluente, e com estes dados foi possível conhecer a eficiência de cada configuração no floculador (combinações entre a taxa de filtração no filtro, quantidade de coagulante e altura da supernatante) e aferir a influência que o efluente à saída do

floculador tem no filtro rápido (quantidade de partículas que passa do floculador para o filtro).

3.1.4 Medições – perdas de carga

A leitura de perdas de carga só foi realizada na coluna de filtração (leituras piezométricas), isto porque na coluna de pré-filtração não existiam piezômetros. Na extensão do leito de areia estavam dispostos 10 piezômetros que distam 10 cm entre si, no entanto, para este ensaio só foram usados 6 piezômetros (ver Figura 3.2).

As medições de perda de carga têm como objectivo a previsão de pressões negativas ao longo da extensão do filtro, tornando possível a estipulação do tempo entre lavagens a fim de evitar este fenómeno durante uma filtração.

3.1.5 Cálculos

Os cálculos efectuados incidiram, essencialmente, na determinação, por métodos expeditos, das perdas de carga no pré-filtro (floculador), resistência inicial na coluna de filtração, da velocidade de lavagem do filtro rápido e da eficiência de remoção de turvação global e das unidades de tratamento individualmente. O quadro a seguir sumariza as expressões usadas para os cálculos efectuados.

Quadro 3.1 Parâmetros e fórmulas

Parâmetro	Fórmula	Valor
Resistência inicial do filtro-floculador	$\Delta H = \frac{36 \cdot K_m \cdot v_f \cdot v \cdot L_f \cdot (1 - \omega)^2}{g \cdot s^2 \cdot d^2 \cdot \omega^3}$	0,0481 mm
Resistência inicial na coluna de filtração	$H_0 = 180 \cdot \frac{v}{g} \cdot \frac{(1-p_0)^2}{p_0^3} \cdot \frac{v_f}{d^2} \cdot L_f$	66 mm
Velocidade de lavagem do filtro rápido	$v_{lav}^{1,2} = \frac{g}{130v^{0,8}} \cdot \frac{\rho_s - \rho_a}{\rho_a} \cdot \frac{p_e^3}{(1-p_e)^{0,8}} \cdot d^{1,8}$	74,19 m/h
Número de Reynolds modificado (Re>2), (Holdich, 2020)	$Re = \frac{v_f}{v \cdot (1 - p) \cdot s}$	437 - 993

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Desempenho geral

Na Tabela 4.1 encontram-se os valores obtidos durante a leitura da turvação em amostras colhidas nos pontos de amostragem localizados à saída do floculador granular (topo do leito de pedra) e à saída da coluna de floculação (A_1 e A_3). São também apresentados os resultados lidos no ponto de amostragem correspondente à saída do filtro rápido (B_3). Os resultados são correspondentes às duas séries de ensaio, em que a Série I teve como enfoque a avaliação do efeito da variação da taxa de filtração quando aplicada a dose óptima de coagulante e, a Série II, nos efeitos da variação da taxa de filtração quando aplicada metade da dose óptima de coagulante.

Conforme se observa, os valores de remoção da turbidez na coluna de floculação (pré-filtro) foram, em média, de 70% ou mais (os valores lidos em toda a sua extensão vão de 58,3 a 92,0%) com valores médios de turvação efluente menores que 25 NTU em todas as séries. Analisando os resultados obtidos após 3 horas de corrida da unidade, os melhores resultados em termos de turvação efluente foram conseguidos quando o floculador granular foi operado com a dosagem óptima, cenário durante o qual os valores de turvação do efluente estiveram sempre abaixo dos 20 NTU. Tendo em conta que o estágio de tratamento subsequente é a filtração rápida, aos quais a experiência prática recomenda que a turvação afluente seja preferencialmente <20-30 NTU, os resultados obtidos quanto ao desempenho do filtro-floculador são indicativos de que o modelo adoptado, dentro dos moldes operacionais estabelecidos, é adequado à produção de suspensões adequadas para tratamento através da filtração rápida, salvo algumas flutuações verificadas nas primeiras horas de cada ensaio ou quando a dose coagulante foi reduzida para metade da dosagem óptima (ver ANEXO 2).

Tabela 4.1 Resumo dos resultados de remoção da turbidez no Pré-filtro e Filtro Rápido (terceira hora)

SÉRIE I												
nº	Turvação inicial (NTU)	T _f (m/h)	Al ³⁺ (mg/l)	Pré-filtro					Filtro Rápido		Ef. de remoção global do sistema ⁵ (%)	
				Turvação (NTU)		Ef. de remoção (%)			Turvação (NTU)	Ef. de remoção ⁴ (%)		
				Filtro granular (A ₁)	Supernatante (A ₃)	Filtro granular (A ₁) ¹	Supernatante (A ₃) ²	Global ³				
1	103	0,66	2,95	8,25	9,27	92,0	- ⁶	91,0	0,47	94,93	99,5	
2	99	0,7	6,96	17,9	9,19	81,9	8,8	90,7	0,67	92,71	99,3	
3	102	1,0	6,96	19,6	14,4	80,8	5,1	85,9	0,48	96,67	99,5	
4	103	1,2	2,95	9,44	8,56	90,8	0,9	91,7	0,39	95,44	99,6	
5	103	1,5	3,56	8,87	9,56	91,4	- ⁶	90,7	0,37	96,13	99,6	
SÉRIE II												
1	100	0,7	3,48	16,3	10,10	83,7	6,20	89,9	0,61	94,0	99,4	
2	102	1,0	3,48	36,1	10,60	64,6	25,00	89,6	0,41	96,1	99,6	
3	98	1,2	1,48	36,9	15,80	62,3	21,53	83,9	0,45	97,2	99,5	

$$^1 \text{ Eficiência de remoção (filtro granular)} = \frac{\text{turvação inicial} - \text{turvação } A_1}{\text{turvação inicial}} \cdot 100$$

$$^2 \text{ Eficiência de remoção (supernatante)} = \frac{\text{turvação } A_1 - \text{turvação } A_3}{\text{turvação inicial}} \cdot 100$$

$$^3 \text{ Eficiência de remoção global do pré-filtro} = \frac{\text{turvação inicial} - \text{turvação } A_3}{\text{turvação inicial}} \cdot 100$$

$$^4 \text{ Eficiência de remoção no filtro rápido} = \frac{\text{turvação } A_3 - \text{turvação } B_3}{\text{turvação } A_3} \cdot 100$$

$$^5 \text{ Eficiência de remoção global do sistema} = \frac{\text{turvação inicial} - \text{turvação } B_3}{\text{turvação inicial}} \cdot 100$$

⁶ Deterioração da qualidade dentro da coluna de pré-filtro

4.2 Desempenho do filtro-floculador

4.2.1 Influência da Taxa de filtração

Nas figuras a seguir, são apresentados os gráficos que relacionam a eficiência de remoção de turvação no filtro-floculador com as taxas de filtração. Para esta análise, são também usados os resultados obtidos da leitura da turvação em amostras colhidas nos pontos A_1 e A_3 da coluna de floculação nas diferentes horas de corrida dos ensaios.

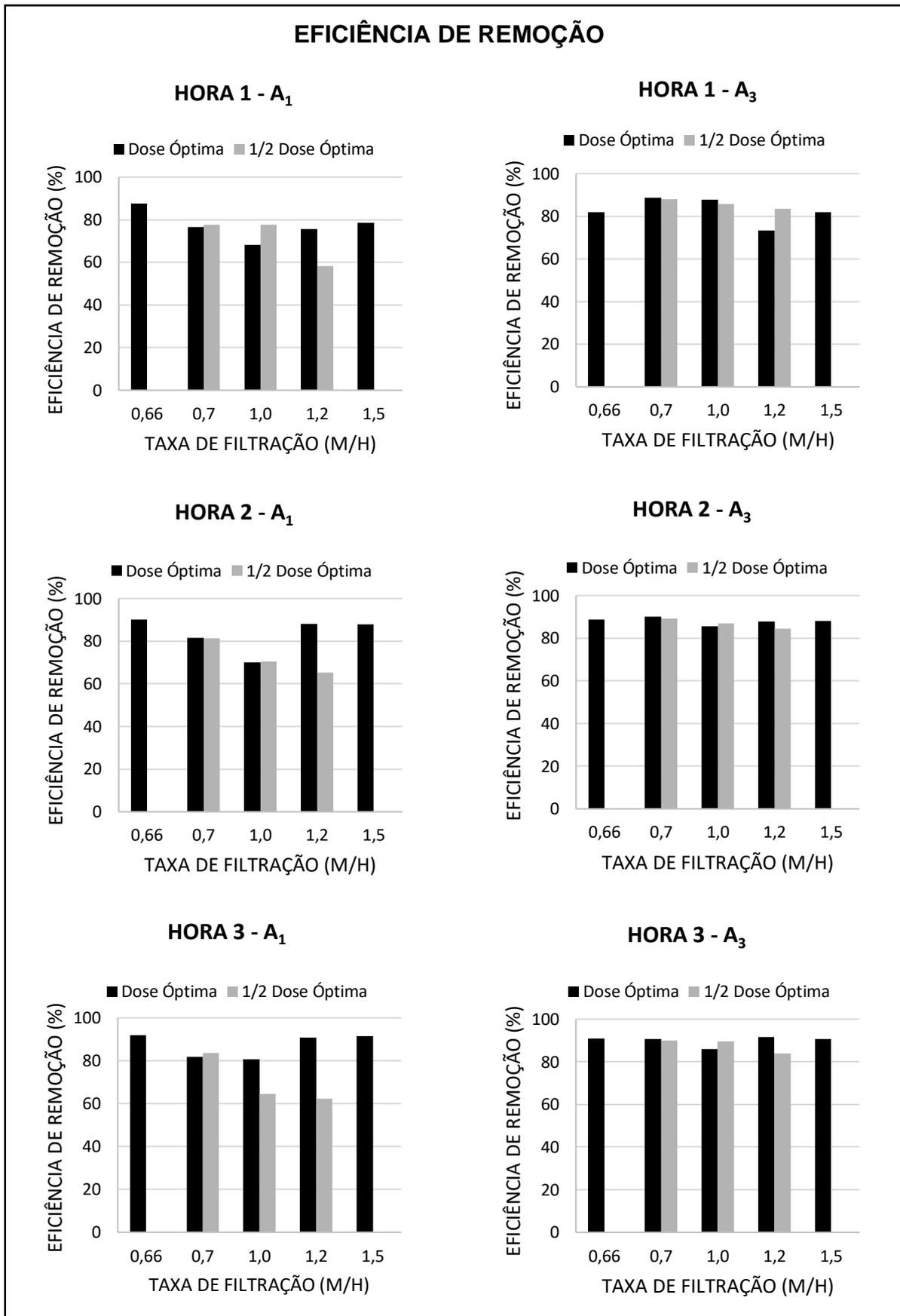


Figura 4.1 Variação da eficiência de remoção nas diferentes alturas do filtro-floculador quando os filtros são operados à diferentes taxas de filtração e diferentes quantidades de coagulante. Topo do filtro granular (esquerda); saída do floculador (direita).

Da análise dos gráficos acima, verifica-se que a eficiência de remoção da turvação variou com: a taxa de filtração, a quantidade de coagulante e a altura da camada supernatante. Da dinâmica representada nos gráficos acima entre estas 3 variáveis constata-se que:

- 1) A eficiência de remoção à saída do filtro granular (A_1) aumentou ligeiramente com o decorrer do tempo de filtração quando foi aplicada a dose óptima, mas mostrou uma tendência de diminuição com o decorrer do tempo quando foi aplicada metade da dose óptima;
- 2) Com aplicação da dosagem óptima, verificou-se no geral, uma tendência de diminuição da eficiência de remoção com aumento da taxa de filtração, porém, este fenómeno só foi aparente quando comparadas as taxas de 0,66, 0,7 e 1,0 m/h. Com as maiores taxas de filtração (1,2 e 1,5 m/h) o oposto foi verificado, isto é, a eficiência de remoção mostrou tendência crescente. A mesma análise foi feita quando aplicada a metade da dose óptima, e esta mostrou que quanto maior é a taxa de filtração, menor é a qualidade do efluente, tanto à saída do leito granular assim como na supernatante;
- 3) À saída do filtro granular, o efluente apresentou melhores resultados quando foi aplicada a dose óptima em comparação aos lidos quando a quantidade de coagulante foi reduzida.

4.2.2 Influência das características do leito granular (diâmetro médio e altura)

4.2.2.1 Formação e remoção de partículas/turvação

Da Figura 4.1, assim como das tabelas no ANEXO 2, percebe-se que a remoção da turvação é alta nos primeiros momentos da filtração, e isto deve-se a alta capacidade de retenção de sólidos no filtro quando este está limpo. A análise destes dados mostra assim que o leito granular, para além da promoção da floculação, foi também o principal responsável pela remoção dos flocos causadores da turvação, contribuindo em até 92% da remoção global verificada. A princípio, a eficiência de remoção no leito granular (ponto A_1) tendeu a diminuir com o aumento da taxa de filtração,

concretamente quando foi aplicada a dose óptima de coagulante (2,95, 3,56 e 6,96 mg/l). No entanto, esta tendência só foi verificada quando o floculador granular foi operado com taxas de 0,66, 0,7 e 1,0 m/h pois, a taxa de remoção voltou a aumentar com o aumento da taxa de filtração, no caso, de 1,2 e 1,5 m/h.

A diferença no grau de eliminação durante as filtrações e este efeito parabólico da turvação vs taxa de filtração pode ser devida ao tamanho dos flocos, e estes por sua vez variam com a intensidade de agitação que é função das taxas de filtração aplicadas e das características do leito granular (diâmetro, porosidade e altura) e que é traduzida pelo gradiente hidráulico (G). Para o processo de floculação, a intensidade de mistura deve ser lenta e por essa razão caracterizada por valores de G baixos. Segundo Polasek (2007), a floculação pode ser subdividida em termos de intensidade de agitação em: baixa e alta. Em seu trabalho, a distinção entre as duas intensidades é feita pelo gradiente de velocidade (G), onde:

— Agitação de baixa intensidade: $G_L < 50 \text{ s}^{-1}$

— Agitação de alta intensidade: $G_H > 50 \text{ s}^{-1}$

Os valores de G para as diferentes taxas de aproximação aplicadas no presente trabalho são muito baixos, conforme mostra a tabela a seguir.

Tabela 4.2 Gradiente de velocidade e número de Reynolds para as diferentes taxas de filtração.

Taxa de filtração (m/h)	G (s ⁻¹)	Re
0,66	0,91	437
0,7	0,93	463
1,0	1,12	662
1,2	1,22	795
1,5	1,37	993

Conforme se observa os valores obtidos são muito baixos, mesmo quando comparados com outros usados durante a operação em unidades de floculação, mas as características dos flocos para os diferentes graus de intensidade são similares aos descritos por Polasek, sendo que com baixa intensidade os flocos formados são grandes, devido ao maior tempo de contacto dentro do leito granular, e apresentam alto índice de vazios na sua composição e maior tendência de se quebrarem; por

outro lado, quando a agitação é de alta intensidade, os flocos são menores e de maior densidade.

Sabendo que o floculador em estudo exhibe não só características de floculador, como também de filtro, é correcto assumir que os flocos com o maior tamanho terão maior facilidade em ficar alojados no leito filtrante e conseqüentemente o efluente terá melhor qualidade quando comparado a um efluente que teve os flocos de menor tamanho removidos. Uma causa adicional pode ser a quebra dos flocos devido à velocidade com que as partículas são arrastadas, mas neste caso a influência seria baixa já que pelo pressuposto as partículas formadas com maior velocidade são mais densas e não quebram facilmente, porém, no caso em que a dose coagulante é reduzida, a combinação entre a baixa qualidade dos flocos (que pode ter como causa a alteração do tipo de processo de coagulação) e o aumento da velocidade de filtração torna os flocos susceptíveis à quebra durante o percurso tortuoso pelo leito filtrante, e isto é verificado nos gráficos apresentados acima, onde com o aumento da taxa de filtração há redução da eficiência de remoção pelo filtro granular.

4.2.2.2 Perda de carga

Durante a realização destas experiências não foram medidas as perdas de carga no Pré-filtro devido a indisponibilidade de piezómetros, mas tendo em conta a altura do leito filtrante e o tamanho do material que o compõe, assumiu-se que os valores da perda de carga seriam muito baixos e que a experiência poderia correr sem risco de pressões negativas, e esta assunção foi corroborada com o cálculo da perda de carga total no filtro ($\Delta h = 0,0481$ mm). Conforme dito na secção anterior, no início da filtração a capacidade de retenção de flocos no filtro é alta, o que resulta numa obstrução em toda a extensão do filtro (presumidamente), e como consequência, o aumento da perda de carga é mais acentuado neste intervalo, onde depois regista-se uma diminuição da inclinação $\frac{\Delta h}{L}$. Esta obstrução gradual dá espaço a diminuição do volume dos poros, e este volume ω é inversamente proporcional à velocidade intersticial $v_i = \frac{v_f}{\omega}$, e o aumento desta velocidade resulta no aumento do gradiente de velocidade G . A camada de flocos acima do leito de brita também funciona como um filtro e tem uma contribuição na perda de carga, mas este acréscimo não é

considerado problemático. Assim, com a resistência no filtro sendo função da concentração de partículas no efluente $\left(\frac{\Delta h}{L} \propto \frac{C_o}{C_i}\right)$, o desenvolvimento da perda de carga com o tempo (para qualquer taxa de filtração) pode ser representado pela figura que se segue.

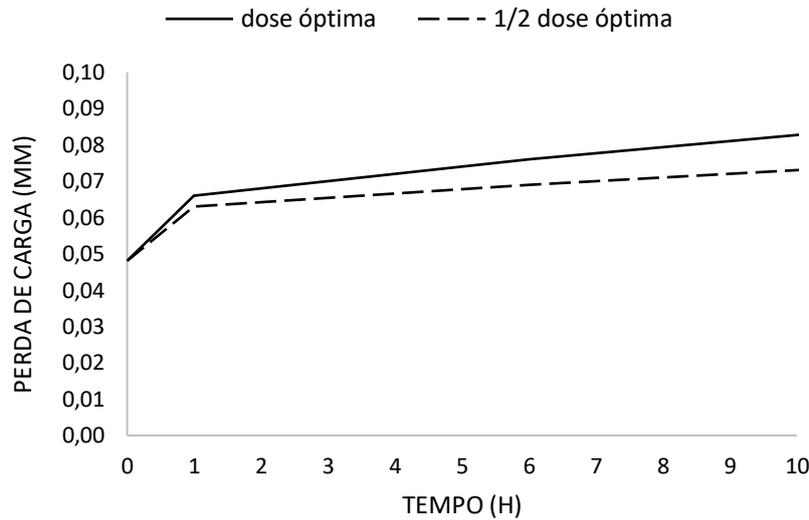


Figura 4.2 Desenvolvimento da perda de carga no pré-filtro com o tempo.

Conforme se observa, no início da filtração a porosidade é a mesma em ambos os casos, o que resulta também na mesma perda de carga uma vez que o valor em si não depende da quantidade de coagulante usada. No entanto, sabe-se que o aumento da perda de carga dá-se com a redução da porosidade, e conforme mencionado acima, esta varia com a obstrução nos poros do leito. No caso em análise, presume-se que a obstrução se desenvolve de maneira diferente nos dois cenários, isto é, quando aplicada a dose ótima, há formação de flocos maiores resultantes do processo de coagulação (neste caso assume-se que seja inclusão num precipitado) e quando aplicada a metade da dose ótima os flocos são menores (o principal processo, neste caso, sendo o de adsorção e neutralização da carga). Assim, acredita-se que a filtração onde se aplica a dose coagulante ótima vai ser a que maior perda de carga vai ter em relação a filtração com aplicação da dose ótima pela metade, já que quanto maiores forem partículas, mais espaço vão obstruir e consequentemente aumentar o valor da perda de carga.

4.2.3 Influência da camada supernatante

A avaliação da influência da altura da camada supernatante sobre a qualidade do efluente final da coluna de floculação foi feita por análise dos resultados obtidos de turvação/concentração de flocos nas amostras colhidas nos seguintes pontos de referência: A₁ (topo do leito granular); A₂ (0,65 m acima do topo do leito granular) e A₃ (1,55 m acima do topo do leito granular) (ver Figura 3.2).

A figura abaixo mostra o comportamento da turvação nos três pontos de amostragem atrás mencionados em função da duração do ensaio com dose ótima e variação da taxa de filtração (correspondente à velocidade de ascensão na camada supernatante).

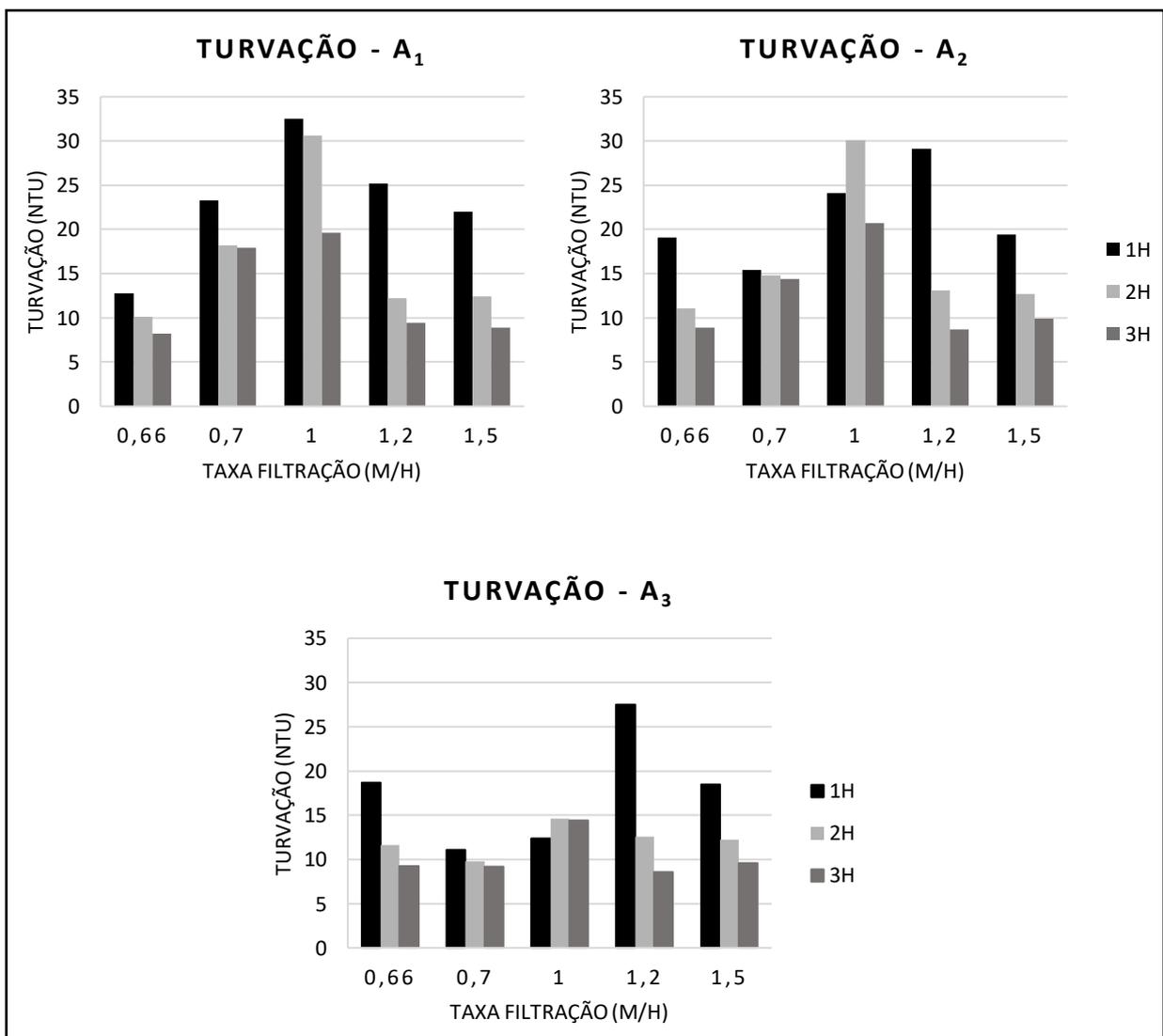


Figura 4.3 Comportamento da turvação na camada supernatante em função da velocidade de ascensão e duração do ensaio (dose ótima).

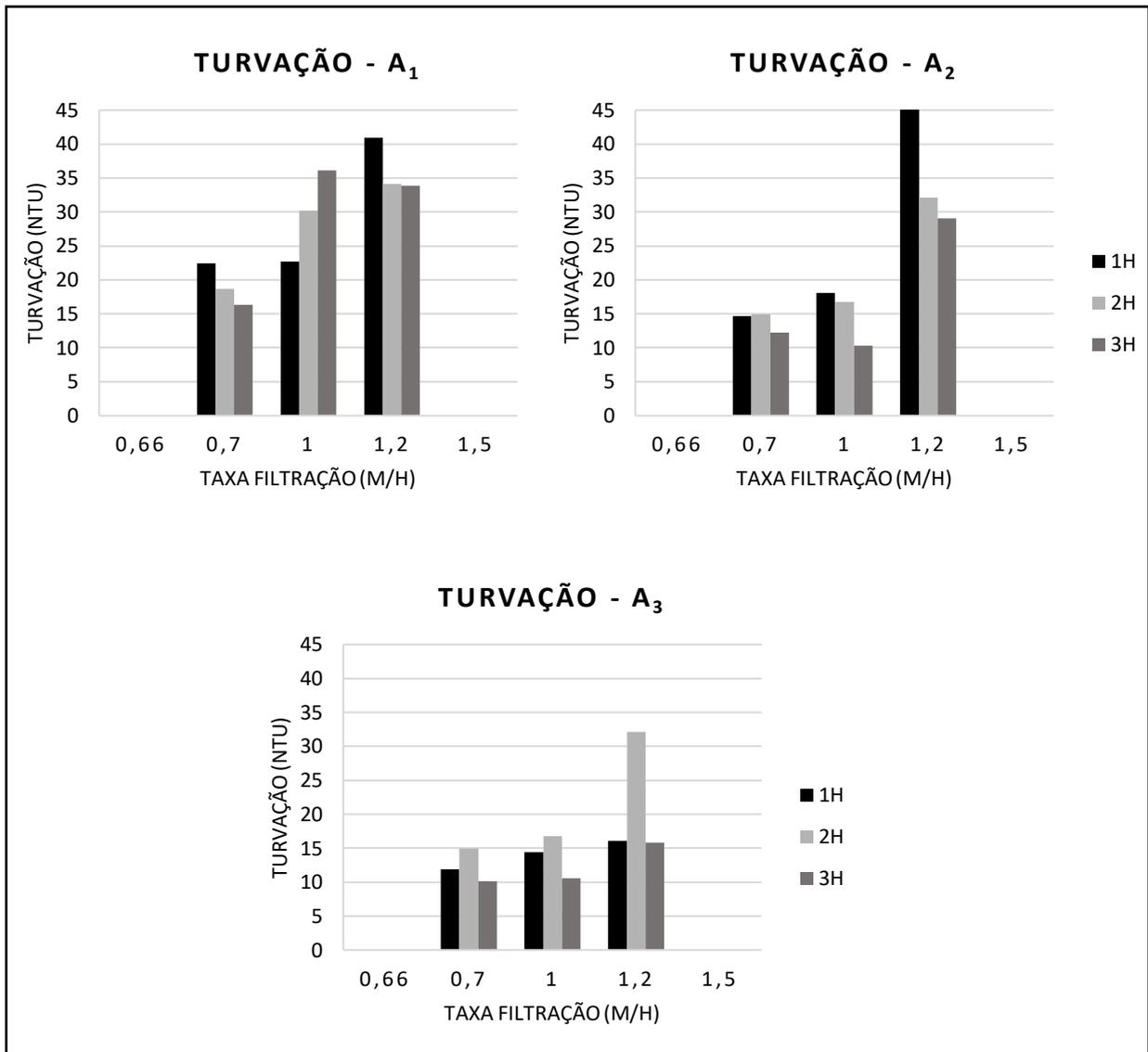


Figura 4.4 Comportamento da turvação na camada supernatante em função da velocidade de ascensão e duração do ensaio (metade da dose ótima).

De um modo geral, observou-se que a turvação em todos os pontos tendeu a diminuir com o aumento da duração do ensaio. A análise conjunta destes gráficos e os resultados apresentados nas tabelas do ANEXO 2 mostram que, no geral, a contribuição da camada supernatante na redução da turvação foi em média 8% (dose ótima) e 15% (metade da dose ótima).

Nota-se também, no geral, que a camada supernatante teve melhor desempenho na redução da turvação quando houve alteração da dose coagulante para valores mais baixos, neste caso, para metade da dose ótima e quando o filtro operou a taxas de 0,7, 1,0 e 1,2 m/h.

Quando aplicada a dose óptima, verificou-se que houve momentos em que a turvação no ponto A_2 chegou a ser maior que no ponto A_1 quando a taxa de filtração foi de 0,66, 1,0, 1,2 e 1,5 m/h, sendo a situação mais notável com a taxa igual a 0,66 m/h. Esta concentração de partículas numa zona intermédia da camada supernatante pode ser associada à ocorrência da sedimentação floculenta, uma vez que esta tem como principal característica a colisão contínua entre os flocos durante a sua trajectória, aumentando o seu peso e velocidade de sedimentação, porém, o que impede que estes flocos consigam chegar até a “base” é que as forças de fricção combinadas com a velocidade de ascensão do fluxo aproximam-se das forças gravitacionais das partículas, causando esta suspensão das partículas nesta zona, criando uma nuvem.

Com os valores recolhidos, não é possível identificar algum padrão que possa explicar a relação entre a velocidade de ascensão e a altura em que há maior concentração de flocos, sendo ainda necessárias mais investigações com vista a otimizar ainda mais todo este processo.

A influência e importância da supernatante foi mais evidente durante a aplicação reduzida da dose coagulante. Fazendo uma comparação entre a remoção da turvação pelo leito granular, quando aplicadas as doses óptimas (2,95 e 6,96 mg/l) e as suas metades (1,48 e 3,48 mg/l), observa-se que, exceptuando a taxa de filtração de 0,7 m/h, com a redução da dose coagulante há redução da taxa de remoção da turvação no leito granular.

Com a redução da turvação à saída do filtro (A_1), nota-se que quanto maior for esta turvação, maior será a eficiência de remoção com o aumento da altura da supernatante (A_2 e A_3) e vice-versa, conforme é visto nos gráficos a seguir.

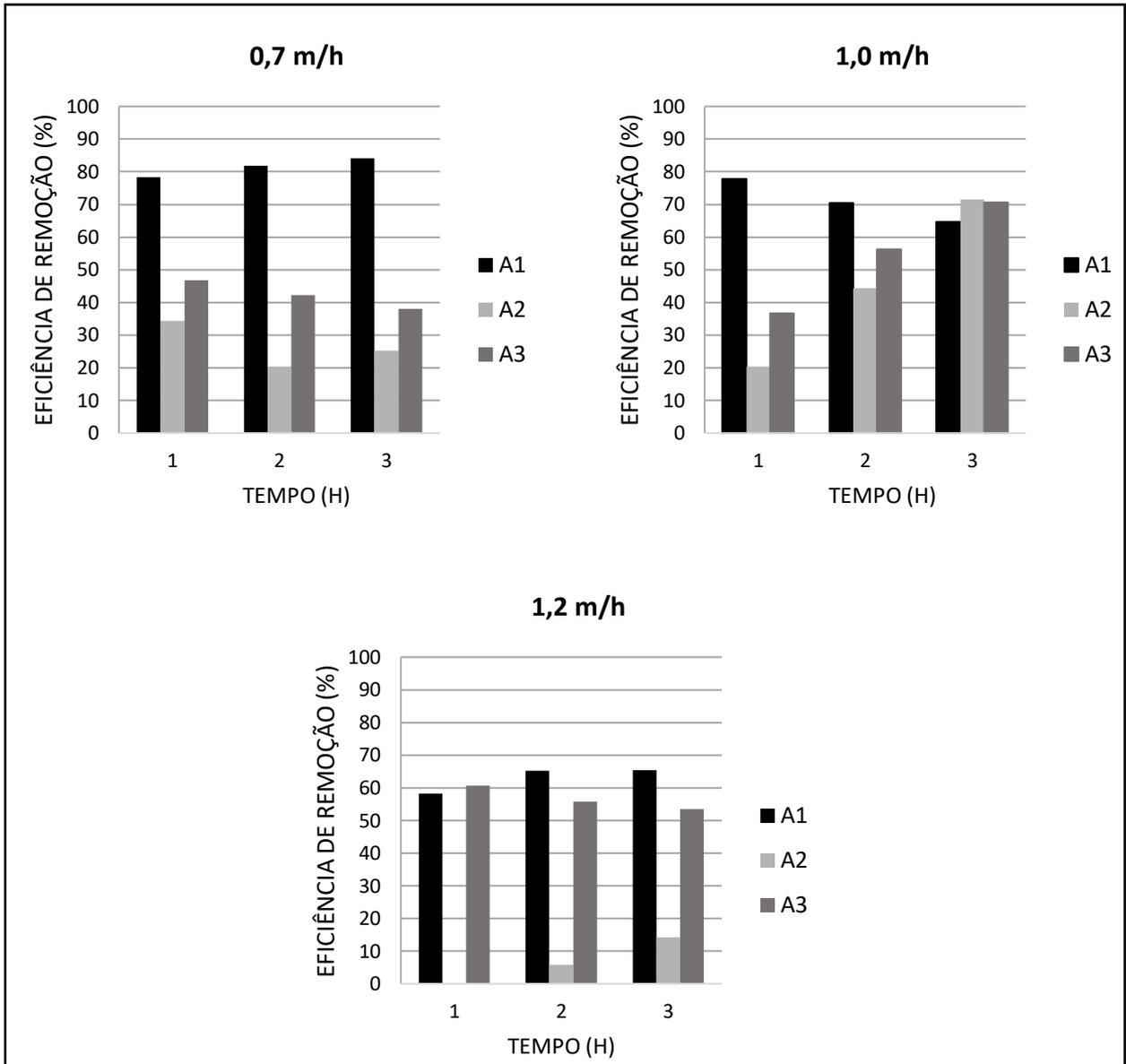


Figura 4.5 Comparação da eficiência de remoção para os diferentes pontos do floculador.

Assim, fica claro que a eficácia da supernatante depende das características e concentração das suspensões à saída do leito granular. Analisando o comportamento da supernatante quando a filtração foi feita com a aplicação das doses óptimas, chega-se a conclusão de que existe um valor da turvação ou uma certa concentração de sólidos tal que a supernatante já não tem o efeito desejado, chegando até a deteriorar a qualidade do efluente.

Dos resultados recolhidos, constata-se que a camada supernatante é eficaz até que a eficiência do leito granular atingisse valores num intervalo de 75-87% (25-12 NTU). No caso em que se aplicavam as doses óptimas, estes valores podiam ser atingidos logo

nas primeiras duas horas, sendo o caso mais demorado verificado quando a taxa de filtração foi de 0,7 m/h. Ao fim destas duas horas de ensaio também foi verificada a existência de uma camada de flocos bem formada por cima do leito granular.



Figura 4.6 Camada de flocos formada acima do filtro.

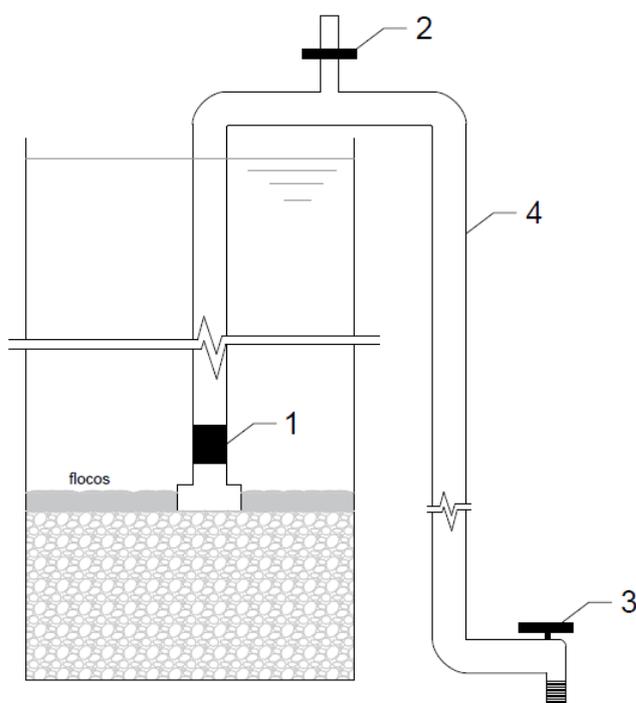
Esta camada acabou funcionando como um filtro, deixando passar partículas com tamanho igual ou inferior a dimensão dos seus poros. A partir do momento em que esta camada de flocos é firmemente formada (≈ 2 cm), a turvação à jusante registou uma queda que foi muito mais acentuada quando aplicadas as taxas de filtração de 1,2 e 1,5 (dose óptima), onde, à princípio, a turvação a saída do filtro era maior devido a fraca retenção dos flocos pelo filtro, e depois da formação desta camada regista-se uma queda de até 13% (≈ 13 NTU) de uma hora para a outra, sendo a redução máxima da turvação registada por hora igual à 5 NTU, rondando normalmente em ± 2 NTU nos outros ensaios. A formação desta camada resultou provavelmente da presença de uma grande quantidade de agregados de hidróxido de alumínio que eram finos o suficiente para fluir através do meio filtrante, mas grandes e em concentração suficiente para desenvolver rapidamente um manto de flocos na camada supernatante imediatamente acima do leito granular (Matsinhe, 2008).

4.2.4 Lavagem

Geralmente, quando se trata de uma unidade de filtração, a sua lavagem é feita quando é atingida a resistência hidráulica máxima admitida ou quando a qualidade da água é inferior à estabelecida. Tratando-se de um ensaio acompanhado de limitações logísticas, a duração dos ensaios foi determinada pela capacidade do reservatório de água a tratar (água bruta), isto é, os ensaios terminavam quando o nível de água no reservatório atingia o nível da bomba de água bruta o que levava em média 3 horas.

A lavagem do filtro de areia não apresentou nenhuma anormalidade, tendo a sua lavagem sido feita por retrolavagem com expansão do leito de mais ou menos 15%, e duração de 7-10 minutos à taxa de 74 m/h.

A lavagem do Pré-filtro, no entanto, apresentou-se mais desafiadora, uma vez que o pressuposto para a lavagem de um filtro é a sua expansão, e diferente das areias, a brita tem um maior peso, obrigando a adopção de bombas com potência muita elevada, gerando custos na mesma proporção. Como solução, adoptou-se um sistema que combinava a maior bomba disponível (submersível) e um sifão adquirido especialmente para o fim.



Legenda:

1. Válvula de retenção vertical (latão) acoplada por um T - sucção
2. Válvula de seccionamento (PVC) – equilíbrio do nível de água
3. Válvula de seccionamento (PVC) – saída da água
4. Tubagem e cotovelos (PVC)

Figura 4.7 Esquema do sifão para lavagem do Pré-filtro.

O sistema funcionava da seguinte forma:

1º - Accionamento da bomba: com força razoável para soltar os flocos dos poros e fluidizar a camada de flocos acima do filtro, a bomba possibilitava uma suspensão temporária dos flocos de maior peso que não chegavam ao topo do floculador para serem removidos.



Figura 4.8 Flocos em suspensão após o accionamento da bomba.

2º - Abertura da válvula (3) do sifão: com os flocos em suspensão, o sifão retirava a água e flocos que permanecessem na base do filtro.

Com o caudal na ordem dos 104 m/h, a bomba só funcionava de forma intermitente por 15 segundos, e a cada lavagem a bomba era ligada até no máximo 4 vezes. Apesar de esta solução ter sido a melhor nas condições em que o ensaio se encontrava, ela não era a ideal em termos de custo/benefício, gastando mais água do que a tratada. Há assim necessidade de se conceber um sistema de lavagem mais prático e económico para os próximos ensaios ou para um projecto de uma ETA que utilize um floculador do género.

4.2.5 Impacto sobre a filtração rápida

Em face a estas observações no Pré-filtro, é possível avaliar a influência que cada um destes cenários tem no filtro rápido, a principal sendo que com a redução da qualidade do efluente à saída do floculador granular regista-se uma sobrecarga crescente no filtro rápido, sendo esta verificada quando a dose óptima de coagulante é aplicada entre as taxas de 0,66 e 1,0 m/h e quando há um aumento da taxa de filtração quando é aplicada a metade da dose coagulante, estando as duas situações mais evidentes à saída do filtro de pedra.

A sobrecarga, que é fundamentalmente o aumento de partículas que passam do floculador granular para o filtro rápido com a alteração de algum parâmetro de controle (taxa de filtração, dose coagulante, etc), é indesejada, uma vez que o aumento de partículas no filtro de areia resulta em um aumento de perda de carga, reduzindo o do tempo de filtração e aumentando os ciclos de lavagem.

4.3 Desempenho do Filtro rápido

4.3.1 Remoção de turvação

O desenvolvimento da turvação no filtro rápido com o tempo é mostrado na figura abaixo. Os pontos B₁, B₂ e B₃ estão representados na Figura 3.2. A qualidade da água nos diferentes pontos do filtro é aceitável, onde na maior parte do tempo não atingiam 1 NTU, salvo algumas flutuações na primeira hora, atingindo 6 NTU, com a norma prevendo um máximo de 5 NTU.

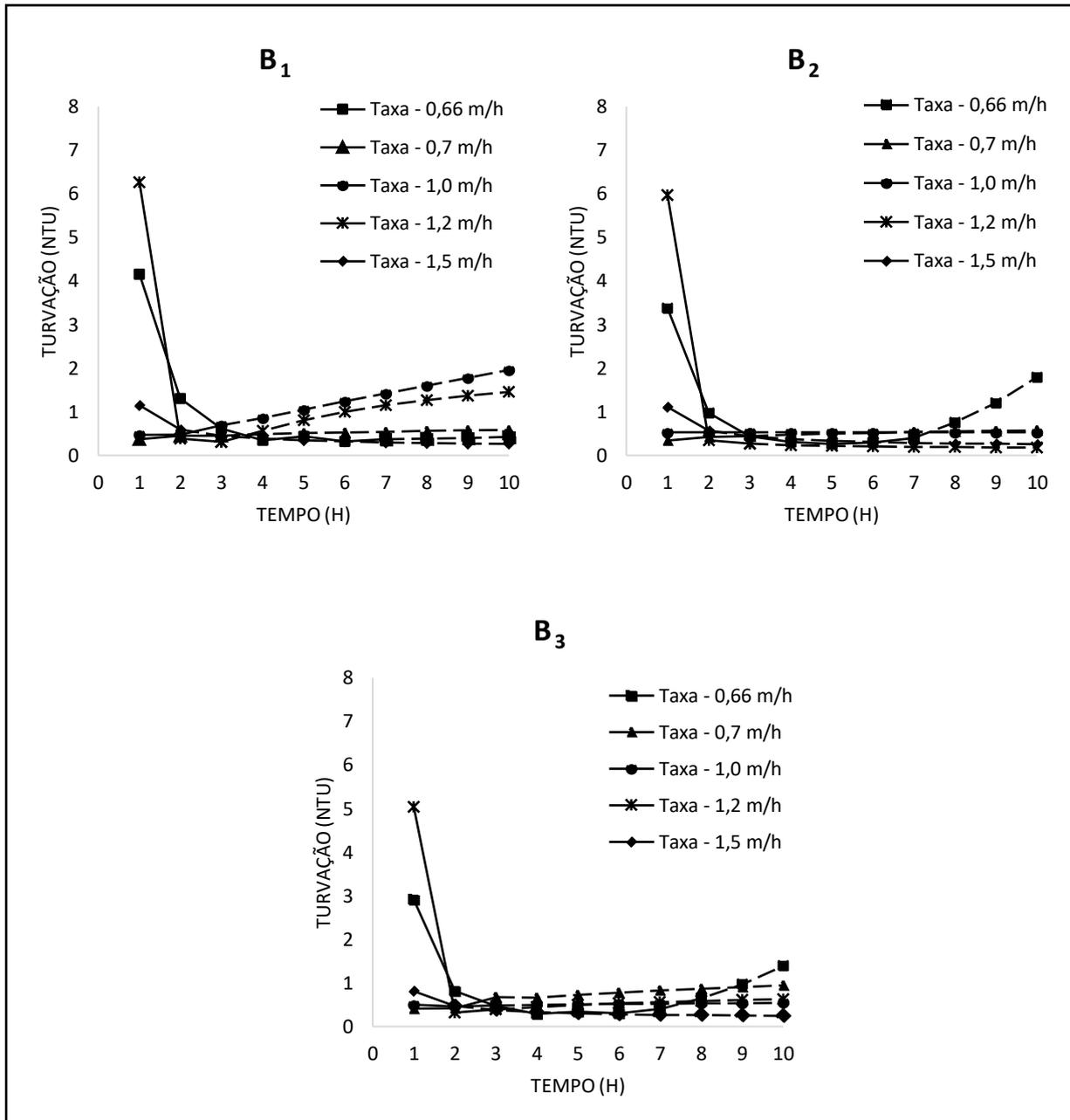


Figura 4.9 Desenvolvimento da turvação com o tempo no filtro rápido – Taxa de filtração única de 4,0 m/h. As taxas nas legendas são do Pré-filtro.

Comparando os três pontos, percebe-se que a turvação não reduz muito com o aumento da altura do leito filtrante, mesmo com o dobro da altura (B₁ e B₂), o que sugere que num intervalo de 0 a 30 cm foi possível remover 78 a 96% da turvação, tornando o restante da altura do filtro uma medida para impedir o rápido deterioramento do efluente, mas isto tendo em atenção os custos de construção.

Sendo a filtração geralmente a última fase da separação sólido-líquido, e sabendo pela regulamentação vigente que a turvação máxima da água para consumo é de 5 NTU,

pode dizer-se que o Filtro Rápido se comportou também de forma satisfatória, sendo a turvação máxima registada de 6 NTU na primeira hora, e no restante tempo os valores não atingiam 1 NTU. Durante o tempo de filtração não houve perda de carga que resultasse em pressões negativas, sendo o valor máximo registado 15,7 cm (ver ANEXO 3).

4.3.2 Perda de carga

Durante a filtração, não foram registadas pressões negativas, tendo esta durado em média 3 horas por ensaio devido a limitação da água bruta. Com a necessidade de prever o desenvolvimento da queda de pressão com o passar do tempo, recorreu-se à regressão linear, e esta relação é mostrada na figura abaixo.

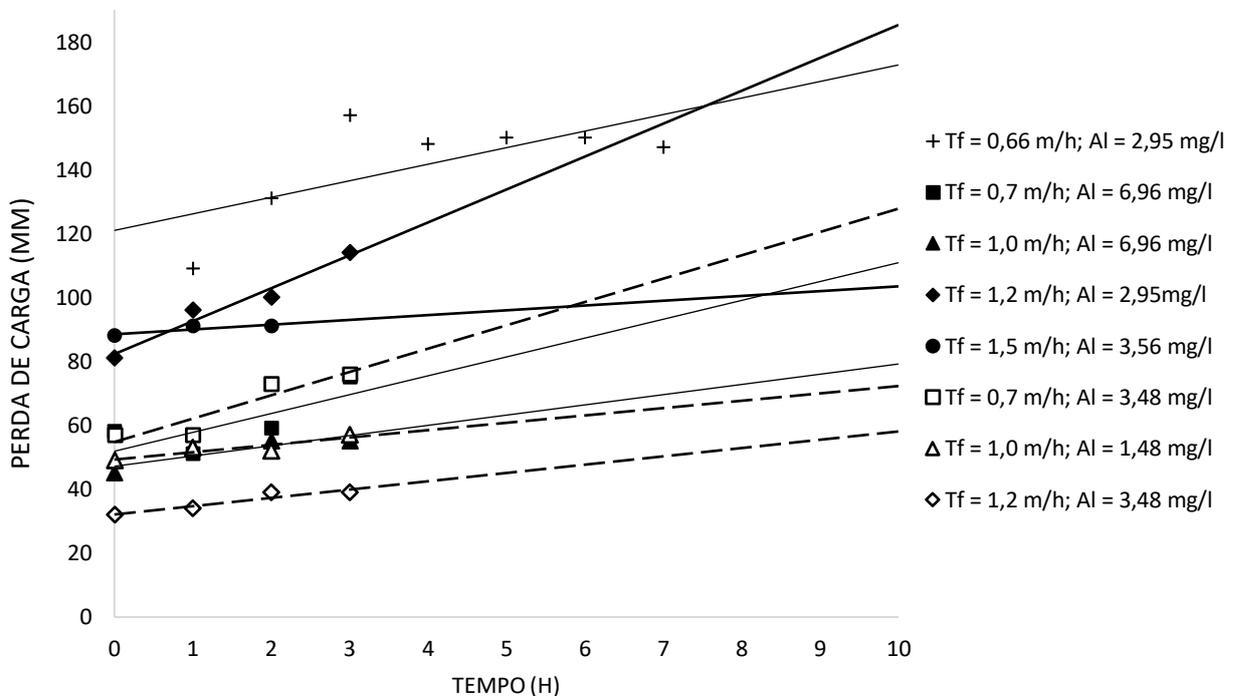


Figura 4.10 Desenvolvimento da perda de carga com o tempo no filtro rápido – Taxa de filtração única de 4,0 m/h. As taxas nas legendas são do Pré-filtro.

Deste gráfico é possível ver a grande diferença nos valores das perdas de carga iniciais. Visto que em todos os ensaios a taxa de filtração no filtro rápido foi de 4,0 m/h, torna-se necessário compreender quais são os outros factores ou parâmetros que influenciaram a perda de carga no filtro. Como forma de facilitar a explicação, têm-se as figuras que constam do ANEXO 4.

Pela equação de Carman-Kozeny, a perda de carga inicial H_0 é igual a 66 mm e com $\sigma_v \approx 0,3$, tem-se $H_y = 1,3$ m.

Para flexibilizar a explicação, os ensaios serão designados pela série e número (ver tabelas **Erro! A origem da referência não foi encontrada.**). Uma das prováveis razões pela qual se verifiquem valores altos da perda de carga inicial (I-4 e I-5) é o transporte de flocos do floculador ao filtro rápido, que é consequência do tamanho dos flocos.

Na secção anterior, foi mencionado que existem taxas que produzem flocos que não possuem tamanho suficiente para serem filtrados pelo Pré-filtro ou para sedimentarem rapidamente dentro da coluna de floculação, e como consequência, estes flocos são transportados para o filtro de areia, bloqueando rapidamente os poros logo no início da filtração causando esta grande queda de pressão.

Do ANEXO 4, estima-se que as filtrações poderiam durar muito mais tempo sem que se originassem pressões negativas ao longo do leito. Perante este cenário, a interrupção da filtração será, muito provavelmente, devido ao aumento da turvação do efluente do filtro de areia.

De um modo geral, a performance do filtro rápido foi boa e registou valores de turvação uniforme, em que a partir da segunda hora apresentou valores praticamente iguais e abaixo de 1 NTU, o que sugere que as partículas exibem as mesmas características no que concerne a sua filtrabilidade.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

A relação entre os vários parâmetros de controle de uma unidade de tratamento de água, como velocidade de aproximação do floculador, dose de coagulante, altura da supernatante e desenvolvimento de perda de carga no filtro rápido, foi mostrada no Capítulo 4. Os dados apresentados também mostraram os vários efeitos desses parâmetros na eficiência de remoção, reflectida na qualidade da água do efluente.

A qualidade (tamanho e densidade) das suspensões produzidas pelo Pré-filtro foi geralmente considerada adequada para remoção por filtração rápida em areia seguindo as condições de operação estabelecidas. Às suspensões, deseja-se que tenham tamanho suficiente para sedimentarem ou serem filtradas. No caso da filtração, segundo Polasek & Mutl (2002), não é desejável que uma suspensão seja completamente retida no leito do filtro, o que resulta em grandes perdas de carga. Também não é desejável que uma suspensão que, apesar de gerar uma baixa perda de carga, esteja mal retida. O pior cenário dá-se quando uma suspensão é mal retida e gera grande perda de carga. O ideal é que sejam formadas suspensões que são totalmente retidas e que geram uma perda de carga mínima.

O desempenho geral da instalação piloto foi em geral superior a 95%, chegando a atingir 99% de eficiência de remoção. O efluente do filtro rápido foi de qualidade aceitável e consistentemente abaixo de 1 NTU (após 1 hora de filtração), e as unidades operaram sob pressão positiva durante toda a duração dos ensaios. A filtração podia, portanto, ter levado mais tempo se não fossem as limitações logísticas existentes.

Os resultados dos aspectos teóricos e experimentais desta investigação estão resumidos abaixo:

1. Os parâmetros físicos que afetaram diretamente o desempenho do floculador granular foram o gradiente de velocidade e o tempo de residência ou tempo de floculação, sendo que estes 2 parâmetros são função da velocidade de filtração. O desempenho do floculador foi também afectado pela dose de coagulante e pela altura da supernatante, tendo sido registado que a interação entre estas variáveis impactava de maneira complexa os valores da turvação do efluente.

2. Baixas taxas de filtração no floculador (com valores até 1 m/h) produziam flocos de maior tamanho. Isso aumentou a eficiência de remoção da turbidez do floculador, causando, presumidamente, uma maior perda de carga no pré-filtro, uma vez que os flocos eram grandes o suficiente para serem retidos no leito do filtro. O efluente, no entanto, apresentando uma menor quantidade de suspensões, gerou valores baixos de perda de carga no filtro rápido.
3. Por outro lado, maiores taxas de filtração no floculador (valores maiores que 1 m/h) produziam flocos menores e como resultado, a eficiência de remoção da turbidez pelo floculador foi baixa, e embora toda a profundidade do filtro tenha sido eficaz no processo de filtração, causando baixa perda de carga do filtro, flocos mais finos ainda poderiam escapar. Estes flocos mais finos foram os responsáveis pelos altos valores da perda de carga inicial no filtro rápido.
4. Verificou-se que a dose de alumínio também influenciou o desempenho do floculador e do filtro. A dose óptima de coagulante gerou maiores perdas de carga no filtro rápido, enquanto que para valores reduzidos de coagulante, as perdas de carga no filtro foram menores. No floculador, a quantidade de flocos depositados acima do leito de pedra também variava com a dose de alumínio aplicada, como mostra a Figura 5.1.



Figura 5.1 Manta de flocos no topo do leito granular nas diferentes séries de ensaio. $T_f = 1,0$ m/h (esquerda: dose óptima; direita: metade da dose óptima)

Com estas imagens, é possível assumir os processos de desestabilização que ocorreram no floculador:

- a) Dose óptima – pode ser assumido que o principal processo foi o de inclusão num precipitado, daí a maior quantidade de volume de lama produzida ao fim do ensaio. Quanto maior for a dose de sulfato de alumínio aplicada, maior é a quantidade de precipitado de hidróxido alumínio responsável por reter as partículas coloidais.
 - b) Metade da dose óptima – como a quantidade de flocos acima do filtro é menor em relação ao cenário anterior, assume-se que o principal processo de desestabilização foi o de adsorção e neutralização da carga, onde adicionou-se coagulante suficiente para permitir a desestabilização das suspensões.
5. A existência de uma supernatante relativamente grande acima do leito de pedra ajudou a reduzir significativamente a concentração de partículas (turbidez) na água filtrada. A supernatante provou-se especialmente eficaz quando a água filtrada (pelo filtro de pedra) apresentava turbações acima de 25 NTU, sendo este cenário mais recorrente quando a dose coagulante era aplicada em quantidades reduzidas. O grau de floculação depende das oportunidades de contato entre as partículas que, por sua vez, são afetadas pela velocidade de ascensão, a altura da supernatante, a concentração das partículas, o tamanho das partículas e o gradiente de velocidade no sistema. No entanto, mais pesquisas são necessárias no que diz respeito à altura ideal da camada supernatante.

As análises dos resultados obtidos confirmam a existência de desafios relacionados com o desenho e operação da unidade de floculação granular hidráulica, daí um dos objectivos traçados para a pesquisa ter sido o de se recomendar sobre a configuração ideal para o desenvolvimento de um protótipo que acomode as demandas operacionais do modelo estudado.

Concluído este trabalho, é possível determinar a combinação ideal de parâmetros para a operação de um floculador hidráulico de meio granular simples com fluxo ascendente. No entanto, a decisão é também influenciada pelo indicador de custos que o contractante acha mais conveniente, ou seja, ele pode decidir reduzir no investimento da construção

da planta (altura da supernatante) ou reduzir nos custos de O&M (quantidade de sulfato de alumínio usada). Seguem-se no quadro a seguir, a configuração e parâmetros recomendados para cada indicador:

Quadro 5.1 Parâmetros de operação do filtro-floculador

	Tipo de leito	simples (12,7 mm - 1/2 ")
Redução no Investimento	Dose coagulante	ótima ¹
	Taxa de filtração (m/h)	1,5
	Altura da supernatante (m)	abaixo de 0,6
Redução na O&M	Dose coagulante	metade da óptima ¹
	Taxa de filtração (m/h)	1,0
	Altura da supernatante (m)	acima de 1

¹ O valor numérico deve ser encontrado usando *Jar Test* e vai variar com a qualidade da fonte.

Um valor exacto da altura da camada supernatante não pode ser atribuído com certeza, uma vez que este pode variar dependendo dos parâmetros de operação do sistema, requerendo ainda mais investigações.

Um dos principais objectivos da presente pesquisa era a identificação das vantagens comparativas do recurso à floculação hidráulica em meio granular como pré-tratamento de águas de origem superficial em estações de tratamento baseadas na filtração rápida. Os resultados deste estudo sustentam as alegações feitas por outros pesquisadores (Matsinhe (2008); Saleh (1981); Wadi (2010) e Thuku (1986)) de que o uso de filtros para floculação hidráulica fornece uma alternativa viável e flexível para melhorar a turbidez e promover a remoção de sólidos por filtração rápida convencional de areia.

Pode-se então concluir que em relação às estações de tratamento convencionais, esta solução tem as seguintes vantagens:

1. Há uma flexibilidade considerável no projeto de plantas de pequena capacidade para esquemas de abastecimento de água rural.
2. Redução considerável nos custos de O&M, bem como nos de investimento inicial. A principal razão é o uso de quantidades mínimas de equipamentos mecânicos, e plantas do género geralmente podem ser construídas com materiais locais e mão de obra barata.

3. A qualidade da água obtida com essas plantas é tão boa quanto a obtida com os sistemas convencionais.

Portanto, a floculação hidráulica em meio granular de leito simples é um sistema eficaz para o tratamento de águas com turvação elevada para produzir águas de alta qualidade com turvação inferior a 1 NTU a custos mais baixos e, portanto, é altamente adequada para fornecer água tratada a pequenas comunidades em desenvolvimento em países onde há escassez de fundos e instalações.

Do ponto de vista de custos, são inúmeros os fatores que afetam os custos no tratamento de água, além da capacidade da planta e/ou custos básicos de construção. Alguns desses fatores incluem: i) o tipo de planta; ii) os custos locais do material de construção e mão-de-obra; iii) as condições geográficas; iv) a comunicação e transporte; v) as condições climáticas; vi) o nível de competição entre os empreiteiros. Em termos práticos, não seria possível incorporar todos esses fatores em uma estimativa de custo preliminar para um projeto específico, mas, quaisquer condições conhecidas que afetem substancialmente os custos de um projeto devem ser consideradas.

A estimativa dos custos das estações de tratamento de água deve ser baseada em dados de custos confiáveis, mas esses dados são difíceis de se obter em países em desenvolvimento como Moçambique devido às variadas condições sociais, políticas e socioeconómicas. Nesses casos, estimativas de custo razoáveis para construção, operação e manutenção podem ser obtidas por: i) dados de custo para plantas semelhantes que foram construídas em outras áreas do país; ii) curvas de custo geral baseadas nos custos de uma variedade de plantas construídas dentro do país ou iii) equações gerais de previsão de custos desenvolvidas para tais situações, que são essencialmente de natureza empírica. (Mishra & van Breemen, 1987)

O custo total de uma estação de tratamento tem principalmente dois componentes de custo: Custos de Construção e Custos de Manutenção e Operação (O&M). O custo de construção é a soma de todos os custos necessários para preparar um projeto ou operação de abastecimento de água. O projeto de abastecimento de água origina um conjunto de actividades que requerem mão-de-obra.

Da mesma forma, o custo de manutenção e operação é a soma de todos os custos que são incorridos continuamente para que o projecto realizado possa operar, podendo assim produzir, distribuir e vender um bem.

Os custos anuais de operação e manutenção (O&M) são altamente variáveis entre as estações de tratamento de água e são muito mais difíceis de estimar do que os custos de construção. Os custos de O&M das estações de tratamento de água são normalmente compostos pelos custos de produtos químicos, de energia, de pessoal e de requisitos de materiais de manutenção. Normalmente, a água bruta é colectada de fontes superficiais e sua qualidade muda com frequência. Da mesma forma, os custos de produtos químicos e peças de reposição para manutenção aumentam regularmente.

A planta inteira pode ser construída no local com materiais e mão-de-obra locais ou até mesmo manufacturada e transportada para o local. Fica claro, então, que os custos de materiais, custos de mão-de-obra para construção e transporte para o local são escassos. Portanto, o dimensionamento da planta é feito para que o custo total de construção seja mínimo.

No que diz respeito aos custos de O&M, uma vez que a planta não requer nenhum sistema de controle sofisticado, ela não precisa de nenhuma operação ou manutenção de pessoal altamente treinado, e a quantidade de produtos químicos necessária é a mesma das plantas convencionais ou até menor.

5.2 Recomendações

Durante esta investigação, os principais desafios identificados relacionam-se com o processo de lavagem cujos resultados mostram que o mesmo foi deficiente, tendo-se verificado acumulação de lodos sobre o topo do leito granular mesmo após sucessivas lavagens. Os resultados da pesquisa mostraram também que a contribuição da camada supernatante na retenção de flocos foi limitada e com situações durante as quais o efluente lançado ao filtro rápido apresentava maior turbidez quando comparado às concentrações observadas imediatamente acima do topo do leito granular.

Do ponto de vista do processo de lavagem do floculador, são duas as opções possíveis identificadas para o processo:

1. Lavagem através de descargas de fundo – esta corresponde a solução clássica de lavagem de filtros de areia grossa cuja eficiência depende da carga hidráulica disponível ao nível da válvula de descarga. Tem como desvantagem o facto de que tanto o material retido no leito granular como o que se acumula na camada

supernatante ter que atravessar o leito granular (no sentido inverso), o que pode afectar a eficiência do processo.

2. Retrolavagem – semelhante à aplicada em filtros rápidos por gravidade, mas sem expansão do leito, antecedida de purga simultânea da supernatante. As vantagens desta solução são a necessidade de menores caudais para a retrolavagem, dado que não há necessidade de expansão do leito. Por outro lado, o facto de se proceder a purga da supernatante antes da retrolavagem vai permitir que grande parte dos flocos seja descarregado por simples purga do sobrenadante fazendo com que a retrolavagem sirva apenas para remover partículas/flocos retidos no leito granular.

Do ponto de vista de recomendação, sugere-se o estudo da segunda opção para pesquisas posteriores.

Relativamente ao problema identificado no supernatante na remoção de flocos, recomenda-se que em pesquisas posteriores, a configuração da camada supernatante seja tal que permita que a velocidade de ascensão diminua com a altura de modo a estimular a formação de um manto de lodos mais espesso e por conseguinte com maior capacidade de retenção de partículas. Deste modo conseguir-se-á um efluente mais clarificado, para além de que se minimizará o risco de transferência de partículas para o filtro rápido subsequente.

Do ponto de vista da combinação entre a taxa de filtração e dosagem de coagulante, sugere-se que futuramente sejam conduzidas mais experiências que tenham um maior intervalo de valores de taxas de filtração a ser estudados, a fim de avaliar a influência de maiores valores de G (dentro dos definidos para agitação lenta) na produção de flocos que não perturbem o funcionamento do filtro rápido de areia, havendo também a vantagem de que maiores taxas significam maior produção da planta.

Por último, no que diz respeito à configuração do leito granular, os resultados desta pesquisa mostram que com um leito de camada simples conseguem-se bons resultados em termos de floculação (formação de flocos) e remoção (percentagens de remoção acima de 80% dependendo da taxa aplicada). Sugere-se, contudo, que as próximas sejam orientadas ao entendimento da influência da altura do leito granular na floculação e remoção de flocos.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] de Brito, A. G., Oliveira, J. M. M. & Peixoto, J. M., 2010. *Tratamento de Águas para Consumo Humano e uso Industrial: Elementos Teórico-práticos*. Porto: Engenho e Média, Lda.
- [2] de Souza, W. A., 2007. *Tratamento de Água*. Natal: CEFET-RN.
- [3] Di Bernardo, L. & Sabogal Paz, L. P., 2008. *Seleção de Tecnologias de Tratamento de Água*. São Carlos: LDIBE LTDA.
- [4] FTC, 2018. *Introduction to Water Treatment For All Grades*. Murfreesboro(Tennessee): s.n.
- [5] Halem, D., 2007. *Coagulation-and-flocculation-1*. [Online]
Disponível em: <https://ocw.tudelft.nl/wp-content/uploads/Coagulation-and-flocculation-1.pdf>
[Acedido em 17 Junho 2021].
- [6] Halem, D., 2007. *Granular-filtration-1*. [Online]
Disponível em: <https://ocw.tudelft.nl/wp-content/uploads/Granular-filtration-1.pdf>
[Acedido em 17 Junho 2021].
- [7] Halem, D., 2007. *Sedimentation-1*. [Online]
Disponível em: <https://ocw.tudelft.nl/wp-content/uploads/Sedimentation-1.pdf>
[Acedido em 17 Junho 2021].
- [8] Hipólito, J. R. & Vaz, Á. C., 2017. *Hidrologia e Recursos Hídricos*. 3 ed. Lisboa: IST Press.
- [9] Holdich, R., 2020. Fluid flow in porous media. Em: *Fundamentals fo Particle Technology*. Loughborough: Midland Information Technology and Publishing, pp. 21-28.
- [10] Huisman, L., 1979. *Rapid Filtration - Part I*. Delft: Delft University of Technology.
- [11] Huisman, L., 1986. *Discrete Settling in Continuous Horizontal Flow Basins Sedimentation and Flotation: Mechanical Filtration*. Delft: Delft University of Technology.

- [12] Matsinhe, N. P., 2008. *Challenges and Opportunities for Safe Water Supply in Mozambique*, Lund: Water Resources Engineering, Lund University.
- [13] Mishra, K. K. & van Breemen, A. N., 1987. *Communication on the Sanitary Engineering & Water Management: Gravel-bed flocculation*. Delft: Delft University of Technology.
- [14] NHMRC, NRMCC, 2011. *Australian Drinking Water Guidelines Paper 6 National Water Quality Management Strategy*, Canberra: s.n.
- [15] Polasek, P., 2007. Differentiation between different kinds of mixing in water purification – Back to basics. *Water SA*, pp. 249-252.
- [16] Polasek, P. & Mutl, S., 2002. Cationic polymers in water treatment : Part 2 : Filterability of CPE-formed suspension. *Water SA*, 28(1), pp. 83-88.
- [17] Saleh, F. M. A., 1981. *Theory of granular bed filtration and contact flocculation*, s.l.: s.n.
- [18] Shamma, N. K., 2005. Coagulation and Flocculation. Em: *Handbook of Environmental Engineering: Physicochemical Treatment Processes*. Totowa(New Jersey): The Humana Press Inc., pp. 103-139.
- [19] Thuku, J. P., 1986. *Performance of upflow gravel bed flocculator*. Tampere: Tampere University of Technology.
- [20] Wadi, A. H., 2010. Effect of a gravel bed flocculator on the efficiency of a low cost water treatment plants. *World Academy of Science, Engineering and Technology*, 4(2), pp. 75-80.

ANEXOS

ANEXO 1 – Jar test

▪ Argila 1

pH inicial	8,49
Turvação inicial (NTU)	100
Temperatura inicial (°C)	24,2

Tabela A1-1 Resultados do Jar test para água misturada com Argila 1.

Leitura	Al ³⁺ (mg/ℓ)	Turvação (NTU)	pH
1	0	86,9	8,47
2	2	3,44	7,96
3	4	1,19	7,99
4	6	1,78	7,98
5	8	1,8	7,84
6	10	2,41	7,81
7	12	3,61	7,65

Jar test - 1

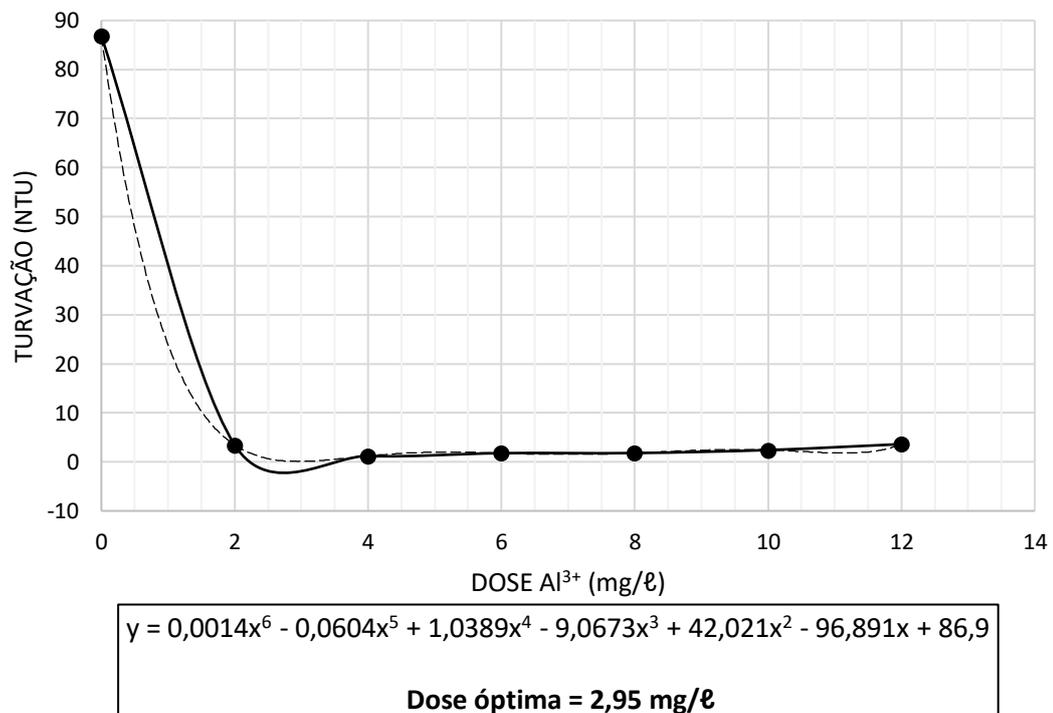


Figura A1-1 Determinação da dose óptima – Jar test 1

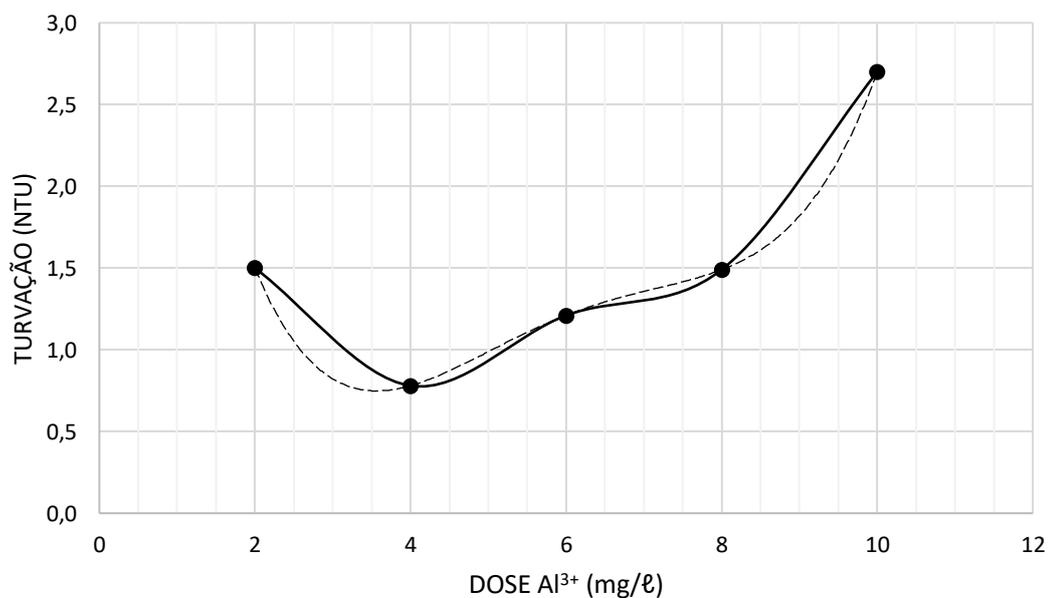
▪ **Argila 2**

pH inicial	8,73
Turvação inicial (NTU)	100
Temperatura inicial (°C)	23,8

Tabela A1-2 Resultados do *Jar test* para água misturada com Argila 2.

Leitura	Al ³⁺ (mg/l)	Turvação (NTU)	pH
1	2	1,5	8,42
2	4	0,78	8,24
3	6	1,21	8,06
4	8	1,49	7,95
5	10	2,7	7,78

Jar test - 2



$$y = 0,0062x^4 - 0,151x^3 + 1,3365x^2 - 4,8933x + 7,05$$

Dose óptima = 3,56 mg/l

Figura A1-2 Determinação da dose óptima – *Jar test* 2

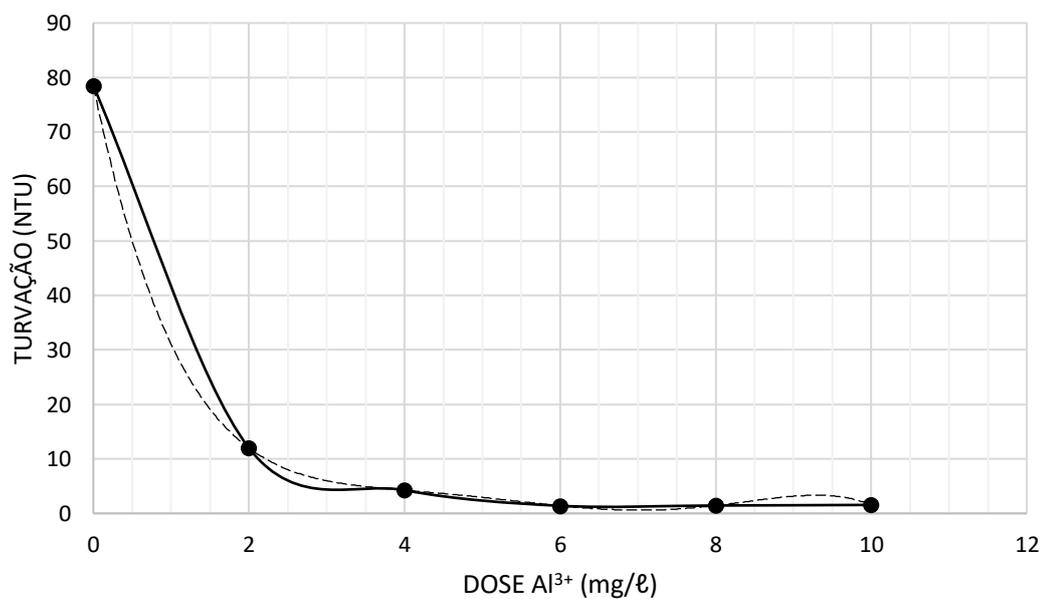
▪ **Argila 3**

pH inicial	7,78
Turvação inicial (NTU)	100
Temperatura inicial (°C)	23,8

Tabela A1-3 Resultados do *Jar test* para água misturada com Argila 3.

Leitura	Al ³⁺ (mg/ℓ)	Turvação (NTU)	pH
1	0	78,5	8,01
2	2	12	8,05
3	4	4,26	7,87
4	6	1,4	7,36
5	8	1,45	7,29
6	10	1,56	7,14

Jar test - 3



$$y = -0,0137x^5 + 0,4101x^4 - 4,6693x^3 + 25,527x^2 - 68,688x + 78,5$$

Dose óptima = 6,96 mg/ℓ

Figura A1-3 Determinação da dose óptima – *Jar test* 3

ANEXO 2 – Qualidade do efluente e eficiência de remoção

SÉRIE I

▪ I-1

Taxa de filtração PF (m/h)	0,66
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
Al ³⁺ (mg/l)	2,95
Turvação inicial (NTU)	103

Tabela A2-1 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-1

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂ ¹	A ₃ ¹	Global
1	12,8	19,1	18,7	87,57	- ²	-	81,84
2	10,1	11,1	11,6	90,19	-	-	88,74
3	8,25	8,87	9,27	91,99	-	-	91,00
4	6,6	6,79	6,74	93,59	-	-	93,46
5	5,57	5,85	5,32	94,59	-	0,24	94,83
6	4,71	4,86	4,54	95,43	-	0,17	95,59
7	4,14	4,29	4,21	95,98	-	-	95,91

¹ Eficiência de remoção em A₂ e A₃ são em relação a A₁

² Deterioração da qualidade dentro da coluna de pré-filtro

Tabela A2-2 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-1

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	4,16	3,38	2,91	77,75	81,93	84,44	84,44
2	1,3	0,97	0,81	88,79	91,64	93,02	93,02
3	0,62	0,44	0,47	93,31	95,25	- ²	94,93
4	0,34	0,31	0,29	94,96	95,40	95,70	95,70
5	0,44	0,26	0,34	91,73	95,11	-	93,61
6	0,32	0,29	0,3	92,95	93,61	-	93,39
7	0,37	0,4	0,4	91,21	-	-	90,50

¹ Eficiência de remoção em B₁, B₂ e B₃ são em relação a A₃

² Deterioração da qualidade dentro do leito filtrante

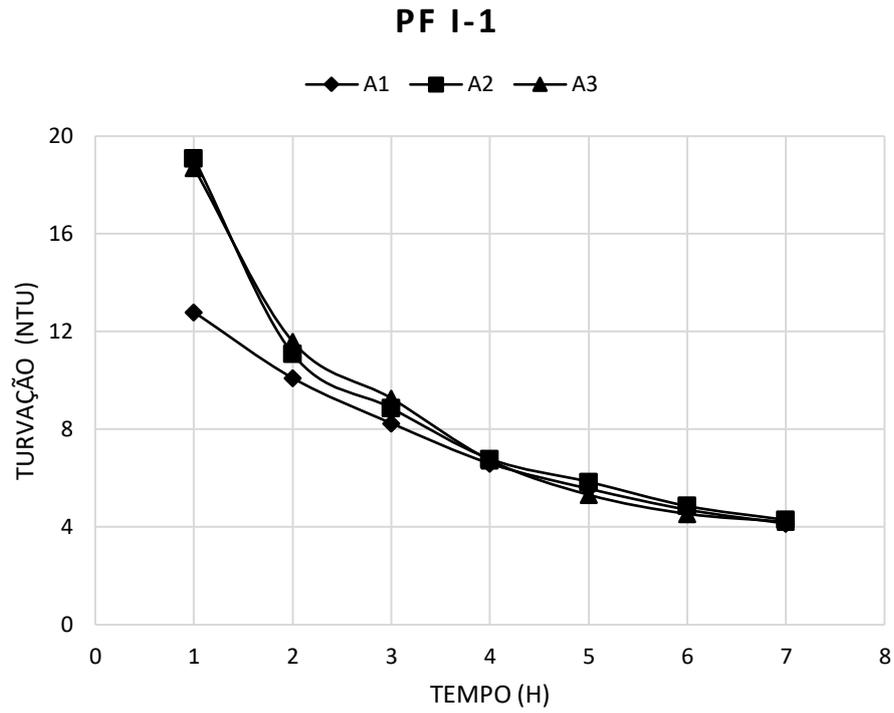


Figura A2-1 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF I-1

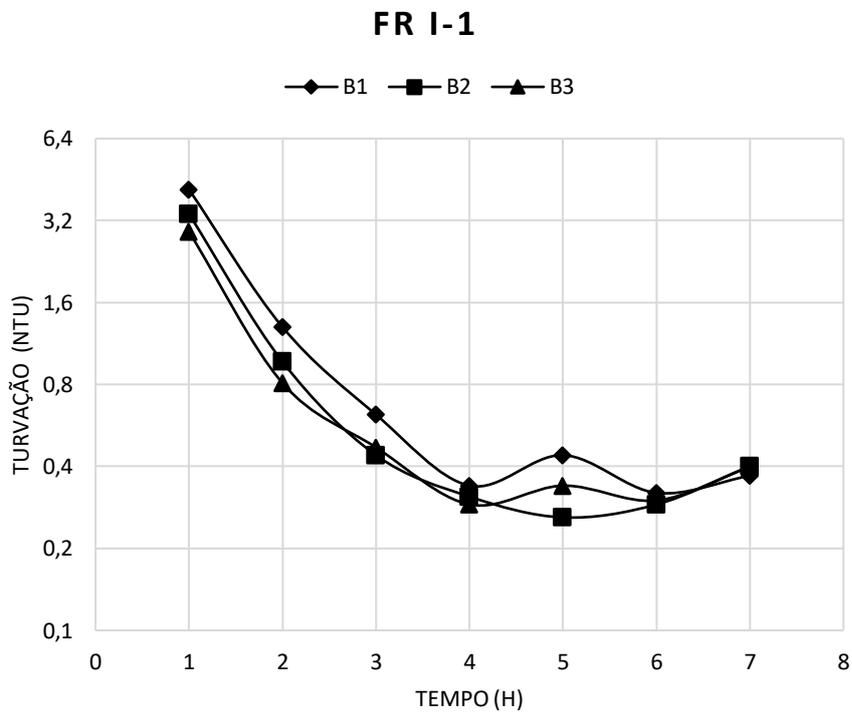


Figura A2-2 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-1

▪ I-2

Taxa de filtração PF (m/h)	0,7
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
Al ³⁺ (mg/l)	6,96
Turvação inicial (NTU)	97

Tabela A2-3 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-2

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	Global
1	12,8	19,1	18,7	87,57	-	-	81,84
2	10,1	11,1	11,6	90,19	-	-	88,74
3	8,25	8,87	9,27	91,99	-	-	91,00

Tabela A2-4 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-2

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	0,37	0,34	0,41	96,67	96,94	-	96,31
2	0,45	0,42	0,42	95,40	95,71	-	95,71
3	0,45	0,44	0,67	95,10	95,21	-	92,71

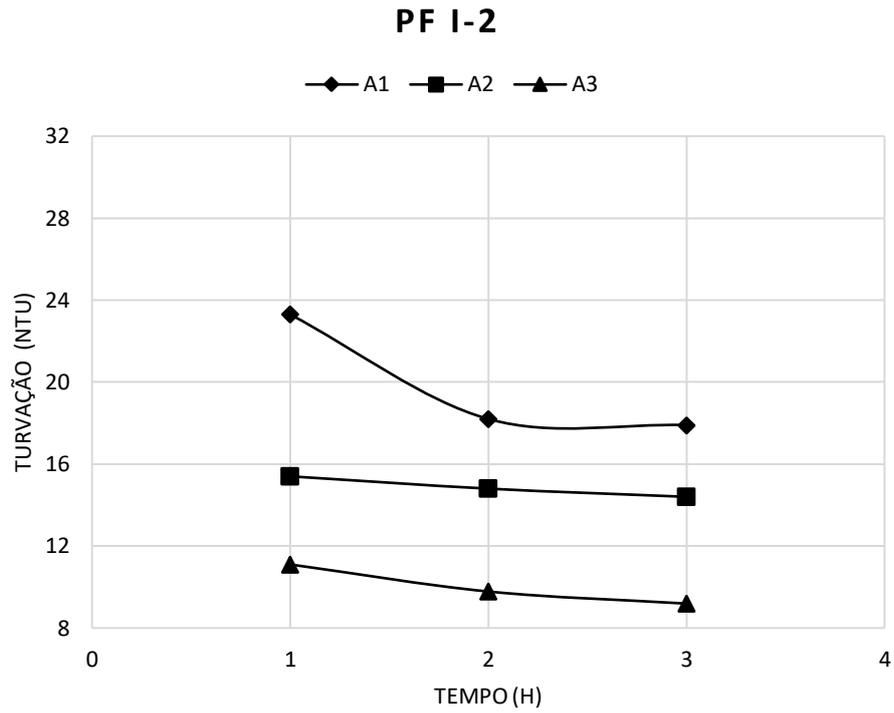


Figura A2-3 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF I-2

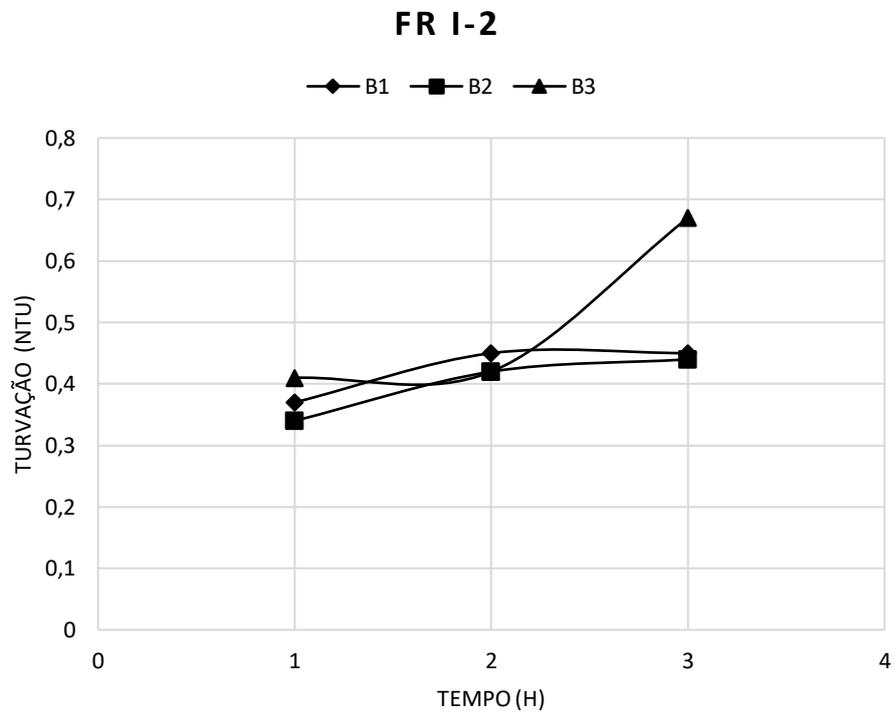


Figura A2-4 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-2

▪ I-3

Taxa de filtração PF (m/h)	1,0
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
Al ³⁺ (mg/l)	6,96
Turvação inicial (NTU)	102

Tabela A2-5 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-3

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	Global
1	32,5	24,1	12,4	68,14	8,24	19,71	87,84
2	30,6	30,1	14,6	70,00	0,49	15,69	85,69
3	19,6	20,7	14,4	80,78	-	5,10	85,88

Tabela A2-6 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-3

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	0,47	0,53	0,50	96,21	-	-	95,97
2	0,48	0,53	0,46	96,71	-	96,85	96,85
3	0,69	0,53	0,48	95,21	96,32	96,67	96,67

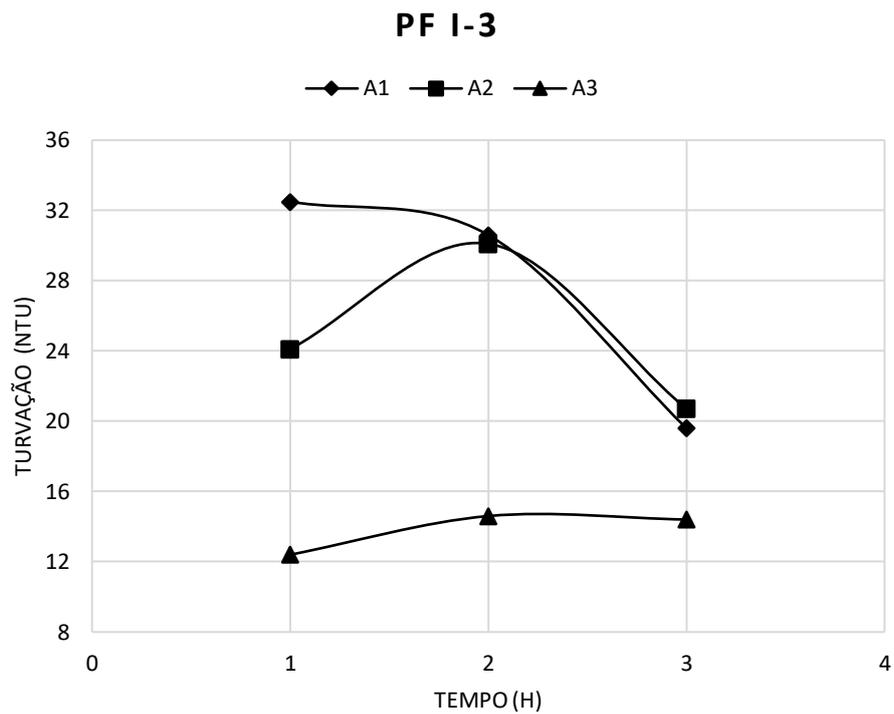


Figura A2-5 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF I-3

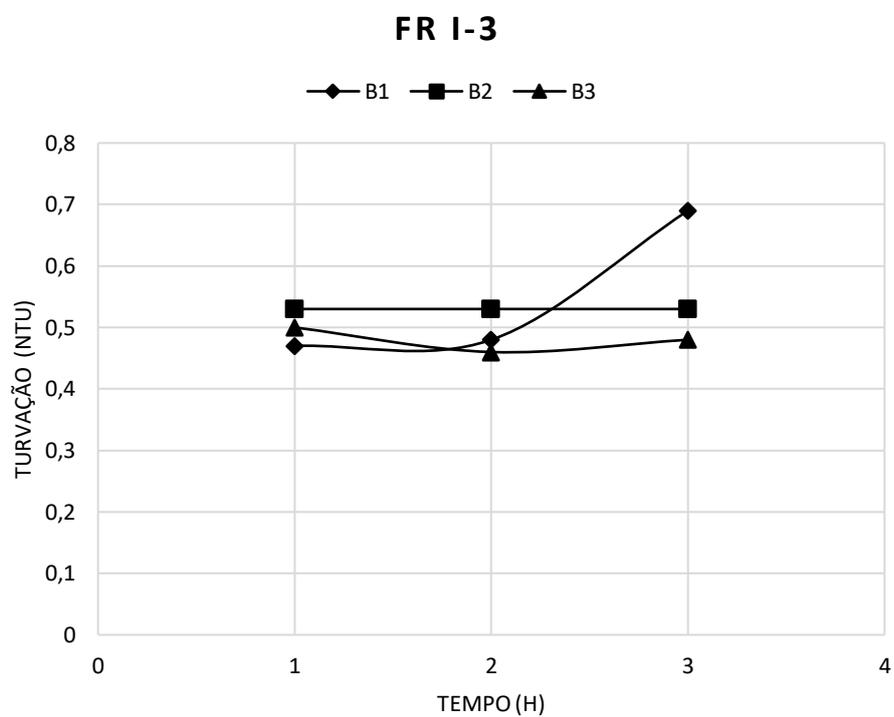


Figura A2-6 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-3

▪ I-4

Taxa de filtração PF (m/h)	1,2
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
Al ³⁺ (mg/l)	2,95
Turvação inicial (NTU)	103

Tabela A2-7 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-4

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	Global
1	25,2	29,1	27,5	75,53	-	-	73,30
2	12,2	13,1	12,6	88,16	-	-	87,77
3	9,44	8,73	8,56	90,83	0,69	0,85	91,69

Tabela A2-8 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-4

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	6,27	5,97	5,04	77,20	78,29	81,67	81,67
2	0,39	0,35	0,32	96,90	97,22	97,46	97,46
3	0,31	0,27	0,39	96,38	96,85	-	95,44

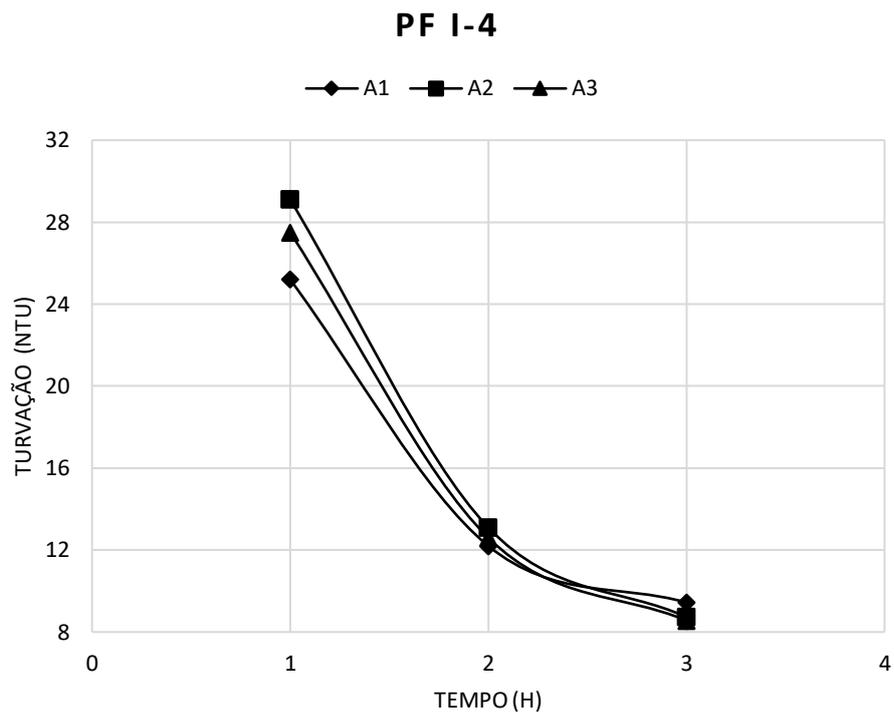


Figura A2-7 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF I-4

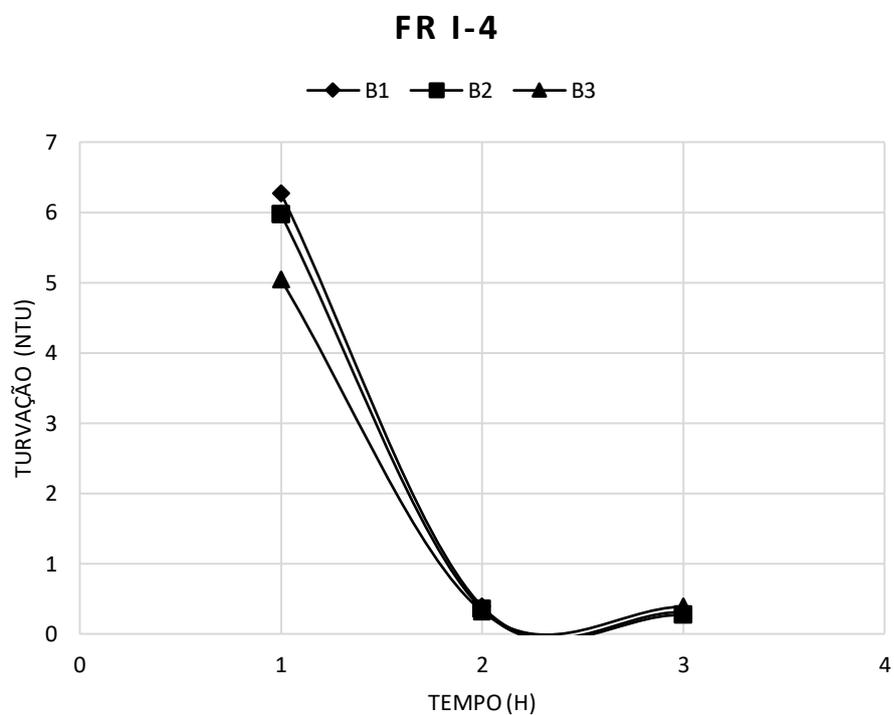


Figura A2-8 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-4

▪ I-5

Taxa de filtração PF (m/h)	1,5
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
Al ³⁺ (mg/l)	3,56
Turvação inicial (NTU)	103

Tabela A2-9 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF I-5

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	Global
1	22	19,4	18,5	78,64	2,52	3,40	82,04
2	12,4	12,7	12,2	87,96	-	0,19	88,16
3	8,87	9,91	9,56	91,39	-	-	90,72

Tabela A2-10 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR I-5

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	1,15	1,11	0,81	93,78	94,00	95,62	95,62
2	0,59	0,57	0,47	95,16	95,33	96,15	96,15
3	0,45	0,43	0,37	95,29	95,50	96,13	96,13

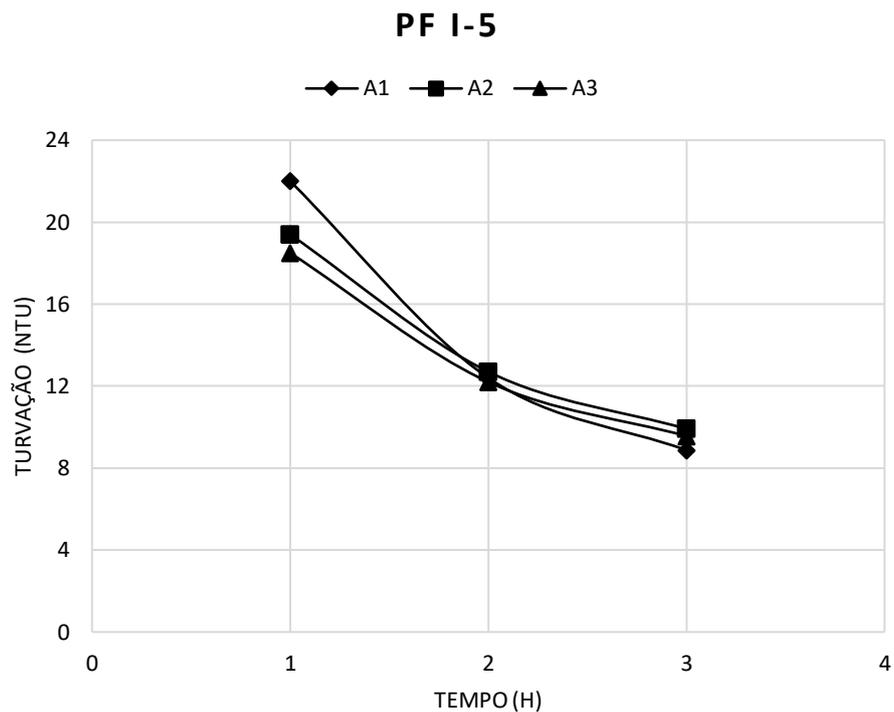


Figura A2-9 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF I-5

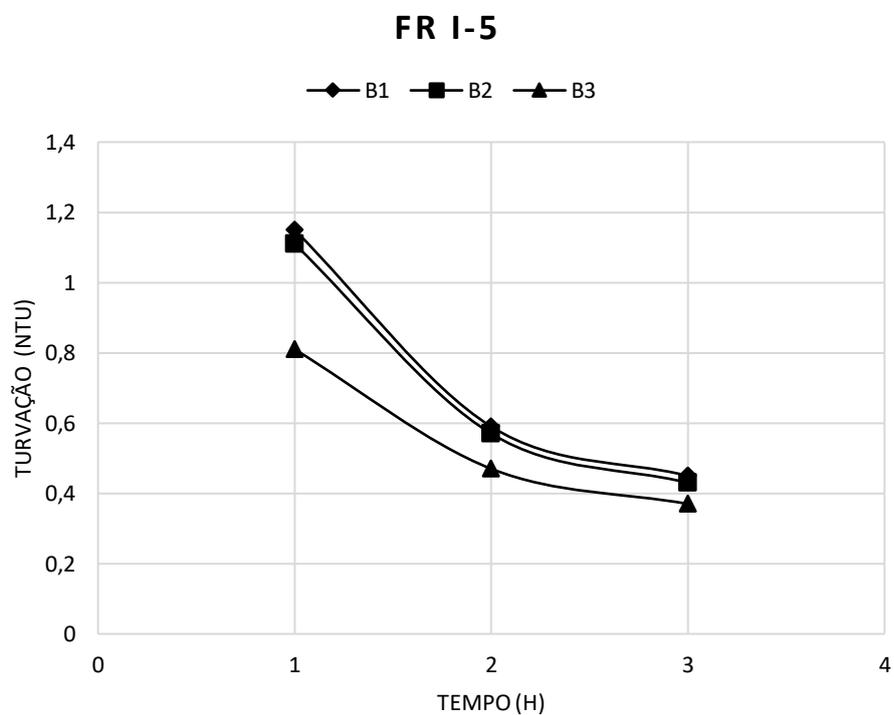


Figura A2-10 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR I-5

SÉRIE II

- II-1

Taxa de filtração PF (m/h)	0,7
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
Al ³⁺ (mg/l)	3,48
Turvação inicial (NTU)	100

Tabela A2-11 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF II-1

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	Global
1	22,4	14,7	11,9	77,60	7,70	10,50	88,10
2	18,7	14,9	10,8	81,30	3,80	7,90	89,20
3	16,3	12,2	10,1	83,70	4,10	6,20	89,90

Tabela A2-12 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR II-1

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	0,45	0,57	0,57	96,22	-	-	95,21
2	0,41	0,47	0,48	96,20	-	-	95,56
3	0,57	0,68	0,61	94,36	-	-	93,96

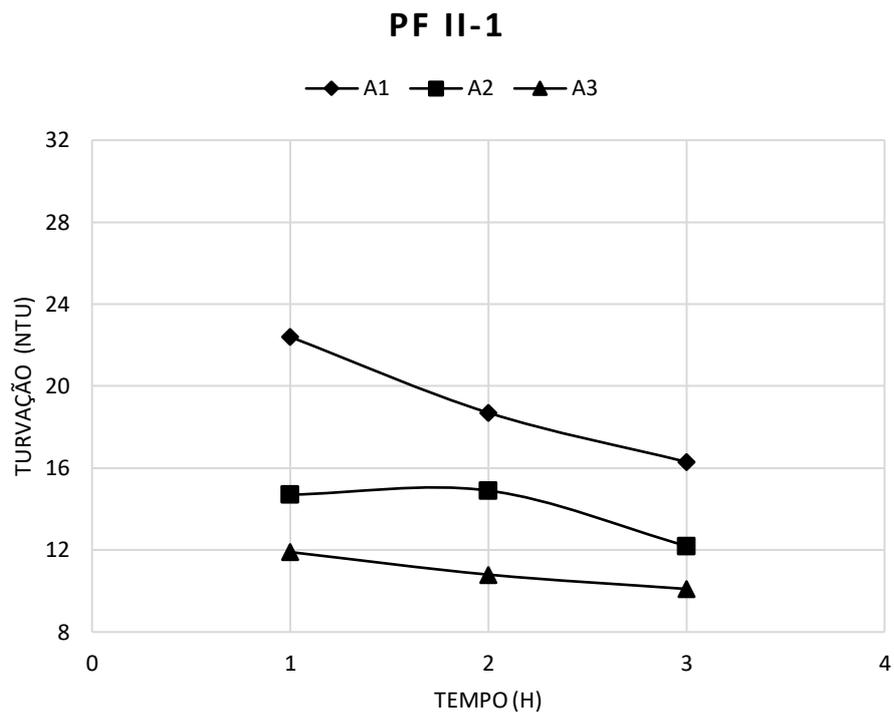


Figura A2-11 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF II-1

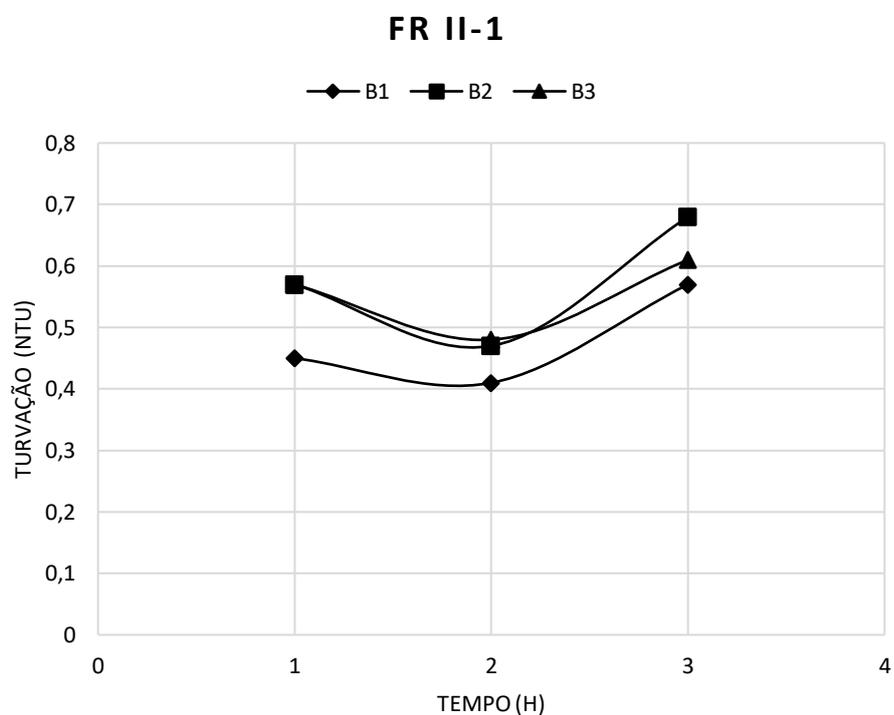


Figura A2-12 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR II-1

▪ II-2

Taxa de filtração PF (m/h)	1,0
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
Al ³⁺ (mg/l)	3,48
Turvação inicial (NTU)	102

Tabela A2-13 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF II-2

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	Global
1	22,7	18,1	14,4	77,75	4,51	8,14	85,88
2	30,2	16,8	13,2	70,39	13,14	16,67	87,06
3	36,1	10,3	10,6	64,61	25,29	25,00	89,61

Tabela A2-14 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – FR II-2

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	0,63	0,57	0,50	95,63	96,04	96,53	96,53
2	0,51	0,48	0,48	96,14	96,36	96,36	96,36
3	0,46	0,42	0,41	95,66	96,04	96,13	96,13

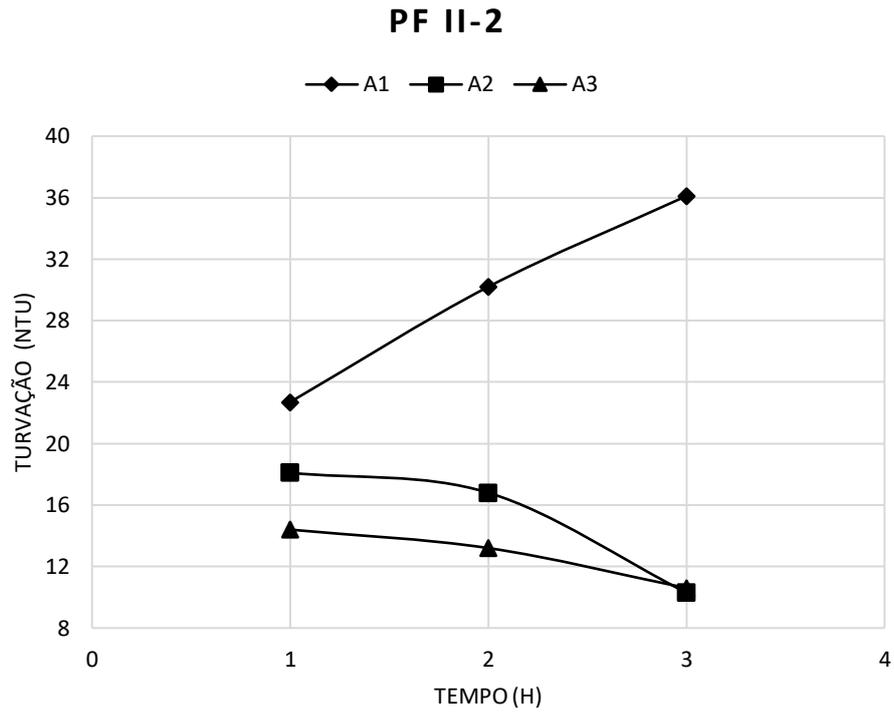


Figura A2-13 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF II-2

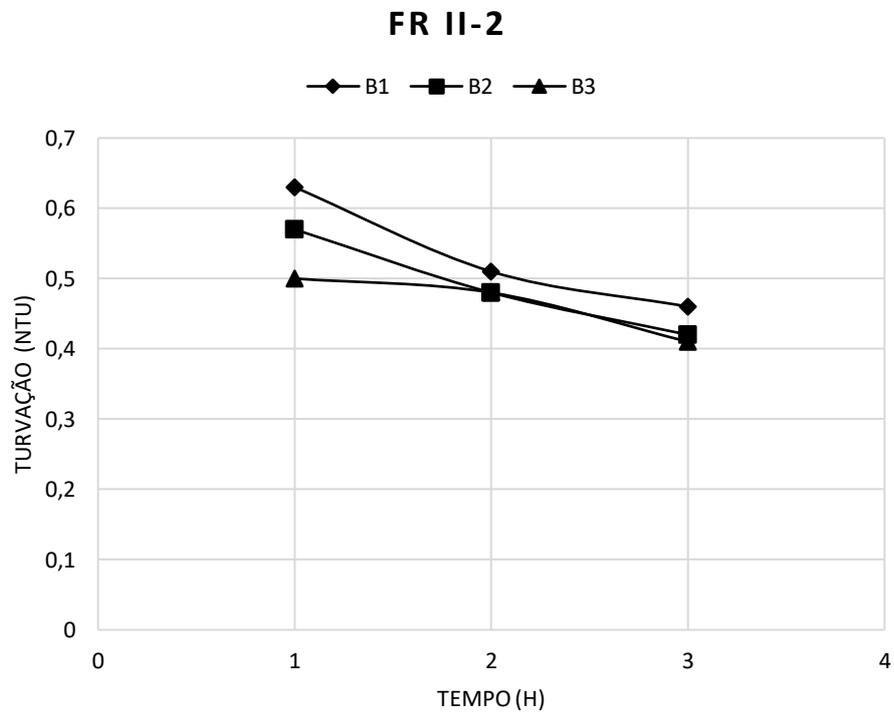


Figura A2-14 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR II-2

▪ II-3

Taxa de filtração PF (m/h)	1,2
Taxa de filtração FR (m/h)	4,0
A ³⁺ (mg/l)	1,48
Turvação inicial (NTU)	98

Tabela A2-15 Qualidade e eficiência de remoção no Pré-filtro – PF II-3

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	A ₁	A ₂	A ₃	A ₁	A ₂	A ₃	Global
1	40,9	50,2	16,1	58,27	-	25,31	83,57
2	34,1	32,1	15,1	65,20	2,04	19,39	84,59
3	33,9	29,1	15,8	65,41	4,90	18,47	83,88

Tabela A2-16 Qualidade e eficiência de remoção no Filtro rápido – PF II-3

Tempo (h)	Pré-filtro						
	Turvação (NTU)			Eficiência de remoção (%)			
	B ₁	B ₂	B ₃	B ₁	B ₂	B ₃	Global
1	0,77	0,54	0,63	95,22	96,65	-	96,09
2	0,65	0,54	0,46	95,70	96,42	96,95	96,95
3	0,53	0,42	0,45	96,65	97,34	-	97,15

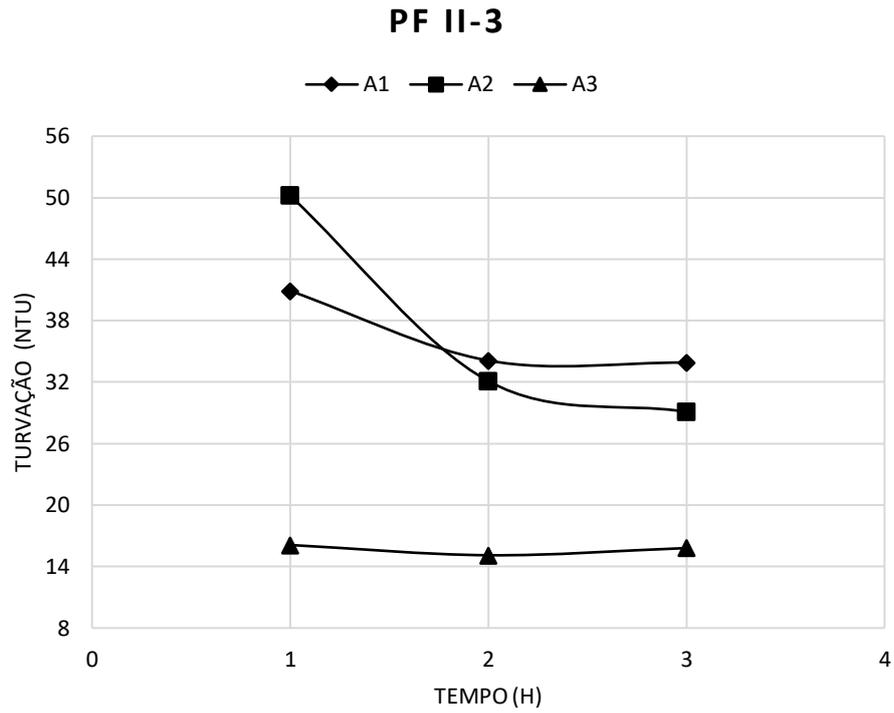


Figura A2-15 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do flocculador com o tempo – PF II-3

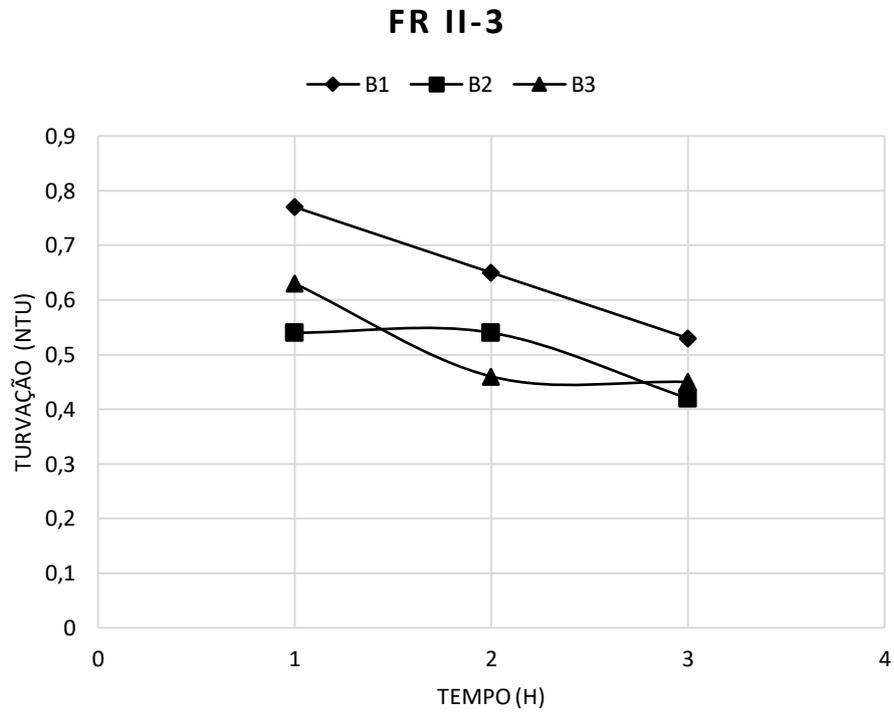


Figura A2-16 Desenvolvimento da turvação do efluente à diferentes alturas do leito de areia com o tempo – FR II-2

ANEXO 3 – Perda de carga no Filtro rápido

I-1

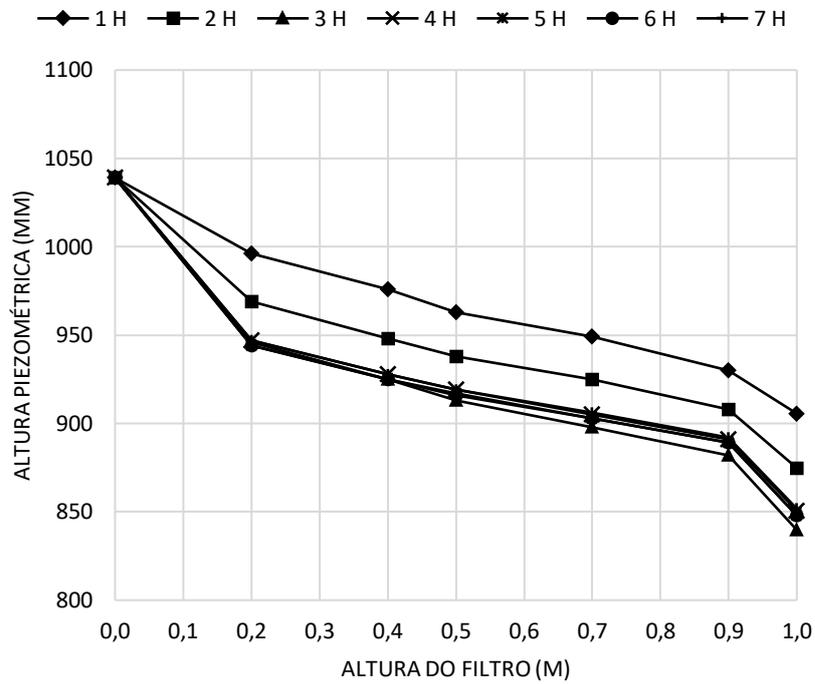


Figura A3-1 Perda de carga total – FR I-1

I-2

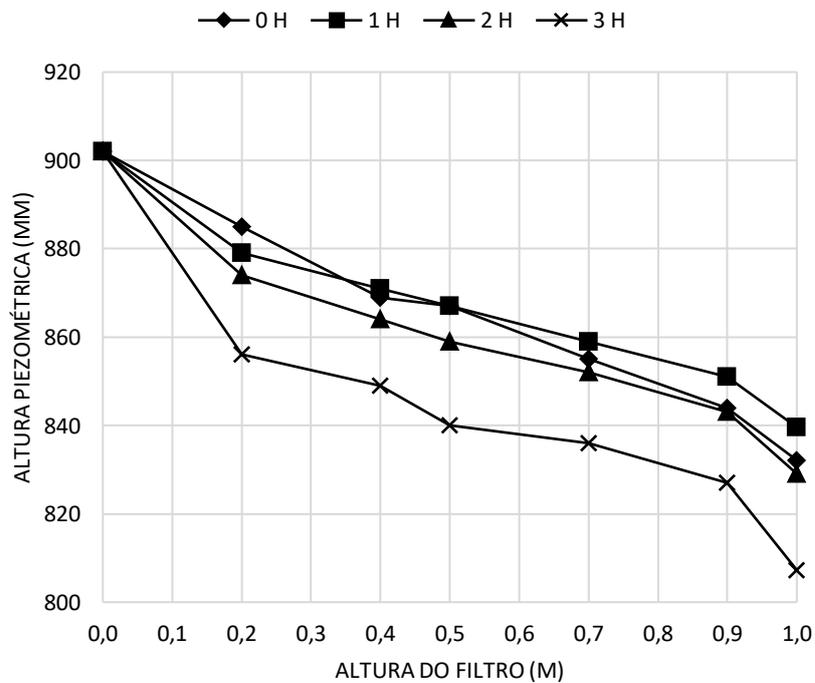


Figura A3-2 Perda de carga total – FR I-2

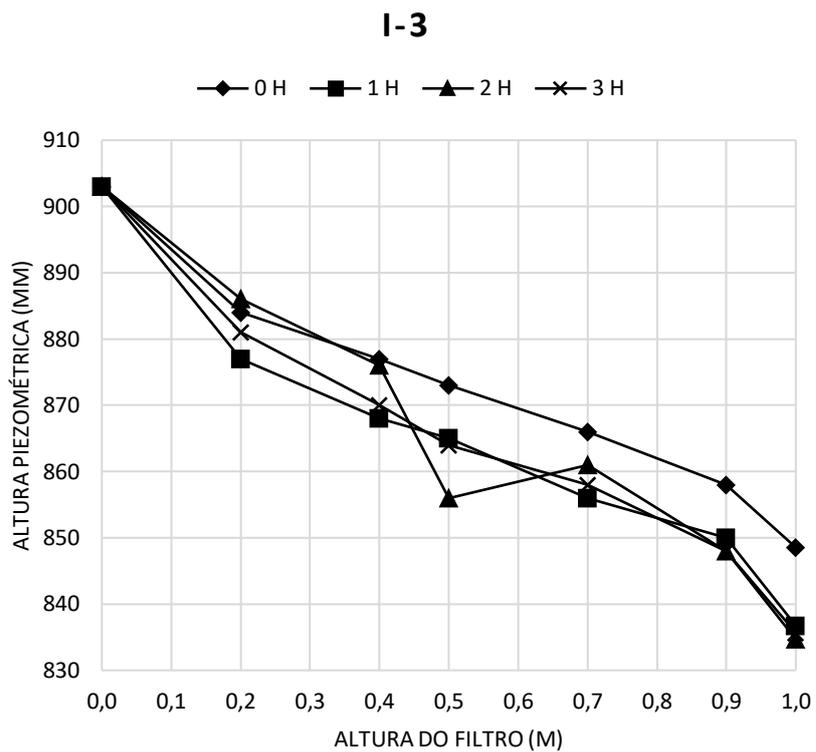


Figura A3-3 Perda de carga total – FR I-3

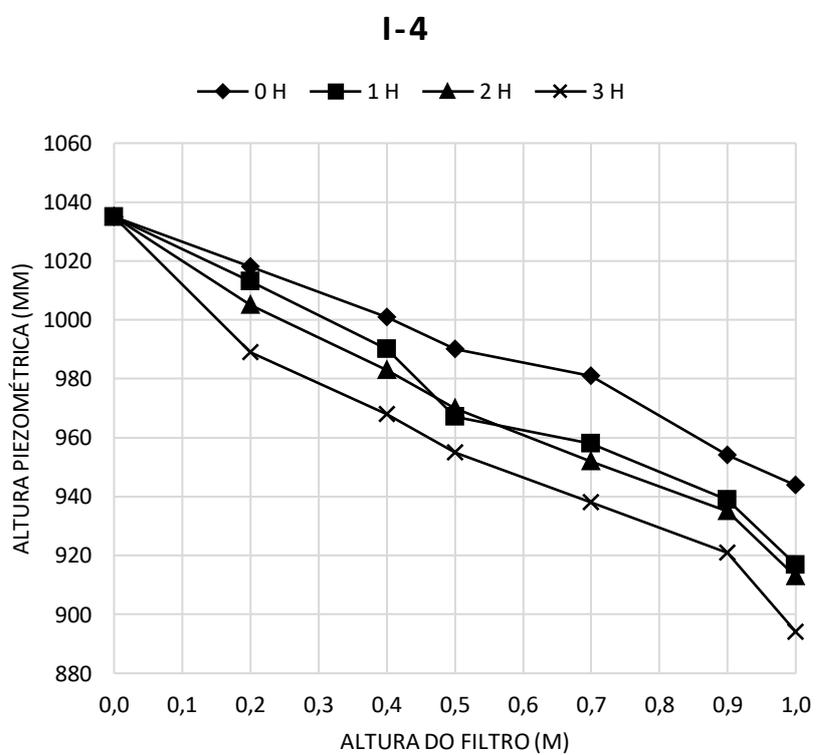


Figura A3-4 Perda de carga total – FR I-4

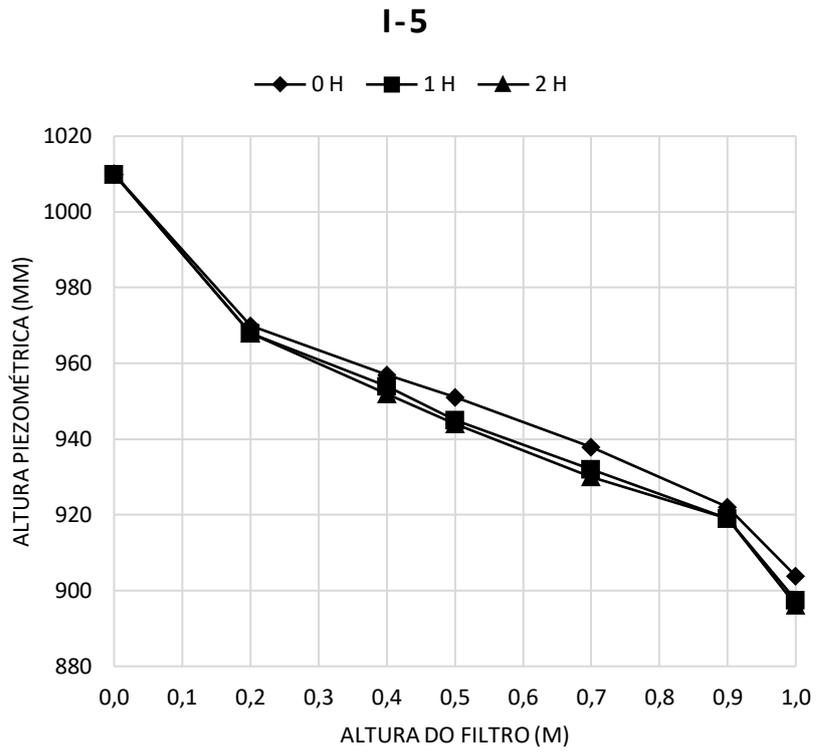


Figura A3-5 Perda de carga total – FR I-5

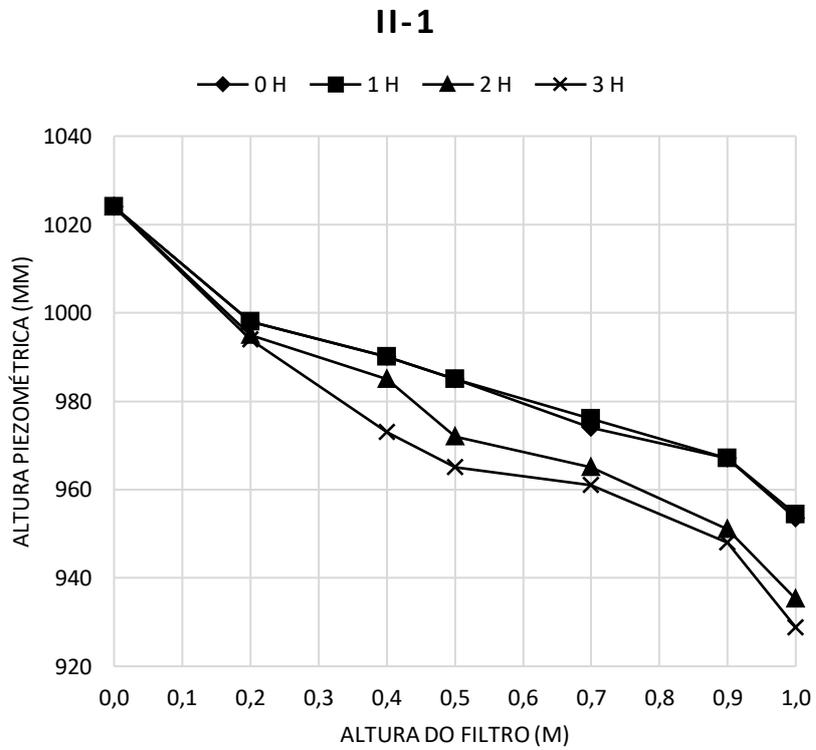


Figura A3-6 Perda de carga total – FR II-1

II-2

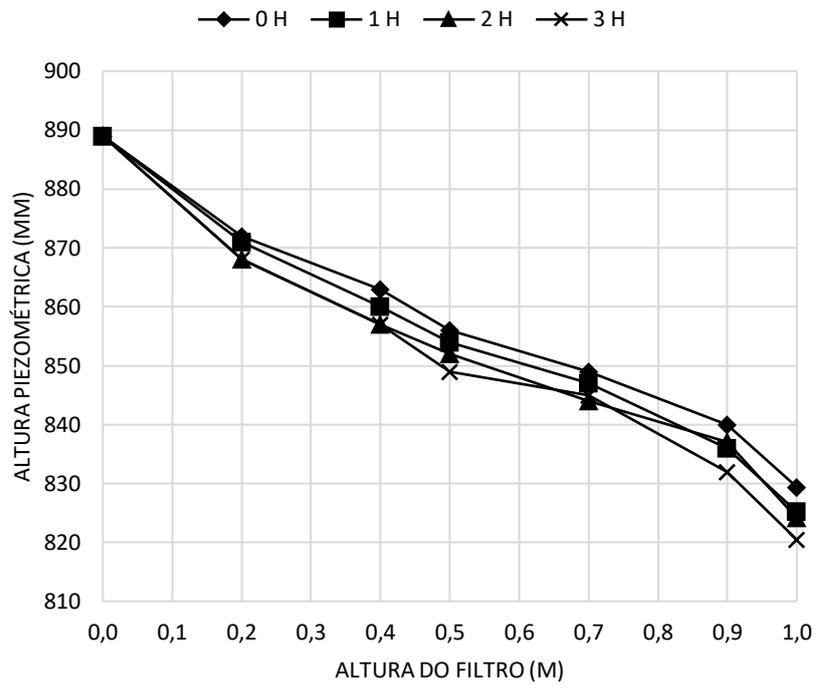


Figura A3-7 Perda de carga total – FR II-2

II-3

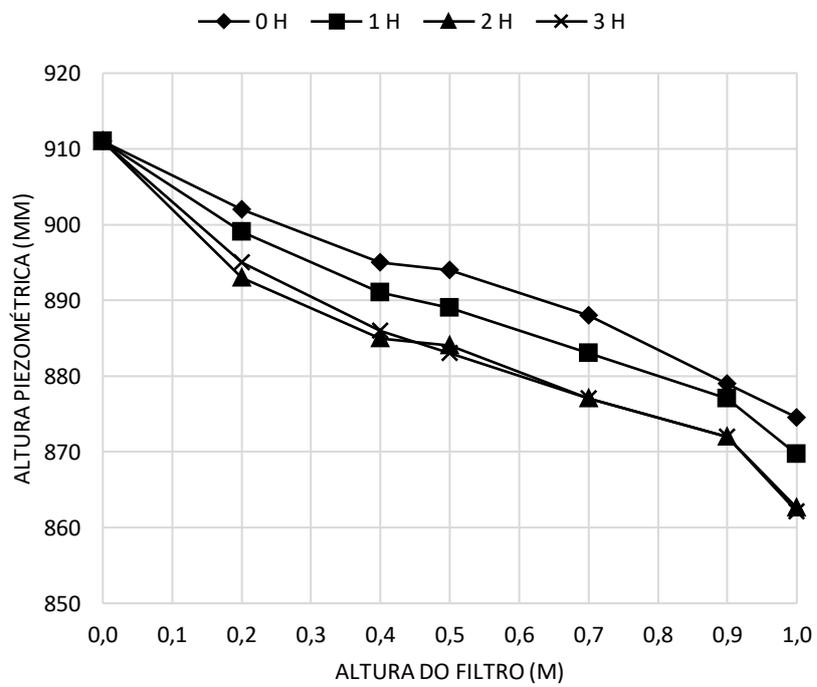


Figura A3-8 Perda de carga total – FR II-3

ANEXO 4 – Distribuição de pressão com o tempo no Filtro rápido

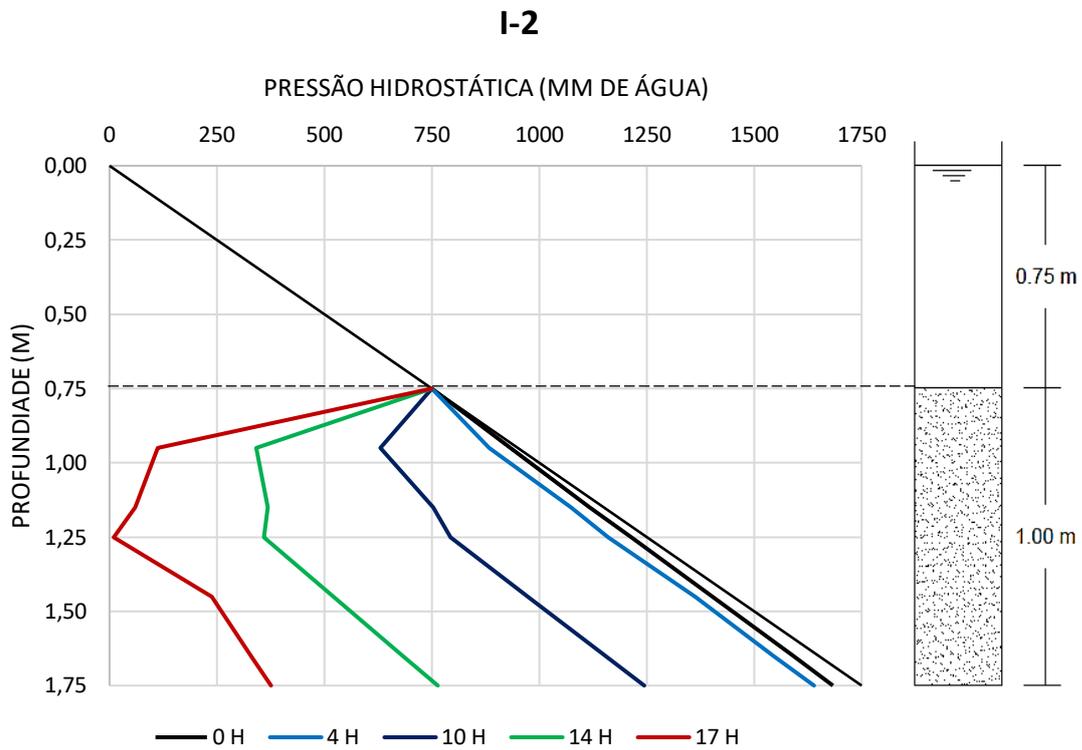


Figura A4-1 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-2

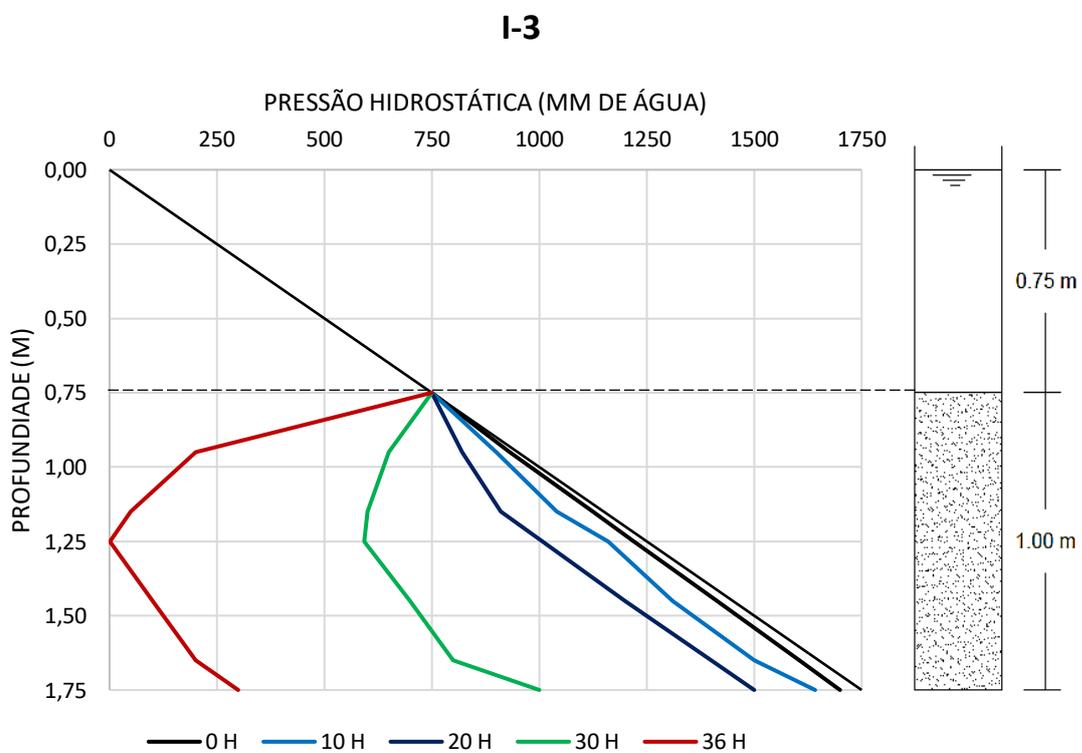


Figura A4-2 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-3

I-4

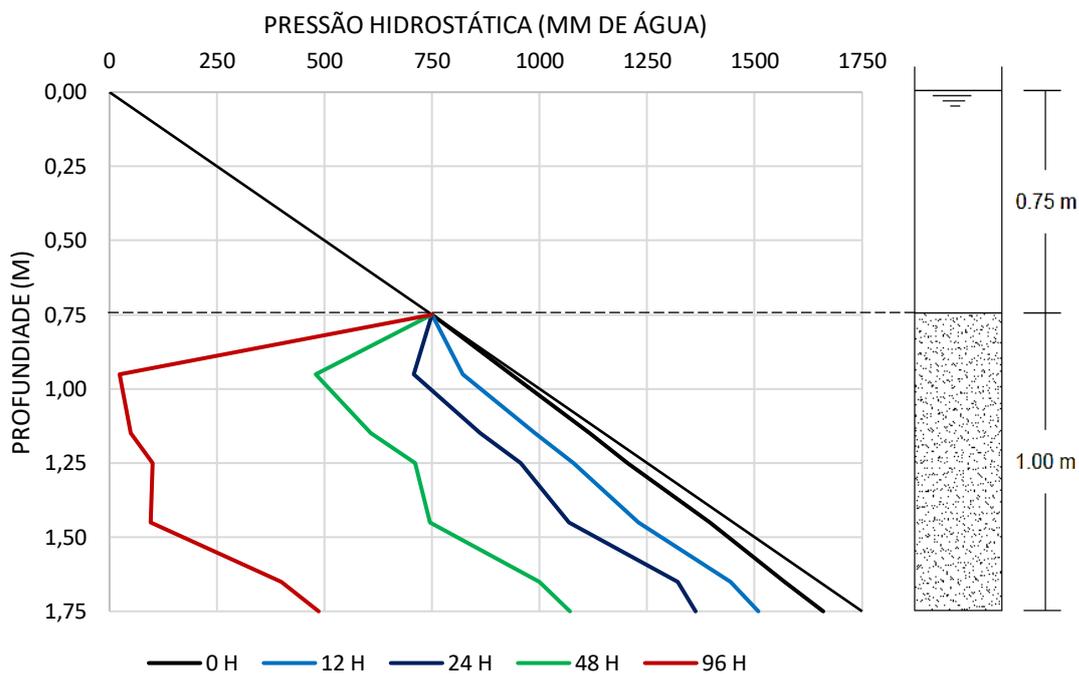


Figura A4-3 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-4

I-5

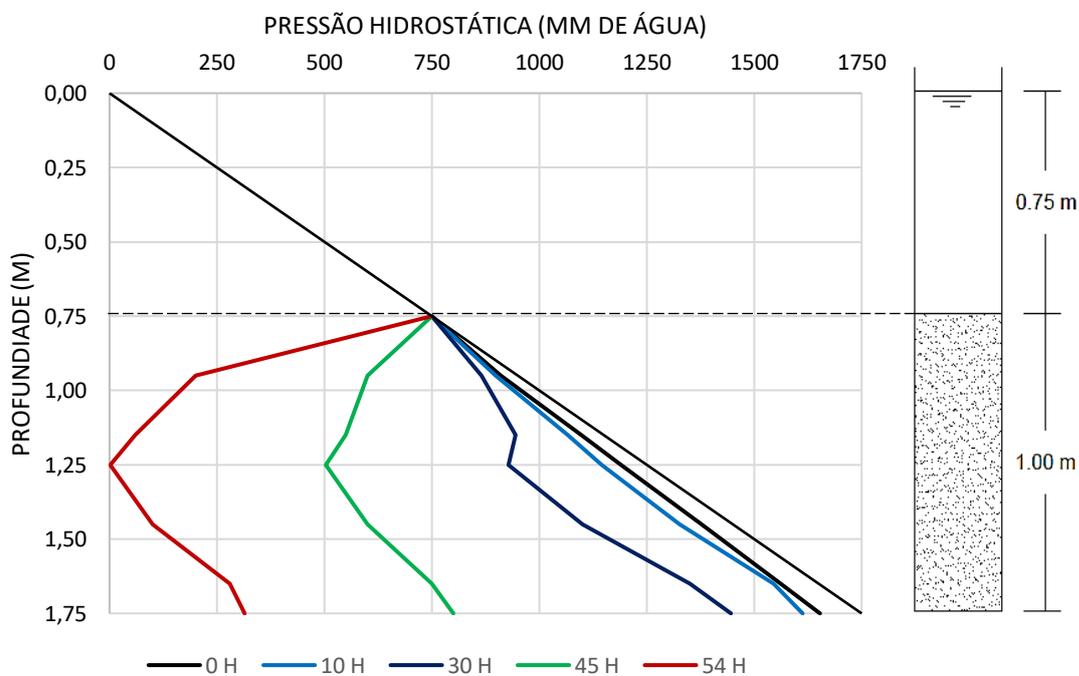


Figura A4-4 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR I-5

II-1

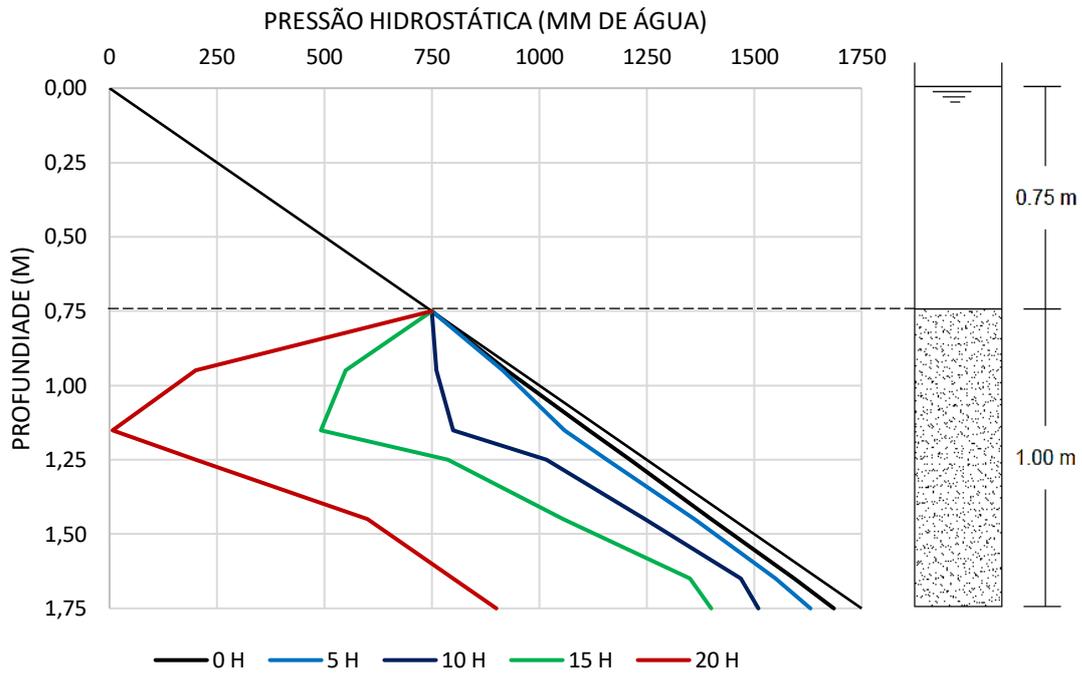


Figura A4-5 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR II-1

II-2

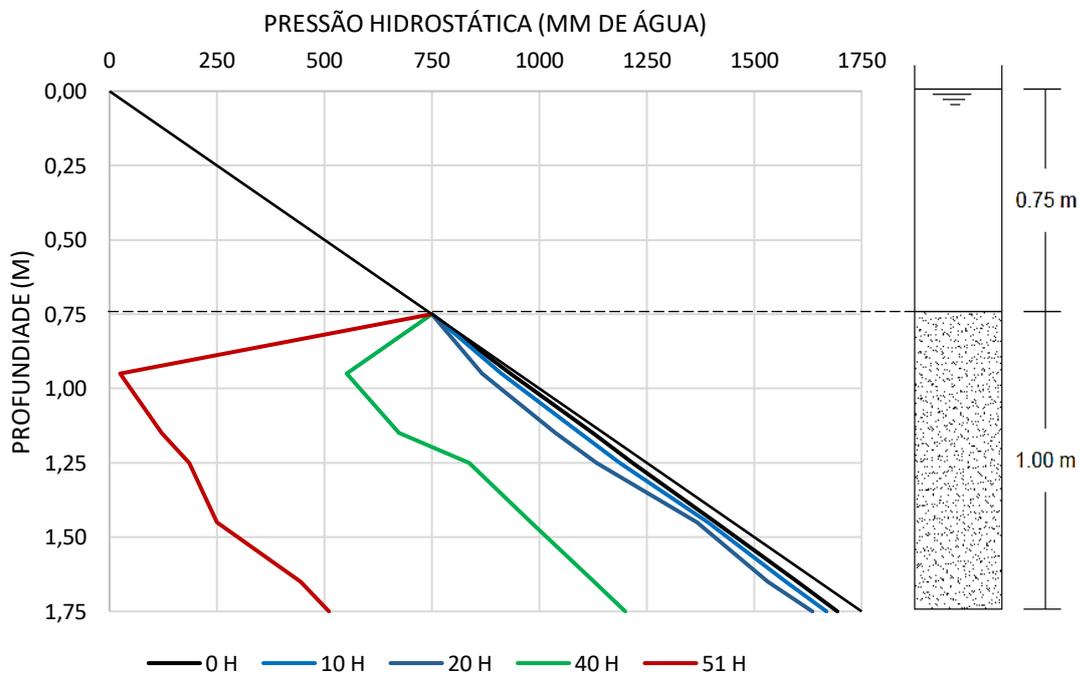


Figura A4-6 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR II-2

II-3

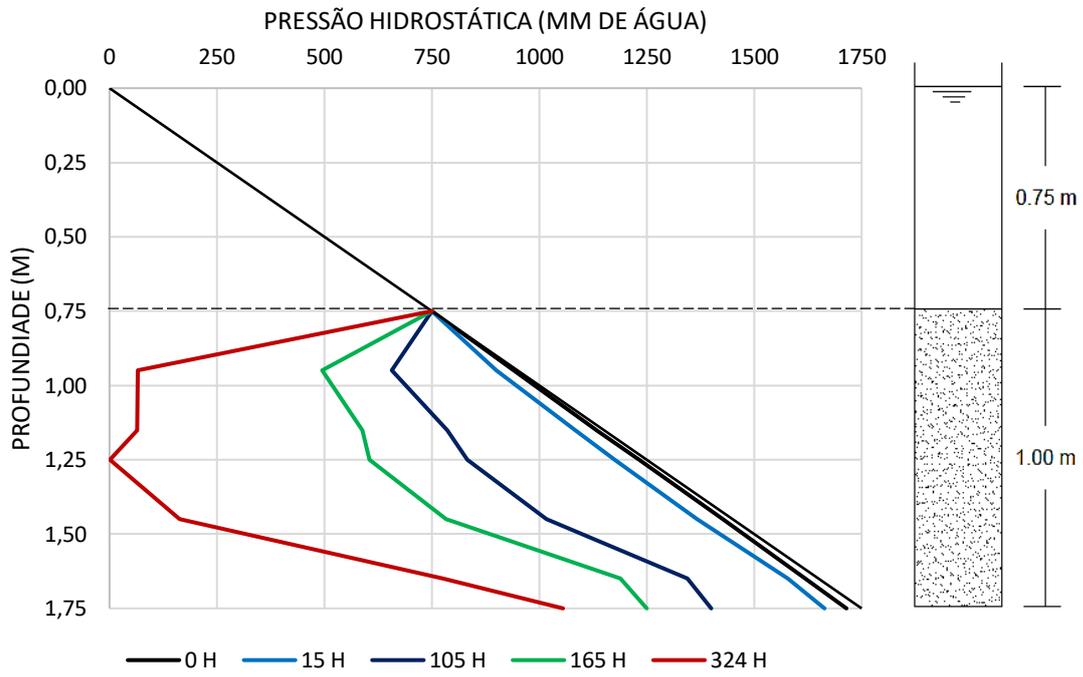


Figura A4-7 Distribuição de pressão no leito do filtro – FR II-3

ANEXO 5 – Determinação do caudal da bomba doseadora

Após a determinação das doses de sulfato de alumínio para cada ensaio, foi necessário ajustar os valores a fim de dar entrada na bomba doseadora. Para tal, seguem-se os passos:

1º - Determinação do caudal necessário para a concentração de Al^{3+} a ser aplicada – Exemplo do ensaio I-2

$$C_1 \cdot V_1 = C_2 \cdot V_2 \rightarrow \begin{cases} C_1 = 1500 \text{ mg/}\ell \\ V_1 \rightarrow \text{caudal na bomba} \\ C_2 \rightarrow \text{dose } Al^{3+} \text{ desejada} = 6,96 \text{ mg/}\ell \\ V_2 = \text{caudal no floculador} = 106,44 \text{ }\ell/\text{h} \end{cases}$$

$$V_1 = \frac{C_2 \cdot V_2}{C_1} = \frac{6,96 \cdot 106,44}{1500} \Rightarrow V_1 = 0,49 \text{ }\ell/\text{h}$$

2º - Correspondência de V_1 (linha do meio) no diagrama e retirar os valores encontrados na primeira e terceira linha. É ideal que os valores correspondidos sejam inteiros.

ProMinent® gamma/ 4 type 2001

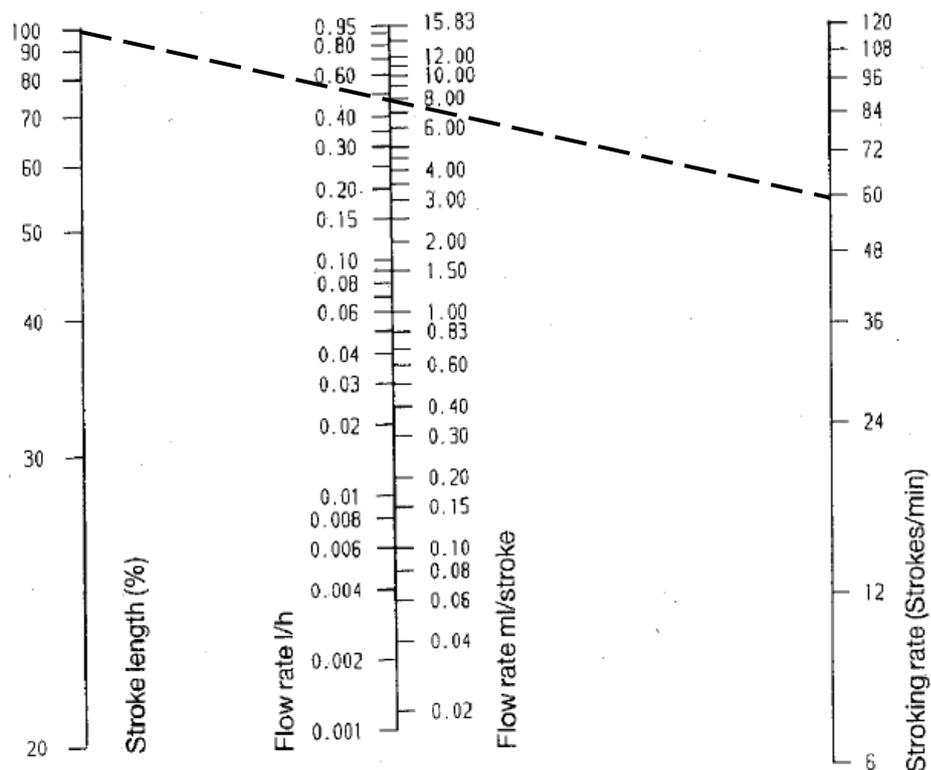


Figura A5-1 Nomograma para determinação do caudal a ser debitado pela bomba doseadora Modelo gamma/4 2001.

Tabela A5-1 Parâmetros de entrada na bomba doseadora para cada ensaio.

Série/nº	Taxa de filtração (m/h)	C ₂ (mg/l)	V ₂ (l/h)	V ₁ (l/h)	Stroke length (%)	Stroking rate (strokes/min)
I-1	0,66	2,95	100,0	0,20	70	41
I-2	0,7	6,96	106,44	0,49	100	60
I-3	1,0	6,96	152,05	0,71	80	120
I-4	1,2	2,95	182,46	0,36	60	96
I-5	1,5	3,56	228,08	0,54	90	75
II-1	0,7	3,48	106,44	0,25	70	50
II-2	1,0	3,48	152,05	0,35	60	96
II-3	1,2	1,48	182,46	0,18	70	36

ANEXO 6 – Critérios e normas de qualidade de água de abastecimento para consumo humano

Quadro A6-1 Parâmetros essenciais de controle de qualidade de água. *Fonte: LNEC (2000)*

PARÂMETROS ORGANOLÉPTICOS			
	Valor máximo admissível	Unidades	Observações
Cor	15	Unidades Hazen	A existência de cor afecta a aparência.
Odor	Não desagradável	Taxa de diluição	Deve ser aceitável para os consumidores
Sabor	Não desagradável	Taxa de diluição	Deve ser aceitável para os consumidores
Turvação	5	NTU	A existência de cor afecta a aparência; no caso de uma desinfectação final eficiente, turvação média ≤ 1 NTU, amostra simples ≤ 5 NTU
PARÂMETROS FÍSICO-QUÍMICOS			
	Valor máximo admissível	Unidades	Observações
pH	6,5-8,5	unidades de pH	O pH da água deve situar-se dentro da gama indicada. pH baixo: corrosão pH alto: sabor, sensação de sabão de preferência $< 8,0$ para desinfectação eficaz com cloro.
Sólidos dissolvidos totais	1000	mg/l	Confere sabor.