

UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
MESTRADO EM SANEAMENTO AMBIENTAL

JOSÉ AIRTON PEREIRA LIMA

DUPLA FILTRAÇÃO UTILIZANDO FILTRO DE PRESSÃO À
MONTANTE DE FILTRO ASCENDENTE EM MANANCIAIS
EUTROFIZADOS

FORTALEZA – CE

2011

JOSÉ AIRTON PEREIRA LIMA

**DUPLA FILTRAÇÃO UTILIZANDO FILTRO DE PRESSÃO À
MONTANTE DE FILTRO ASCENDENTE EM MANANCIAS
EUTROFIZADOS**

Dissertação submetida à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Saneamento Ambiental

Orientador: Prof. Dr. José Capelo Neto

FORTALEZA

2011

JOSÉ AIRTON PEREIRA LIMA

**DUPLA FILTRAÇÃO UTILIZANDO FILTRO DE PRESSÃO À
MONTANTE DE FILTRO ASCENDENTE EM MANANCIAS
EUTROFIZADOS**

Dissertação submetida à Coordenação do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em 17/06/2011

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. José Capelo Neto (Orientador)

Universidade Federal do Ceará - UFC

Prof^a. Dr^a. Ana Bárbara de Araújo Nunes

Universidade Federal do Ceará - UFC

Prof. Dr. Francisco Maurício de Sá Barreto

Instituto Federal do Ceará - IFCE

AGRADECIMENTOS

Aos Professores do Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental da Universidade Federal do Ceará pelos ensinamentos adquiridos.

Aos professores Ana Bárbara e Maurício, membros da banca examinadora, pelas valiosas contribuições.

Ao professor Capelo, orientador e membro da banca examinadora, pelas valiosas orientações e sugestões ao longo de toda a pesquisa.

À CAGECE pela liberação parcial do trabalho para o desenvolvimento curricular deste Mestrado.

A UN BME por permitir a execução de experimentos nas dependências da ETA Aquiraz, e aos operadores Levi e Raimundo pela ajuda, cuidado e atenção nunca negada.

À GECOQ pela realização das análises complementares (hidrobiológicas) deste trabalho.

Aos companheiros de trabalho Barbara Jô, Adriano Nogueira, Carlos André e Jordão pelo apoio recebido para a finalização deste trabalho.

À Mislene (GEPED) pela colaboração no desenvolvimento de vários ensaios na instalação piloto.

Aos colegas de turma, pelos incentivos e ensinamentos.

Aos companheiros de trabalho que de alguma forma contribuíram para o desenvolvimento desta pesquisa.

Aos meus filhos, pelo apoio e compreensão das ausências.

À Milena, pelos incentivos e compartilhamento cotidiano das dificuldades e alegrias.

RESUMO

O processo de tratamento por filtração direta costuma ser selecionado para o tratamento de água com qualidade razoável (baixos a médios teores de cor, turbidez e algas). Nesse processo, as mudanças de qualidade - particularmente no que tange à proliferação de algas - provocam problemas de sobrecarga nos filtros, uma vez que toda fração particulada deve ser removida nos meios filtrante. Identifica-se desta forma a necessidade de se buscar soluções alternativas para aliviar a sobrecarga dos filtros rápidos. Vários sistemas de abastecimento de água operados pela Companhia de Água e Esgoto do Ceará - CAGECE adotam a Filtração Direta Ascendente (FDA) como tecnologia de tratamento, solução que à época de sua implantação mostrou-se compatível com as características dos mananciais. Atualmente, devido à eutrofização dos mananciais e conseqüentes florações dos mais diversos tipos de algas, os sistemas trabalham de forma crítica com sobrecarga de filtros e grande perda de água (necessidade de constantes lavagens dos filtros) para atender aos padrões de qualidade definidos pela legislação. A implantação de uma unidade à montante dos filtros existentes para pré condicionar a água bruta e adequá-la ao tratamento existente é opção, mas esbarra em um problema de caráter operacional já que grande parte dos estudos disponíveis na literatura adota filtros ascendentes seguidos de descendentes, o que do ponto de vista hidráulico compromete o aproveitamento das estruturas existentes. A unidade de pré-tratamento possibilitou a adequação da água bruta com elevada presença de algas às limitações do sistema de filtração direta ascendente, melhorando a qualidade da água produzida e reduzindo as perdas de água tratada nas lavagens de filtros. O filtro de pressão PFP1 (leito com $T_e=2,4$ e $C_d=1,1$) operando com uma taxa de filtração de $400 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{dia}$ apresentou uma remoção de 50% de cor aparente e 65% de turbidez com perda de carga permanecendo abaixo de 1 m.c.a. ao longo de uma carreira de filtração média em torno de 2,5 horas. O sistema com filtro de pressão a montante do filtro ascendente apresentou ainda perdas com água de lavagem (6,2%) menores em comparação ao filtro ascendente operando isoladamente (16,2%).

Palavras-chave: Pré-filtro de pressão. Tratamento de água de mananciais eutrofizados.

ABSTRACT

The process of treatment by direct filtration is often selected to treat water with reasonable quality (low to medium levels of color, turbidity and algae). In this process, the changes - particularly with regard to algae blooms - cause overload problems in the filters, since the particulate fraction must be removed at the filter media. It was identified therefore the need to seek alternative solutions to alleviate the burden of rapid filters. Several water supply systems operated by the Water and Sewerage Company of Ceará - CAGECE adopt the Ascending Direct Filtration (ADF) as treatment technology, a solution which at the time of its implementation was compatible with the characteristics of the raw water. Currently, due to eutrophication of water sources and the resulting blooms of many kinds of algae, systems work critically overloading filters and causing large water loss (the need for constant filters back washing) to meet quality standards set by legislation. The deployment of a unit placed before the existing filters to condition the raw water to the existing treatment stumbles on an operational problem since much of the available studies adopts upflow followed by downflow filters which in the hydraulic point of view precludes the use of the existing structures. The unit of pre-treatment installed allowed the suitability of raw water with high presence of algae to the limitations of direct upflow filtration system, improving the quality of the water produced and reducing losses of treated water by the wash procedures. The pressure filter PFP1 (bed with $T_e = 2.4$ and $C_d = 1.2$) operating at a filtration rate of $400 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{day}$ showed a removal of 50% of apparent color and 65% of turbidity with a head loss remaining below 1 m.w.c. and a mean filtration run of 2.5 hours. The system of filters showed water losses of 6.2%, smaller when compared to the upflow filter operating alone (16.2%).

Keywords: pré-filter the pressure. Treatment the water of raw eutrophication.

LISTA DE FIGURAS

Figura 3.1 – Histórico de cianobactérias – Lagoa do Catu (Aquiraz-Ce).....	41
Figura 3.2 – Detalhe isométrico da ETA-Piloto	42
Figura 3.3 – Foto da ETA-Piloto	43
Figura 3.4 – Hidrômetro e Rotâmetros utilizados como medidores de vazão	46
Figura 3.5 – Medidor de vazão do sistema de dosagem	49
Figuras 3.6 – Dosadoras do tipo peristálticas para PAC e Polímero (acima) e dosadora de diafragma eletromagnética para o Hipocal (abaixo).....	50
Figura 4.1 – Valores de turbidez e perda de carga no experimento 1 - Filtro ascendente com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	54
Figura 4.2 – Valores de turbidez e perda de carga nos experimentos 2.1, 2.2 e 2.3 - Filtro de pressão (PFP1) e ascendente com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	55
Figura 4.3 – Valores de turbidez e perda de carga nos experimentos 1 + 2.1, 2.2 e 2.3 - Filtro de pressão (PFP1) e ascendente com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	56
Figura 4.4 - Cor aparente (valores médios) nos experimentos 2.1, 2.2 e 2.3 - Filtro de pressão (PFP1) e ascendente (FA) com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	56
Figura 4.5 – Valores de turbidez e perda de carga no experimento 3 – PFP1 $T=300\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	57
Figura 4.6 – Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) no experimento 3 – PFP1 $T=300\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	58
Figura 4.7 – Valores de turbidez e perda de carga no experimento 4 – PFP1 $T=400\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	59
Figura 4.8 – Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) no experimento 4 – PFP1 $T=400\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	60
Figura 4.9- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 5 - PFP1 $T=500\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	60
Figura 4.10 - Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final no experimento 5 - PFP1 $T=500\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	61
Figura 4.11- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 6 - PFP2 $T=300\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	63
Figura 4.12-Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uH) do experimento 6 - PFP2 $T=300\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	64
Figura 4.13- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 7 - PFP2 $T=400\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	65
Figura 4.14- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 7 - PFP2 $T=400\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	65
Figura 4.15- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 8 - PFP2 $T=500\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{.dia}$	66

Figura 4.16- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 8 - PFP2 T=500m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia.....	67
Figura 4.17- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 9 - PFP3 T=300m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia.....	69
Figura 4.18- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 9 - PFP3 T=300m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia.....	70
Figura 4.19- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 10 - PFP3 T=400m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia.....	70
Figura 4.20- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 10 - PFP3 T=400m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia.....	71
Figura 4.21- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 11 - PFP3 T=500m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia.....	72
Figura 4.22- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uH) do experimento 11 - PFP3 T=500m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia.....	72
Figura 4.23 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1 nas taxas de filtração de 300,400 e 500m ³ /m ² .dia, experimentos 3, 4 e 5.	75
Figura 4.24 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP2 nas taxas de filtração de 300,400 e 500m ³ /m ² .dia, experimentos 6, 7 e 8.	76
Figura 4. 25 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP3 nas taxas de filtração de 300, 400 e 500m ³ /m ² .dia, experimentos 9,10 e 11.	76
Figura 4.26 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 300 ³ /m ² .dia, experimentos 3,6 e 9.	77
Figura 4.27 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 400 ³ /m ² .dia, experimentos 4,7 e 10.	77
Figura 4.28 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 500 ³ /m ² .dia, experimentos 5, 8 e 11.	78
Figura 4.29 – Valores médios de turbidez nas corridas com os filtros PFP1, PFP2 e PFP3 e taxas de filtração de 300, 400 e 500m ³ /m ² .dia, experimentos 3,4,5,6,7,8,9,10 e 11.....	78
Figura 4.30 – Valores médios de perda de carga nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 300, 400 e 500m ³ /m ² .dia, experimentos 3,4,5,6,7,8,9,10 e 11.....	80
Figura 4.31- Valores de turbidez e perda de carga no filtro ascendente FA operando a uma taxa de 82 T=200m ³ /m ² .dia, experimento 12.....	82
Figura 4.32- Cor aparente do FA operando a uma taxa de T=200m ³ /m ² .dia.....	82
Figura 4.33- Valores de turbidez e perda de carga nos filtros PFP1 T=400m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia, experimentos 13.1, 13.2 e 13.3.....	83
Figura 4.34- Cor aparente do operando a uma taxa de PFP1 T= 400m ³ /m ² .dia e FA operando a uma taxa de T=200m ³ /m ² .dia, experimentos 13.1, 13.2 e 13.3.....	84
Figura 4.35- Valores de turbidez e perda de carga para os filtros FA T=200m ³ /m ² .dia e PFP1 T=400m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia, experimentos 12, 13.1, 13.2 e 13.3.....	84
Figura 4.36 - Valores de turbidez e perda de carga nas configurações PFP1 T=200m ³ /m ² .dia, PFP1 T=400m ³ /m ² .dia e FA T=200m ³ /m ² .dia, experimentos 2.1, 2.2, 2.3, 13.1, 13.2 e 13.3.....	86

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Parâmetros de água bruta limitantes para FDA	30
Tabela 2.2 – Parâmetros de água bruta limitantes para FDD	32
Tabela 2.3 – Parâmetros de água bruta limitantes para FDD	39
Tabela 4.1 – Parâmetros quantitativos do PFP1, no período de 03/06/2010 a 09/07/2010.	61
Tabela 4.2 – Eficiência na remoção de fitoplâncton do PFP1 operando com taxas de 300 e 400 m ³ /m ² .dia e do FA com taxa de 200 m ³ /m ² .dia	62
Tabela 4.3 – Parâmetros quantitativos do PFP2	67
Tabela 4.4 – Eficiência na remoção de fitoplâncton do PFP2 operando com taxas de 300 e 400 m ³ /m ² .dia e do FA com taxa 200 m ³ /m ² .dia.....	68
Tabela 4.5 – Parâmetros quantitativos do PFP3	73
Tabela 4.6 – Eficiência na remoção de fitoplâncton do PFP3 operando com taxas de 300, 400 e 500 m ³ /m ² .dia e do FA 400 e 500 m ³ /m ² .dia.	74
Tabela 4.7 – Dados de eficiências dos pré-filtros nas diversas taxas de filtração.....	79
Tabela 4.8 – Comparação entre a eficiências dos sistemas operando sem pré-filtros e com pré filtro em diferentes taxa de aplicação superficial.....	85

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Medidas de controle para os florescimentos de cianobactérias	20
Quadro 2.2 – Principais características dos meios filtrantes e Taxas de filtração propostas por vários autores para FDD.....	34
Quadro 3.1 – Características do meio suporte e leito filtrante dos PFP.....	43
Quadro 3.2 – Características do meio suporte e leito filtrante do FA.....	44
Quadro 3.3 – Principais características do sistema de dosagem de coagulante (PAC-23) utilizado nos experimentos	48
Quadro 3.4 – Principais características do auxiliar de coagulação utilizado nos experimentos	48

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AC:	Água coagulada
a.C	antes de Cristo
AB	Água bruta
AT	Água tratada
AHAs	Ácidos haloacéticos
CAG	carvão ativado granular
CAGECE	Companhia de Água e Esgoto do Ceará
CR	Cloro residual
CF	carreira de filtração (em horas)
CAP	carvão ativado em pó
CD	Coefficiente de Desuniformidade
CON	Carbono orgânico natural
COT	Carbono orgânico total
DPAC	Dosagem de PAC
DPol	Dosagem de polímero
DF	Dupla filtração
DFI	Descarga de fundo intermediária
DFF	Descarga de fundo final
ETA	Estação de tratamento de água
FA	Filtração Ascendente / Filtro Ascendente
FAAG	Filtração Ascendente com Areia Grossa
FAP	Filtro Ascendente de Pedregulho
FD	Filtração Descendente / Filtro descendente
FDA	Filtração Direta Ascendente
FDD	Filtração Direta Descendente
FIME	Filtração em Múltiplas Etapas
FL	Filtração Lenta / Filtro Lento
FP	Filtro de Pressão
Hf	perda de carga
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

m.c.a	metro de coluna de água
mg/L	miligrama por litro
mL	mililitro
MON	Matéria Orgânica Natural
MS	Ministério da Saúde
NMP	Número mais provável
PAC	hidroxi-cloreto de alumínio / cloreto de polialumínio
PFP	Pré-Filtro de pressão
pH	potencial Hidrogeniônico
SPD	Subprodutos da desinfecção
SPO	Subprodutos da oxidação
T	Taxa de filtração
Tc	Turbidez água coagulada
TE	Tamanho Efetivo
THMs	Trihalometanos
uH	Unidade Hazen de cor
UN BME	Unidade de Negócio da Bacia Metropolitana
uT	Unidade Nefelométrica de turbidez

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	17
2.1 EUTROFIZAÇÃO E FLORAÇÃO DE BACTÉRIAS	17
2.2 AÇÕES PREVENTIVAS E CORRETIVAS EM MANANCIASIS SUPERFICIAIS	19
2.3 COAGULAÇÃO	21
2.4 SUBPRODUTOS DA DESINFECÇÃO	22
2.5 FILTRAÇÃO	25
2.6 SELEÇÃO DE TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO DE ÁGUA.....	27
2.6.1 FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE (FDA)	27
2.6.2 FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE (FDD).....	32
2.6.3 FILTROS DE PRESSÃO.....	34
2.6.4 DUPLA FILTRAÇÃO (DF)	35
3. MATERIAIS E MÉTODOS	41
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	53
4.1 PRIMEIRA ETAPA	53
4.2 SEGUNDA ETAPA	57
4.2.1 PFP1/FA (T=300/200m ³ /m ² .dia).....	57
4.2.2 PFP1/FA (T=400/200m ³ /m ² .dia).....	58
4.2.3 PFP1/FA (T=500/200m ³ /m ² .dia).....	60
4.2.4 PFP2/FA (T=300/200m ³ /m ² .dia).....	62
4.2.5 PFP2/FA (T=400/200m ³ /m ² .dia).....	64
4.2.6 PFP2/FA (T=500/200m ³ /m ² .dia).....	66
4.2.7 PFP3/FA (T=300/200m ³ /m ² .dia).....	69
4.2.8 PFP3/FA (T=400/200m ³ /m ² .dia).....	70
4.2.9 PFP3/FA (T=500/200m ³ /m ² .dia).....	71
4.3 DISCUSSÕES DOS RESULTADOS DA SEGUNDA ETAPA	74
4.4 TERCEIRA ETAPA	81
4.4.1 FA (T=200m ³ /m ² .dia)	81
4.4.2 PFP1/FA (T=400/200m ³ /m ² .dia).....	83
5 CONCLUSÕES	87
6 RECOMENDAÇÕES.....	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90
APÊNDICE	94

1 INTRODUÇÃO

A explosão demográfica associada à rápida urbanização e ao desenvolvimento industrial e tecnológico dos últimos anos aumentou a demanda por água. Proporcional a este aumento de consumo, os efluentes gerados nas diversas atividades impactam negativamente sobre as reservas hídricas, com deterioração da qualidade das águas doces superficiais e subterrâneas, inviabilizando muitas vezes o consumo de água sem tratamento. Assim, para atender as necessidades de consumo humano e das mais variadas atividades que requerem água de boa qualidade, faz-se necessária a implantação de sistemas de abastecimento dotados de estações de tratamento de água que atendam aos padrões de potabilidade estabelecidos pela Portaria Nº 518/2004-MS de 2004. Cada vez mais complexas, as ETAs buscam adequar-se as alterações da qualidade de água dos mananciais, alterações estas principalmente relacionadas ao crescimento populacional, à expansão industrial e aos múltiplos usos do solo da bacia hidrográfica e do corpo hídrico, com destaque especial à falta de conservação e consequente falta de proteção dos mananciais, situações que favorecem sua eutrofização.

Segundo Esteves (1998), a eutrofização artificial é um processo dinâmico, no qual ocorrem profundas modificações qualitativas e quantitativas das comunidades aquáticas, nas características físicas e químicas do meio e no nível de produção do sistema, podendo ser considerado uma forma de poluição.

A presença de florações de organismos fitoplantônicos e seus subprodutos em rios, lagos e reservatórios destinados ao abastecimento, interfere diretamente na qualidade da água, podendo introduzir efeitos negativos tanto de ordens estética e organoléptica (odor e sabor) como de saúde pública devido à produção de compostos potencialmente tóxicos e carcinogênicos. As alterações na qualidade da água para abastecimento, devido à presença desses organismos, introduzem dificuldades diversas, podendo comprometer seriamente o funcionamento das estações de tratamento de água ou sistemas de abastecimento, caso estes não estejam preparados para inativá-los ou removê-los (DI BERNARDO, 2008a).

Neste contexto, o processo de filtração direta tem sido selecionado para o tratamento de água de qualidade razoável (baixos a médios teores de cor, turbidez e algas – conforme Tabela 2.1). No entanto, uma vez instalada esta tecnologia e ocorrendo mudanças na qualidade da água dos mananciais, particularmente no que tange à proliferação de algas,

passa-se a enfrentar problemas operacionais tais como a sobrecarga dos filtros, baixa qualidade da água tratada, altas perdas devido à necessidade de lavagens constantes e maior potencial de produção dos subprodutos da desinfecção. Organismos fitoplânctônicos presentes em águas submetidas às tecnologias de tratamento via filtração direta são responsáveis pelo rápido aumento da perda de carga no meio filtrante, obstruindo os filtros em poucas horas de funcionamento, aumentando a frequência de lavagens e conseqüentemente o consumo de água na produção (KURODA, 2006).

Para tratar águas com significativa presença de algas, faz-se necessário incluir outras etapas de tratamento, sendo a flotação o processo geralmente mais recomendado (JANSSENS e BUEKENS, 1993). A flotação, entretanto, torna o processo de tratamento mais caro e operacionalmente mais complexo, o que pode inviabilizar o sistema de tratamento do ponto de vista técnico e econômico. Identifica-se então a necessidade de se buscar soluções para aliviar a sobrecarga dos filtros rápidos já instalados, sendo de fundamental importância o desenvolvimento e domínio de tecnologias alternativas de tratamento, ou a combinações destas, adequadas às condições econômicas, social, política e ambiental da localidade.

Dentre as principais tecnologias disponíveis de tratamento de água, a Filtração Direta Ascendente (FDA) requer menor área e apresenta custo de implantação e operação significativamente menores quando comparado aos custos de instalações de ciclo completos. No entanto, a FDA apresenta sérias limitações relativas à capacidade de adequação às variações da qualidade hidrobiológica da água bruta, sendo recomendado um tratamento complementar com filtro de escoamento descendente (Dupla Filtração - DF) quando a FDA for insuficiente. A DF permite o tratamento de água de pior qualidade, oferece maior segurança com relação às variações de qualidade da água bruta, apresenta maior remoção global de microorganismos, além de dispensar o descarte de água pré-filtrada no início da carreira de filtração (DI BERNARDO, 2008a).

A dupla filtração com filtro ascendente em pedregulho é uma variação da DF, cujo objetivo principal é melhorar as características da água e adequá-la ao tratamento subsequente, ampliando assim seu campo de aplicação. O pré-filtro ou filtro rudimentar normalmente é o primeiro, em uma série de pelo menos dois filtros, usado para remover quantidades maiores de particulados, evitando o entupimento dos filtros seguintes. Quando construídos na forma de leito de pedregulho são mais eficientes que tratamento convencional,

entretanto menos efetivos que filtros de areia rápidos ou lentos. Em países em desenvolvimento, onde floculantes químicos são pouco utilizados, o uso desse tipo de pré-tratamento foi reconhecido como perfeitamente adaptados para os processos tratamento da água potável (DI BERNARDO e ROCHA, 1990). O uso de pré-filtro, especialmente para a separação de algas, mostrou que o tamanho e a forma dos grãos são as principais variáveis que afetam o desempenho da filtração.

Pesquisas desenvolvidas no Brasil e Colômbia, e experiências em estações em escala real na Colômbia, mostraram o potencial da pré-filtração ascendente em pedregulho, precedida ou não pela pré-filtração dinâmica. Estudos recentes tem mostrado que além de remover turbidez (VISSCHER *et al.*, 1996), os pré-filtros de pedregulho apresentam grande capacidade de remoção de algas e coliformes (DI BERNARDO e ROCHA, 1990 e BRANDÃO *et al.*, 1998), ampliando o espectro de aplicabilidade dos sistemas de filtração rápida.

Um exemplo deste desafio pode ser identificado na Companhia de Água e Esgoto do Ceará – CAGECE em que cerca de 70% dos sistemas de tratamento de água atualmente operados por esta companhia adotam como tecnologia a Filtração Direta Ascendente (FDA). À época da implantação, esta tecnologia era compatível com as características dos mananciais utilizados, porém, devido ao acelerado processo de eutrofização e consequentes florações dos mais diversos tipos de algas, esta solução tem apresentado extrema dificuldade no atendimento dos padrões de potabilidade, acarretando grandes perdas de água com as constantes lavagens dos filtros.

A implantação de uma unidade a montante dos filtros ascendentes com objetivo de pré condicionar a água bruta, adequando-a a tecnologia existente, pode configurar-se como uma opção para a solução destes transtornos. No entanto, para adoção desta solução, tem-se um problema de caráter operacional, pois os estudos disponíveis na literatura utilizam pré-filtros ascendentes seguidos de filtração descendente, o que torna o aproveitamento das estruturas de filtração direta ascendentes já instaladas inviável do ponto de vista hidráulico.

Assim, a partir destas limitações, e visando aproveitar os sistemas de tratamento de água com filtração direta ascendentes já em funcionamento, vislumbrou-se como uma alternativa funcional para adequar a qualidade da água bruta às limitações da filtração direta

ascendente, a implantação de pré-filtração, instalando-se filtros de pressão (PFP), à montante da torre de nível existente, tecnologia alternativa definida como objeto desta pesquisa.

OBJETIVO

1. Geral:

Determinar parâmetros operacionais e de projeto de filtro de pressão instalado à montante de filtro ascendente para otimização da eficiência do tratamento, em sistemas com mananciais eutrofizados.

2. Específicos

- Estudar taxas de aplicação superficial ótimas dos pré-filtros, observando a qualidade de água, a carreira de filtração e a perda de carga dos filtros;
- Estudar as melhores características do leito filtrante do pré-filtro de pressão a ser adotado;
- Realizar balanço de perda de água por lavagem do sistema integrado e compará-lo ao sistema operando somente com o filtro ascendente;
- Verificar o grau de segurança operacional atribuído ao sistema de tratamento, evitando transpasses de materiais na água tratada final.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 EUTROFIZAÇÃO E FLORAÇÃO DE CIANOBACTÉRIAS

Os ambientes aquáticos superficiais possuem comunidades planctônicas com variedade, abundância e distribuição próprias que dependem das características abióticas (temperatura, luz, oxigênio dissolvido e concentração de nutrientes) e bióticas (predadores, parasita, competição), que podem apresentar variações sazonais, sobretudo em regiões temperadas, que definem o ciclo anual, tendo que se considerar também a influência da ação humana, que pode acarretar mudanças substanciais nestas comunidades (DI BERNARDO, MINILLO E ANGELA DI BERNARDO, 2010).

Segundo Thomas e Mueller (1987), a eutrofização é o crescimento excessivo de plantas aquáticas, tanto planctônicas como aderidas, a níveis tais que sejam consideradas como causadores de interferências com os usos desejáveis do corpo d'água, tendo como fator principal de estímulo o aporte excessivo de nutrientes, principalmente nitrogênio e fósforo.

A eutrofização pode ser natural ou artificial. Quando natural (envelhecimento natural), é um processo lento e contínuo que resulta do aporte de nutrientes trazidos pelas chuvas e pelas águas superficiais que erodem e lavam a superfície terrestre (ESTEVES, 1998). A eutrofização artificial (envelhecimento precoce) provocada pela ação antrópica com o aumento expressivo das fontes poluidoras e o rápido crescimento do fitoplâncton e como uma reação em cadeia, em que o aumento da concentração de fósforo e nitrogênio torna o processo dinâmico com profundas modificações qualitativas e quantitativas nas comunidades aquáticas, nas condições físicas e químicas do meio, podendo ser considerada uma forma de poluição.

A eutrofização artificial está relacionada com o aumento da população, da industrialização, do uso de fertilizantes químicos na agricultura e com os despejos de produtos de limpeza contendo compostos polifosfatados. A quebra da estabilidade e rompimento do estado do equilíbrio faz com que o ecossistema passe a produzir mais matéria orgânica do que é capaz de consumir e decompor.

De acordo com Di Bernardo et al, (2010), entre os cenários dos efeitos indesejáveis da eutrofização que podem ocorrer nos ambientes aquáticos, destacam-se:

- Problemas recreacionais e estéticos;
- Condições anaeróbias nas camadas mais profundas do corpo de água;
- Eventuais condições de anaerobiose no corpo de água como um todo;
- Mortandades ocasionais de peixes;
- Modificações qualitativas e quantitativas de espécies de peixes de interesse comercial;
- Maiores dificuldades e elevação de custos para o tratamento de água;
- Liberação de toxinas algais, entre outros problemas.

No Brasil, a ocorrência dos florescimentos de cianobactérias tem aumentado nos últimos anos, pelo fato da maior parte do país estar localizado na região tropical e sob processo do nível de eutrofização, pois a maioria dos mananciais apresenta condições favoráveis durante o ano inteiro (DI BERNARDO et al, 2010).

A lagoa do Catu se encontra no município de Aquiraz (Ceará), formada devido ao represamento do córrego do Catu, pelo campo de dunas móveis. Em 1993, com a construção da barragem no sangradouro ocorreu um aumento da área do espelho de água, criando uma paisagem que despertou o interesse pela especulação imobiliária, que trouxe impactos sobre o equilíbrio ambiental e socioeconômico (PINHEIRO, 2007).

O histórico de Cianobactérias (Figura 3.1) apresenta densidade média superior a 100.000 células/mL, valor acima do recomendado pela Resolução CONAMA 357, referente à classificação de águas doces- Classe 3, o que concorre para um consumo elevado (em torno de 20%) de água gasto nas lavagens dos filtros da ETA-Aquiraz.

A eutrofização pode tornar um corpo de água inaproveitável para o abastecimento, geração de energia e como área de lazer. O estágio final do processo de eutrofização artificial é praticamente irreversível e, somente com o emprego de muita energia e capital, será evitado que o ecossistema se torne inútil para o homem. Desta maneira, é fundamental que as fontes de eutrofização artificial tenham seu efeito reduzido ao máximo, ou seja, eliminadas em tempo hábil (ESTEVEES, 1998).

2.2 AÇÕES PREVENTIVAS E CORRETIVAS EM MANANCIASIS SUPERFICIAIS

Com os avanços tecnológicos de tratamento, água bruta de qualquer qualidade pode ser tratada e destinada ao consumo, embora os custos e riscos envolvidos possam tornar os investimentos extremamente elevados e inviabilizar a implantação da estação de tratamento.

Para a adoção de soluções adequadas e sustentáveis faz-se necessário investir em ações para a preservação dos mananciais, tendo sido criado com esta finalidade, o Sistema Nacional de Gerenciamento dos Recursos Naturais – SNGRH, (lei nº 9.433 de 1997). Seus fundamentos principais são:

- A água é um bem de domínio público;
- É um recurso natural limitado e dotado de valor econômico;
- Em situações de escassez, o uso prioritário é o consumo humano e dessedentação de animais;
- A gestão deve sempre proporcionar o uso múltiplos das águas.

Nesta linha de ação, a lei 9.605 de 1998, denominada *Lei de Crimes Ambientais*, surgiu como um recurso para salvaguarda dos corpos hídricos na medida em que estabeleceu penas restritivas aos infratores, responsáveis pela emissão de efluentes ou carregamento de materiais, pelo o perecimento de espécies da fauna aquática existente e/ou por causarem poluição de qualquer natureza em níveis tais que resultem ou possam resultar em danos à saúde humana, ou que provoque a mortandade de animais ou destruição significativa da flora.

As estratégias de controle da eutrofização usualmente adotadas compreendem medidas preventivas e corretivas. As preventivas (atuação na bacia hidrográfica) visam à redução do aporte de nutrientes através de atuação nas fontes externas, com estratégias relacionadas aos esgotos e drenagem pluvial. Segundo Von Sperling (2005), as medidas corretivas (atuação no manancial) podem incluir uma ou mais das seguintes estratégias:

Processos mecânicos: aeração, desestratificação, remoção dos sedimentos, cobertura dos sedimentos, retirada de águas profundas, remoção de algas, remoção de macrófitas, sombreamento.

Processos químicos: precipitação de nutrientes, usos de algicidas, oxidação do sedimento com nitratos, neutralização.

Processos biológicos: (biomanipulação) uso de cianófagos, uso de peixes herbívoros

Um resumo das principais medidas de controle para os florescimentos de cianobactérias são apresentadas no quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Medidas de controle para os florescimentos de cianobactérias

Estratégia	Metodologia	Técnica
Prevenção da floração	Manejo da bacia hidrográfica	Disciplinamento do uso e ocupação do solo
		Circulação artificial da água
	Operações e processos químicos	Aeração do hipolímnio
		Retirada de água do hipolímnio
		Dragagem e bloqueio do sedimento
		Redução de florações pela descarga
		Redução da entrada de nutrientes
		Precipitação e inativação do fósforo no manancial
		Uso de algicidas
		Processos biológicos
	Aumento da competição pela introdução de macrófitas	
	Uso de cianofagos e mixobactérias	
	Alelopatia	
	Controle operacional	Remoção das natas ou escumas
Manejo da vazão		Redução do tempo de residência da água no reservatório
Métodos químicos para erradicação da floração	Uso de agentes tóxicos ao fitoplâncton ou oxidante	Sulfato de cobre Permanganato de potássio
	Uso de outras substâncias químicas	Cal Substâncias orgânicas

Fonte: Adaptado de Di Bernardo (2008a)

Sempre que possível, deve-se dar grande ênfase aos métodos preventivos, usualmente mais baratos e eficazes. Contudo, as sustentabilidades das estratégias adotadas necessitam da mudança comportamental, via educação ambiental, em um processo permanente no qual os indivíduos e a comunidade tomem consciência do seu meio ambiente e adquiram conhecimentos, valores, habilidades, experiências e determinação que os tornem aptos a agir e resolver problemas ambientais presentes e futuros (DIAS, 2004).

2.3 COAGULAÇÃO

A coagulação, pré-tratamento químico para a desestabilização de partículas, constitui o fator mais importante para a produção de água filtrada de boa qualidade, principalmente quando se aplica uma das técnicas de filtração direta (DI BERNARDO, 2002).

Dispersas na água, as partículas apresentam carga predominantemente negativa, dessa forma a “desestabilização” permitirá a aproximação das partículas vencendo a barreira de energia decorrente desses potenciais elétricos. A Coagulação (LIBÂNIO, 2008) constitui-se na conjugação de quatro mecanismos, que podem inclusive, ocorrer simultaneamente:

- **Compressão da dupla camada:** a dispersão de íons de carga positiva (normalmente trivalentes) e o conseqüente aumento da força iônica provocam a compressão da camada difusa permitindo a posterior aproximação outras partículas.
- **Adsorção-desestabilização:** ocorre imediatamente após a dispersão do coagulante na massa líquida, formando diversas espécies hidrolisadas de carga positiva que são adsorvidas na superfície das partículas, desestabilizando-as. A dosagem do coagulante necessária à neutralização da carga é diretamente proporcional à concentração e à área superficial do colóide, sendo influenciada pelo número e distribuição dos tamanhos das partículas que constituem a dispersão. A adsorção-desestabilização como mecanismo de coagulação deve predominar em estações de filtração direta (FDA e FDD), pois os microflocos formados apresentam baixa velocidade de sedimentação e alta resistência ao cisalhamento decorrentes das forças hidrodinâmicas do escoamento, sendo eficientemente retidos nos interstícios do meio filtrante.
- **Varredura:** em função das dosagens de coagulante (mais elevadas) e do pH do meio, as partículas coloidais são adsorvidas e as suspensas envolvidas pelo precipitado de hidróxido de

alumínio ou de ferro, formando flocos com densidade superior à da água, favorecendo a sua sedimentação nas unidades de decantação, tornando tal mecanismo predominante nas estações de ciclo completo de tratamento de água. Também quando do emprego de flotação como etapa de separação dos flocos, a coagulação ocorre por varredura.

- **Adsorção- formação de pontes:** com o objetivo de reduzir as dosagens do coagulante e conferir ao floco maior densidade, são utilizados polímeros orgânicos naturais ou sintéticos, usualmente como auxiliares de floculação, concorrendo para que a coagulação possa efetuar-se por intermédio de formação de pontes químicas, quando as partículas coloidais são adsorvidas na superfície das diversas cadeias dos polímeros. Para tal finalidade, a molécula do polímero deve ser longa o suficiente para minimizar o efeito repulsivo da dupla camada quando da aproximação de mais de uma partícula e permitir a adsorção em sua superfície.

De acordo com Sales (2005), a eficiência da coagulação e da floculação nos processos de tratamento de águas de superfície depende basicamente do tipo e da velocidade de interação entre os íons Fe^{3+} e Al^{3+} e os produtos da hidrólise dos sais coagulantes com as partículas coloidais e as substâncias orgânicas aderidas aos colóides.

2.4 SUBPRODUTOS DA DESINFECÇÃO

Tradicionalmente o processo de tratamento de águas de abastecimento sempre foi operado com os propósitos de remoção de material particulado, cor aparente e produção de uma água final segura do ponto de vista microbiológico. No entanto, a partir da década de 70, com a descoberta de que determinados compostos orgânicos identificados em águas de abastecimento seriam formados a partir da reação do cloro com compostos orgânicos naturais (CON's) presentes na água bruta, também passou a ser considerado dentre os objetivos principais na operação de uma ETA, a necessidade de minimizar a formação de subprodutos da desinfecção, dada a necessidade de fornecimento de água tratada com padrões cada vez mais restritivos.

No tratamento de águas para o abastecimento público, o cloro é o agente desinfetante e oxidante mais utilizado no mundo, por apresentar elevada efetividade na inativação de extensa gama de patógenos comumente encontrados na água, pela possibilidade de manutenção de concentração residual (barreira sanitária), pela simplicidade operacional e pelo baixo custo (DI BERNARDO, 2008b).

A utilização do cloro em águas com determinados parâmetros pode levar à formação de subprodutos indesejáveis considerados potencialmente carcinogênicos, mutagênicos e teratogênicos. Segundo USEPA (1999), os subprodutos da oxidação podem ser classificados em:

Compostos orgânohalogenados: como trihalometanos, ácidos haloacéticos, halocetonas e outros resultantes principalmente da cloração;

Compostos orgânicos oxidados: como aldeídos, cetonas, carbono orgânico assimilável e carbono orgânico biodegradável, associados ao ozônio, ao cloro a aos processos de oxidação avançada (que utilizam fortes oxidantes);

Outros compostos inorgânicos: como cloritos e cloratos, associados ao dióxido de cloro (gerado com exposição à luz solar) e bromato, associado à ozonização de águas que apresentam elevada concentração de brometos.

Krasner (1999) apud Sales (2005) apresentou um relato da química da formação de subprodutos da desinfecção. Todos os desinfetantes químicos usados no tratamento de água (cloro, monocloramina, ozônio, dióxido de cloro) formam vários tipos de subprodutos. Os precursores dessa formação incluem matéria orgânica dissolvida na água, algas e brometos e a formação dos subprodutos é favorecida pela elevação dos valores de pH, temperatura, tempo de contato, dosagem e residual do desinfetante. Alguns dos subprodutos são formados por reações químicas de substituição enquanto outros são formados por oxidação.

Em geral, em Águas de mananciais superficiais há presença de substâncias que são formadas principalmente pela decomposição de matéria vegetal. Com exceção de tanino, a natureza exata dessas substâncias não é conhecida, mas elas são coloridas, altamente refrativas, poliméricas, tem alto peso molecular e apresentam um caráter fenólico. Devido à semelhança com húmus de solos orgânicos, são comumente referidas como substâncias húmicas (SALES, 2005).

As substâncias húmicas são classificadas em três frações principais: ácidos húmicos, solúveis em soluções alcalinas e insolúveis em ácidos; ácidos fúlvicos que são solúveis em soluções alcalinas e ácidas; e huminas que são insolúveis em ambas as soluções. Para os valores de pH normalmente encontrados em águas naturais, os materiais húmicos se apresentam como macromoléculas carregadas negativamente. A elevação do pH aumenta a

estabilidade dessas substâncias, devido à dissociação de grupos funcionais, causando o aumento de partículas negativas presentes na solução (SALES,2005).

Tem sido demonstrado que as substâncias húmicas são especialmente reativas com uma variedade de oxidantes e desinfetantes utilizados no tratamento de água, produzindo trihalometanos (THM), ácidos haloacéticos (AHA) e outros produtos halogenados. O consumo de água clorada tem sido relacionado, através de estudos epidemiológicos, a incidência de câncer nos tratos digestivo e urinário e a problemas reprodutivos. Apesar de os estudos não serem ainda conclusivos, as evidências são suficientes para causar preocupação, tendo sido adotados limites para a concentração de alguns dos subprodutos nas águas destinadas ao consumo humano (SINGER, 1999 *apud* SALES, 2005).

Segundo Sales (2005), os principais fatores que influenciam a formação de subprodutos organohalogenados da oxidação são: pH, tempo de contato, temperatura, natureza e concentração da matéria orgânica natural (MON), dosagem de cloro aplicada, residual de cloro livre e concentração de brometos. A MON é considerada o principal precursor de subprodutos da oxidação, sendo que a natureza do material orgânico depende da vegetação existente na bacia hidrográfica e das espécies de organismos fitoplânticos presentes na água, além das substâncias húmicas, tradicionalmente considerada potencialmente formadora precursora de SPOs.

Em estudos realizados por HOEHN et. al. (1980) *apud* Sales (2005), foi observado que a concentração de trihalometanos – THMs está relacionada com o teor de clorofila a e que sua concentração aumentava com a idade das culturas inoculadas. Foi constatado também que tanto as células como a matéria orgânica extracelular das algas são importantes precursoras de THMs, sendo mais significativa a contribuição extracelular do que as células propriamente ditas.

Em função dos estudos epidemiológicos e toxicológicos desenvolvidos pela Environmental Protection Agency (EPA), em 1979 foi proposto o limite máximo de concentração de 100 µg/L para os THMs e, atualmente, este se encontra limitado a 80 µg/L sendo que, espera-se uma redução futura para uma concentração de 40 µg/L. Além disso, tendo por base controlar outros compostos orgânicos subprodutos da desinfecção também

hoje é controlada a concentração máxima de ácidos haloacéticos em águas de abastecimento em 80 µg/L (Portaria 518/2004-MS).

Tendo por propósito reduzir a formação de THMs e AHAs em águas de abastecimento, podem ser identificadas três linhas de atuação, a saber, (FERREIA FILHO, 2008):

- Remoção dos compostos orgânicos precursores de subprodutos da desinfecção em águas de abastecimento. Exemplos: 1- Preventivo: disciplinamento do uso e ocupação do solo da bacia hidrográfica; 2- Corretiva: utilização somente de coagulantes e auxiliares de coagulação à montante dos filtros, isto é, sem pré-oxidação.
- Alteração do ponto de aplicação do agente desinfetante, mudança do agente desinfetante ou uma combinação de ambos. Exemplo: ETA-Gavião utiliza dióxido de cloro como pré-oxidante. Outros produtos também utilizados são o Ozônio, UV.
- Remoção dos compostos orgânicos halogenados totais, uma vez formados durante o processo de desinfecção. Segundo Sales (2005), aproximadamente 50% do total de carbono orgânico total (COT) e do potencial de formação de subprodutos da água bruta podem ser removidas por coagulação e sedimentação.

Do ponto de vista prático, a melhor alternativa (ação corretiva) visando a redução da formação de THMs e AHAs é a remoção dos compostos orgânicos precursores pelo processo de coagulação, uma vez que este já é um processo unitário integrante do tratamento de água, buscando a maximização via ensaios de tratabilidade, dosagens ótimas que promovam a remoção a remoção destes compostos (DI BERNARDO, 2008a).

2.5 FILTRAÇÃO

Nas estações de tratamento de ciclo completo, cabe à filtração a função mais relevante, por se constituir na etapa em que as falhas, porventura ocorridas na coagulação, floculação e sedimentação/flotação podem ser corrigidas, assegurando a qualidade da água tratada. No que concerne à filtração direta, constitui-se no único processo, responsável pela remoção das partículas suspensas e dissolvidas causadoras da turbidez e cor, cuja presença reduziria a eficácia da desinfecção com a inativação dos microorganismos patogênicos.

De acordo com Libânio (2008), provavelmente as referências mais remotas da filtração datam do século 10 a.C., na Índia e China, com o emprego de material granular no fundo de poços rasos objetivando melhorar a qualidade da água para fins de abastecimento domiciliar. A primeira descrição do emprego de filtros propriamente ditos reporta-se ao médico italiano Lucas Antonius Portius em 1685, com um sistema de filtração ascendente cuja finalidade era preservar a saúde dos soldados envolvidos na guerra Áustria-Turquia. Posteriormente, na França em 1750, registra-se o comércio dos primeiros filtros domiciliares e, entre 1760 e 1780, obtiveram-se as primeiras patentes para a construção de uma ETA construída em 1806 empregando a filtração como uma das etapas, com a água tratada comercializada domiciliarmente. Carvão, esponja e lã eram utilizadas, juntamente com a areia como meio filtrantes.

Atualmente, quase a totalidade dos filtros empregados no tratamento de água, o meio filtrante é constituído apenas por areia (filtros de areia ou camada simples), areia e antracito (filtros de dupla camada). Outra opção está na utilização de carvão ativado granular (CAG) juntamente com areia, objetivando principalmente a adsorção de pesticidas ou de outros compostos orgânicos capazes de conferir odor e sabor à água tratada, assentados sobre uma camada de cascalho, pedregulho ou seixos rolados, denominada de camada-suporte (LIBÂNIO, 2008).

É significativa a relevância do tamanho dos grãos no desempenho dos filtros, quer em termos de qualidade do efluente quer na duração das carreiras de filtração. O tamanho e a distribuição dos grãos comumente são integrados pelos diâmetros do menor e maior grão, embora a NBR 12216 reporte-se apenas à espessura e ao par tamanho efetivo (TE) e coeficiente de desuniformidade (CD) para a caracterização do meio filtrante. Esses parâmetros, normalmente são definidos a partir de dados de outras unidades filtrantes, tendo algumas companhias estaduais de saneamento pré-especificados em função do filtro, podendo também ser estabelecidos, com maior fidedignidade, por meios de ensaios em unidades-piloto (LIBÂNIO, 2008).

2.6 SELEÇÃO DE TECNOLOGIAS DE TRATAMENTO DE ÁGUA

Conforme pesquisa Nacional de Saneamento Básico realizada pelo IBGE (2002), as tecnologias de tratamento de águas para abastecimento público podem ser do tipo convencional (ou ciclo completo) - que incluem todas as etapas tradicionais do processo como coagulação, floculação, decantação e filtração - e não-convencional, incluindo a filtração direta ascendente (FDA), filtração direta descendente (FDD), a dupla filtração (DF) e filtração lenta (FL). A simples desinfecção não é mais considerada tecnologia de tratamento para águas superficiais, sendo aplicada apenas em águas subterrâneas que apresentem condições naturais organolepticamente agradáveis e sanitariamente seguras (DI BERNARDO, 2002).

Dentre as tecnologias usuais de tratamento para abastecimento público, a filtração direta é a que apresenta menor custo de implantação, tendo, contudo a necessidade de se levar em consideração que somente é eficiente para o tratamento de águas brutas com até um limite (conforme tabela 2.1) da quantidade de matéria em suspensão e substâncias dissolvida. Se as características físico-químicas e bacteriológicas da água bruta não permitirem assegurar sua potabilidade por filtração direta, faz-se necessário o emprego do tratamento em ciclo completo, e às vezes, tratamentos complementares. Assim, a escolha da tecnologia de tratamento depende basicamente da qualidade da água bruta e da qualidade desejada para o efluente final. Além da tecnologia apropriada, a ETA precisa ser projetada, construída e, principalmente, operada corretamente.

Quando a água pode ser tratada tanto por FD quanto por ciclo completo, a primeira apresenta como vantagem o menor custo de implantação, operação e de manutenção, uma vez que não há a necessidade de construir unidades de decantação (a floculação em alguns casos também pode ser dispensada), além disso, na FD são utilizadas menores dosagens de produtos químicos destinados à coagulação da água, produzindo menor volume de lodo, o que torna menos onerosa sua utilização.

2.6.1 FILTRAÇÃO DIRETA ASCENDENTE (FDA)

Segundo Di Bernardo (1993), a idéia da filtração direta é relativamente antiga, tendo sido atribuída ao médico italiano Porzio, por volta de 1685, a primeira menção do uso de filtro de escoamento ascendente para tratamento de água. A filtração ascendente passou a ser muito

difundida a partir da metade do século XX na Europa, principalmente na União Soviética e na Holanda. A partir de 1953, iniciou-se a construção de ETAs em várias cidades como Moscou, Lenigrado, Chelicbrink, Gorki, dentre outras, o que evidencia a importância que os soviéticos deram a essa tecnologia, também denominada “clarificação de contato” ou “filtro russo”.

No Brasil, a primeira experiência foi realizada em 1971 por Grinplasht (Di BERNARDO, 1993) na cidade de Colatina-ES, onde o efluente ao filtro de escoamento ascendente podia ser água coagulada ou decantada, em função da turbidez da água bruta. Com base nessa experiência, foi construída a ETA de Ponta Grossa-PR, com custo de implantação correspondente a cerca de 40% do custo de uma estação de ciclo completo.

Somente a partir de 1977 começaram a ser realizadas pesquisas sobre FDA no Brasil, especialmente na Escola de Engenharia de São Carlos da universidade de São Paulo (ESSC-USP), com o objetivo de estudar aspectos técnicos e práticos aprimorando essa tecnologia, tendo sido desenvolvidos estudos de forma a tornar esta tecnologia mais promissora, inclusive adotando a técnica operacional com utilização de descargas de fundo intermediárias, possibilitando o uso para águas com turbidez e cor mais acentuada.

Segundo Arboleda (1977), a fluidificação do leito filtrante é apontada como a principal desvantagem do filtro ascendente, isto é, à medida que as camadas superiores do leito vão colmatando-se, a velocidade intersticial diminui e a camada de areia se expande de maneira similar ao que ocorre durante a lavagem, ocasionando a liberação de parte dos sólidos acumulados no interior dos filtros (transpasse). Esse processo se repete ciclicamente, sendo responsável pela deterioração da qualidade do efluente, tendo maior ou menor importância de acordo com a duração da carreira de filtração e a natureza do floco produzido.

Esta característica operacional com possibilidades reais de transpasses ao final das carreiras de filtração limita o uso desta tecnologia para águas brutas com elevadas cor e/ou turbidez, que provocam mais rapidamente o término das carreiras. Richter (1973) considerou que a perda de carga devido ao acúmulo de sólidos é o fator predominante na fluidificação da areia, além da velocidade de filtração, tendo apresentado uma taxa de $750\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$ para a qual ocorreria a fluidificação na subcamada superior da areia, com TE de 0,8mm e CD igual a 1,7 com o filtro limpo.

Di Bernardo et.al. (1982) apresentaram critérios otimizados de projetos de instalações de FA, destacando-se a velocidade mínima de fluidificação para areia estratificada com tamanho dos grãos entre 0,59 e 2,40mm, de $276\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, abaixo da qual não deveria ocorrer fluidificação do topo da camada.

O efeito da coagulação no desempenho da FA é determinante para a eficiência do tratamento. Mendes (1985) comprovou o melhor desempenho dos filtros quando se aplicava uma dosagem de sulfato de alumínio menor do que aquela adotada na estação de ciclo completo, tendo obtido reduções de 25, 50 e 75% nas dosagens e que as durações das carreiras de filtração foram inversamente proporcionais as dosagens realizadas, concluindo que as dosagens utilizadas para ETAs de ciclo completo não são ideais para a FDA, pois resulta em carreiras curtas, devido à ocorrência prematura de transpasse. Assim, a obtenção de dosagens ótimas do coagulante e auxiliar de coagulação através de ensaios de tratabilidade, o monitoramento e a operação adequada das carreiras de filtração, garantem a eficiência do tratamento com filtração direta ascendente.

Em relação ao tratamento de ciclo completo, a filtração direta ascendente apresenta como desvantagem de ser mais restritiva à qualidade da água bruta, de modo que nem todas as águas tratadas por meio de ETAs de ciclo completo podem ser potabilizadas pela FDA. Outras desvantagens são:

- Exige controle mais rigoroso da dosagem de produtos químicos (principalmente coagulante);
- A qualidade da água bruta afeta a carreira de filtração;
- O tempo de contato na unidade é relativamente inferior, exigindo ação rápida nas dosagens dos produtos químicos durante as mudanças da qualidade da água bruta;
- Possibilidade de contaminação no reservatório de água filtrada durante e após a lavagem do filtro;
- Necessidade de cobertura do filtro, para evitar exposição ao ar livre da água filtrada;

As vantagens consideráveis da filtração direta ascendente em relação à de ciclo completo são:

- Menor custo de construção (cerca de 50% mais barato), tendo em vista que não há necessidade de unidades adicionais de floculação e decantação;
- Custo de operação e manutenção, com menores dosagens de coagulantes e de produção de lodo.

PARÂMETROS DE PROJETOS

Os principais parâmetros da água bruta a ser tratada pela tecnologia de FDA, sugerido por Di Bernardo (2008a) e outros autores, estão relacionados na tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Parâmetros de água bruta limitantes para FDA

Parâmetros	PROSAB (2003)	Di Bernardo e Dantas (2005) ⁽²⁾	Sabogal Paz (2007) ^{(2) (3)}
Turbidez (uT)	90% ≤ 10	90% ≤ 25	90% ≤ 20
	95% ≤ 25	95% ≤ 50	95% ≤ 30
	100% ≤ 100	100% ≤ 100	100% ≤ 50
Cor verdadeira (uH)	90% ≤ 20	90% ≤ 20	90% ≤ 20
	95% ≤ 25	95% ≤ 50	95% ≤ 25
	100% ≤ 50	100% ≤ 100	100% ≤ 50
Ferro total (mg/L)	(-)	(-)	95% ≤ 5
			100% ≤ 10
Coliformes totais (NMP/100 mL)	100% ≤ 1000 ⁽¹⁾	100% ≤ 5000	100% ≤ 2500
E. coli (NMP/100 mL)	100% ≤ 500 ⁽¹⁾	100% ≤ 1000	100% ≤ 1000
Densidade de algas (UPA/mL)	500	(-)	(-)
Taxas de filtração (m ³ /m ² /dia)	160 a 240	120 a 240	120 a 240
N ^o s de DFIs durante a Carreira de filtração dos filtros ascendentes	≥ 2	1 a 4	(-)
Mecanismo de coagulação	Adsorção/neutralização de carga		

Fonte: adaptado de Di Bernardo, 2008a.

1. Limites mais elevados podem ser adotados com o emprego de pré-desinfecção.
2. Valores superiores aos recomendados poderão ser adotados desde que seja comprovada, experimentalmente, a eficiência do sistema por meio de estudos de tratabilidade da água e pesquisas em instalação piloto;
3. Os valores máximos (100%) não podem acontecer simultaneamente.

A camada suporte nos filtros ascendentes deve ser especificada para auxiliar na distribuição da água de lavagem, evitar a passagem da areia e promover a retenção parcial de impurezas.

Pinto (1994) estabeleceu como critério para melhor desempenho que a primeira descarga deveria ser executada quando a perda de carga no leito filtrante atingisse 0,8m, a segunda para 1,1m, a terceira para 1,4m e a quarta para a perda de carga de 1,7m, obtendo-se carreias de filtração mais longas, de 1,5 a 5 vezes, (dependendo da taxa de filtração utilizada, pois esta influencia na penetração de impurezas na camada de areia), devido a recuperação da carga hidráulica, sem causar prejuízo substancial à qualidade da água, após o filtro ser colocado em operação.

Di Bernardo (2008a) recomenda uma camada de areia com espessura entre 1,6 a 2,0m, tamanho dos grãos entre 0,59 e 2,00mm, TE entre 0,75 e 0,90mm e CD entre 1,5 a 2,0. A areia deve ser adquirida em pelo menos três parcelas para melhor estratificação, como sugerido: 10% do material com tamanho dos grãos entre 0,59 e 0,84mm, 50% entre 0,84 e 1,41mm e, 40% entre 1,41 e 2,00mm (TE =0,84mm e CD =1,68).

As lavagens devem ser executadas com velocidade ascensional entre 0,8 a 1,2m/min. (1150 a 1730m³/m².dia), velocidade mínima para proporcionar expansão do leito filtrante e a máxima para evitar fluidificação excessiva com perda do leito. Periodicamente é recomendado o uso de algum dispositivo que permita inspecionar expansão do leito, quebrando as bolas de lodo encontradas e como medida preventiva, periodicamente (depende da qualidade da água bruta: mensal, bimensal, trimestral ou semestral), realizar uma limpeza química com hidróxido de sódio, utilizando uma dosagem aproximada de 200mg/L e 12h de contato, lavando-se em seguida o filtro até obtenção de pH próximo ao usual da ETA. Este procedimento promove a remoção das partículas aderidas aos grãos de areia e pedregulho,

deixando o leito filtrante com as características semelhante à de um leito novo, inclusive no aspecto visual.

A taxa de filtração depende da qualidade da água bruta a ser tratada, isto é, quanto menores forem os valores de turbidez, cor e densidade algal (entre outros parâmetros), maior poderá ser a taxa de filtração que conduza a carreiras de filtração com duração satisfatória, adotando como taxa máxima recomenda de $240\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (conforme tabela 2.1)

2.6.2 FILTRAÇÃO DIRETA DESCENDENTE (FDD)

A tecnologia de tratamento de filtração direta descendente (FDD) surgiu da dificuldade do tratamento de águas com turbidez e cor relativamente baixa em ETAs de ciclo completo, onde a coagulação pelo mecanismo da varredura concorre para a formação de flocos com baixa velocidade de sedimentação e para o desperdício de produtos químicos na formação de grande quantidade de precipitados do metal do coagulante.

A eficiência da produção de água com esta tecnologia é similar a FDA, onde a qualidade da água bruta e as dosagens dos produtos químicos estão intimamente relacionadas, sendo imprescindível a realização de pesquisa experimental de tratabilidade com uso de ETA – piloto (DI BERNARDO, 2008a).

PARÂMETROS DE PROJETOS

Di Bernardo (2008a) cita parâmetros da água bruta a ser tratada pela tecnologia de FDD, sugerido por ele e outros autores, conforme tabela 2.2:

Tabela 2.2 – Parâmetros de água bruta limitantes para FDD

Parâmetros	PROSAB (2003)	Di Bernardo e Dantas (2005)	Sabogal Paz (2007)
Turbidez (uT)	90% ≤ 10	95% ≤ 25	90% ≤ 20
	95% ≤ 25		95% ≤ 30
	100% ≤ 100	100% ≤ 100	100% ≤ 50
Cor verdadeira (uH)	90% ≤ 20	95% ≤ 25	90% ≤ 20
	95% ≤ 25		95% ≤ 25

CONTINUAÇÃO DA TABELA 2.2

	100% ≤ 50	100% ≤ 100	100% ≤ 50
Ferro total (mg/L)	(-)	95% ≤ 5	90% ≤ 2
		100% ≤ 10	95% ≤ 5
CONTINUAÇÃO DA TABELA 2.2			100% ≤ 10
Sólidos Suspensos totais (mg/L)	95% ≤ 25 100% ≤ 100	100% ≤ 100	(-)
Coliformes totais (NMP/100 mL)	100% ≤ 1000 ⁽¹⁾	95% ≤ 500 100% ≤ 2500	90% ≤ 1000 95% ≤ 1500 100% ≤ 2500
E. coli (NMP/100 mL)	100% ≤ 500 ⁽¹⁾	95% ≤ 100 100% ≤ 500	90% ≤ 500 95% ≤ 750 100% ≤ 1000
Densidade de algas (UPA/mL)	500	90% ≤ 500 100% ≤ 1000	(-)
Taxas de filtração (m ³ /m ² d)	200 a 600	200 a 600	200 a 300

Fonte: adaptado de Di Bernardo (2008a)

- 1- Limites mais elevados podem ser adotados com o emprego de pré-desinfecção.
- 2- Valores superiores aos recomendados poderão ser adotados desde que seja comprovada, experimentalmente, a eficiência do sistema por meio de estudos de tratabilidade da água e pesquisas em instalação piloto;
- 3- Os valores máximos (100%) não podem acontecer simultaneamente.

O desempenho da filtração depende do tipo de coagulante, do uso de auxiliar, da existência da floculação, da taxa de filtração e, evidentemente, da qualidade da água bruta. A maioria das instalações de FDD possui meio filtrante constituído de areia praticamente uniforme, de antracito e areia, embora possam existir meios de somente antracito, como o empregado em uma das maiores instalações de FDD do mundo, situada em Los Angeles (EUA), com vazão de operação entre 18 e 27m³/s (DI BERNARDO, 2008a).

Outro exemplo de estação de tratamento com FDD pode ser encontrado no Ceará: a ETA – Gavião, uma das maiores instalações do Brasil, cuja capacidade de operação é de 10m³/s. Esta estação abastece a região metropolitana de Fortaleza, tendo sido projetada para o tratamento convencional, e transformada em FDD em 1995 tendo, apresentado uma redução significativa no consumo de produtos químicos e melhor qualidade da água produzida, em termos de turbidez (SALES, 2005).

O Quadro 2.2 mostra as características principais dos meios filtrantes utilizados na FDD, com areia praticamente uniforme, conforme vários autores.

Quadro 2.2 – Principais características dos meios filtrantes e Taxas de filtração propostas por vários autores para FDD.

Autor	Tamanho efetivo (mm)	Coefficiente de desuniformidade (CD)	Espessura (m)	Tamanho grãos (mm)	Taxa de filtração (m ³ /m ² dia)
Nascimento (2001)	0,90	< 1,6	0,80 a 1,10	(-)	400
Avelino et al. (2003)	1,83	1,54	0,72 a 0,78	0,71 a 2,38	240
Mota et al. (2003)	0,72 1,00	1,6 1,2	0,8 0,8	0,52 a 1,68 0,84 a 1,41	280 280
Sales et al. (2005)	0,71	1,5	0,8	0,52 a 1,58	(-)

Fonte: Adaptado de Di Bernardo (2008a)
(-) valor não definido

2.6.3 FILTROS DE PRESSÃO

Alternativa disponível também está nas instalações pressurizadas, de ciclo completo ou filtração direta. Estas unidades são instaladas com escoamento sob pressão e a água tratada é distribuída sem bombeamento adicional, inclusive dispensando o uso de reservatórios apoiados e às vezes até de reservatório elevado. Esta característica concorre para a baixa confiabilidade na garantia qualidade da água produzida uma vez que não permite intervenções preventivas nos finais de cada carreira de filtração e/ou por ocasião de mudanças bruscas na qualidade da água bruta.

As dificuldades de avaliação da uniformidade da lavagem e do estado do meio filtrante e a quase impossibilidade de rápido exame das condições do meio filtrante os tornam muito raramente utilizados no tratamento de águas de abastecimento público. (LIBÂNIO, 2008).

Algumas ETAs utilizam exclusivamente os filtros sem associação a outros equipamentos para fins de potabilização de águas de baixa cor e turbidez. Para águas turvas ou coloridas, as instalações pressurizadas (normalmente metálicas) podem adequar-se desde

que precedidos por unidades de floculação e decantação, operando com taxas de 120 a 180m³/m²dia, em que a filtração pode efetuar-se em ambos os sentidos.

Os filtros de pressão compreendem tipos de filtros rápidos cujo meio filtrante é composto geralmente por areia e seixos, e sistema de drenagem estão acondicionados em cilindros fechados de eixo vertical ou horizontal. O meio filtrante, de granulométrica semelhante à dos filtros de gravidade, apresenta espessura de 0,60 a 0,80m, assentado sobre camada-suporte da ordem de 0,40m. Sua operação de lavagem é feita com inversão de fluxo, devendo-se monitorar a colmatação do leito filtrante, com recomendação para encerrar a carreira de filtração quando a pressão de entrada elevar-se em até 0,5kg/cm² além da pressão de funcionamento inicial da filtração.

2.6.4 DUPLA FILTRAÇÃO (DF)

Dentre as principais tecnologias de tratamento que utilizam a coagulação química, tem-se a filtração direta ascendente que, apesar de requerer menor área para implantação da estação, com custo de implantação e operação significativamente menor quando comparado ao de uma instalação na qual são usadas coagulação, floculação, decantação ou flotação e filtração, apresenta limitações relativas à qualidade microbiológica da água bruta, sendo neste caso recomendado o tratamento complementar com filtro de escoamento descendente, compondo assim o sistema de dupla filtração. Além de permitir tratamento de água de pior qualidade, a dupla filtração possibilita o uso de taxas de filtração mais elevadas, oferece maior segurança com relação às variações bruscas de qualidade da água bruta, apresenta maior remoção global de microorganismos, além de dispensar o descarte de água pré-filtrada no início da carreira de filtração (DI BERNARDO, 2008a).

Em uso há muitas décadas, a filtração rápida se tornou um processo de tratamento da água potável extensamente reconhecida. Recentemente, ganhou novo interesse, inclusive, no tratamento de águas residuárias. Nesta tecnologia, problemas encontrados com a inativação de patógenos resistentes, tais como os cistos de *Giardia*, podem ser resolvidos por separação física. Além disso, os processos convencionais para remoção de sólidos em suspensão, algas, por exemplo, com floculação/sedimentação/filtração podem, em muitos casos, ser substituídos por um sistema de filtro duplo, mais eficiente, onde o espaço destinado à sedimentação pode ser omitido. Dois filtros de contato, em série, com um meio filtrante selecionado, mostraram

ser possível a remoção de sólidos em suspensão, em concentrações de até 400g/m^3 (DI BERNARDO, 1995).

A dupla filtração (DF) surgiu das pesquisas com o intuito de reduzir as limitações das tecnologias de FDA e FDD no tratamento de águas com contaminação relativamente elevada (DI BERNARDO, 2008a). Os resultados obtidos com estas pesquisas demonstraram que a DF equipara-se à tecnologia de ciclo completo, quando a água bruta apresenta uma das seguintes condições:

- Valores relativamente altos de densidade de algas, com valores maiores que aqueles recomendados para FDA ou FDD, de cor e/ou turbidez e de coliformes;

- Suspeita da presença de vírus, protozoários e outros micro-organismos patogênicos resistentes à desinfecção;

- Variações bruscas dos parâmetros de qualidade;

- Necessidade de dosagens elevadas de coagulantes, alcalinizante ou acidificante.

A instalação de dupla filtração pode funcionar com taxa constante ou declinante, tanto nos ascendentes como descendentes.

O desempenho da DF foi avaliado por Megda (1999), utilizando água bruta proveniente de manancial, com turbidez até 70uT e taxas no filtro ascendente de pedregulho (FAP) entre 12 e $115\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e no filtro descendente de areia de $250\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, tendo apresentado as principais conclusões da pesquisa: o FAP apresentou capacidade de amortecimento de picos de turbidez de até 70uT ; a taxa de filtração no FAP influenciou a duração da carreira de filtração e a qualidade do efluente produzido – quanto menor a taxa mais longa resultou a carreira e menor foi a turbidez do efluente; a duração da carreira de filtração do FD foi influenciada pelo desempenho do filtro ascendente – quanto maior a turbidez do efluente do FAP, mais curta foi a duração da carreira no filtro descendente; a DF foi eficiente na remoção de turbidez, cor aparente, ferro e coliformes totais na água bruta, atingindo na água filtrada, valores conforme o padrão de potabilidade vigente naquela época.

Gusmão apud Di Bernardo (2008a), compararam a filtração ascendente em pedregulho (FAP) à em areia grossa (FAAG) como pré-tratamento à filtração rápida

descendente em água bruta proveniente de manancial superficial com turbidez máxima de 100uT (os filtros ascendente e descendente funcionaram com taxas de filtração de até 480m³/m².dia nas duas unidades). As principais conclusões do trabalho foram: taxas de filtração no FAAG inferiores a 300m³/m².dia e inferiores a 120m³/m².dia no FAP provocam retenção substancial de impurezas nestes, com a carreira de filtração encerrada por perda de carga limite; taxas de filtração no FAAG maiores que 300m³/m².dia e entre 120 a 180m³/m².dia no FAP, geravam grande desprendimento de impurezas, causando colmatção rápida do FD. Segundo diversos autores, deve existir uma granulométrica do material filtrante do pré-filtro e uma combinação de taxas de filtração nos filtros (ascendentes e descendentes), em função da qualidade da água bruta, que otimize o desempenho global da instalação.

Complementando o trabalho anterior, estudou-se a aplicação da filtração direta ascendente em pedregulho e em areia grossa como pré-tratamento à filtração direta descendente, para água superficial natural com valores baixos de turbidez e cor em taxas de 80, 110 e 190m³/m².dia no filtro ascendente em pedregulho, e 120, 180 e 240 m³/m².dia no filtro descendente em areia. Foi observada baixa taxa de crescimento de perda de carga no meio granular no filtro ascendente, além de significativa redução na perda de carga mediante execução de duas a três descargas de fundo intermediárias. A filtração ascendente em pedregulho foi capaz de produzir efluente com qualidades equivalentes ao de areia grossa, com a vantagem de requerer menor carga hidráulica e apresentar maior eficiência na produção de água tratada (GUSMÃO, 2001 e Di BERNARDO, 2008a).

A dupla filtração com filtro ascendente em pedregulho é uma variação do sistema de dupla filtração, cujo objetivo principal é de melhorar qualitativamente as características do afluente e adequá-lo ao tratamento subsequente, porém com diferenças substanciais em relação às condições operacionais - ampliando assim seu campo de aplicação (MEGDA, 1999).

Os pré-filtros surgiram como forma de pré-tratamento objetivando minimizar o aporte de sólidos às unidades de filtração lenta, condição de maior relevância para países tropicais cujo regime de chuvas acarreta alterações mais significativas nas características da água bruta. Os primeiros filtros receberam a denominação de filtros dinâmicos e constituíram-se em uma variação aos filtros lentos descendentes, no que tange à similaridade do sentido do escoamento e da granulométrica do meio filtrante, construídos a partir da derivação de um

curso de água, empregando camada de areia de espessura de 0,80 a 1,20m, sobrepostos à camada suporte. Hoje, os pré-filtros (meio filtrante de pedregulho) são utilizados como integrantes de sistemas de filtração em múltiplas etapas (FIME) de águas passíveis de afluir posteriormente a unidades de filtração lenta, para melhorar a qualidade da água bruta e redução dos picos de afluência de sólidos, algas, cor e coliformes (LIBÂNIO, 2008).

O pré-filtro ou filtro rudimentar normalmente é o primeiro, em uma série de pelo menos dois filtros, usado para remover quantidades maiores de particulados, e deste modo, evitando o entupimento dos seguintes. Quando construídos na forma de leito de pedregulho, são mais eficientes que sedimentação convencional e menos efetiva que filtros de areia rápidos ou lentos. Em países em desenvolvimento, onde flocculantes químicos não podem ser aplicados, o uso desse tipo de pré-tratamento foi reconhecido como perfeitamente adaptados para os processos tratamento da água potável (DI BERNARDO e ROCHA, 1990). O uso de pré-filtro, especialmente para a separação de algas, mostrou que o tamanho a forma dos poros são as principais variáveis que afetam o desempenho da filtração.

Desde o começo dos anos setenta são relatados estudos e experiências sobre pré-filtração de água coagulada em meios de pedregulho (MEGDA, 1999). Esses trabalhos, praticamente todos aplicados à remoção de turbidez, apresentam esse tipo de tratamento como uma alternativa promissora frente às principais limitações dos processos tradicionais de floculação e sedimentação na filtração rápida. Considerando os resultados dos trabalhos acima mencionados, acredita-se que a pré-filtração (ou filtração) em pedregulho, pode ser também uma alternativa para o condicionamento de águas a serem submetidas à filtração direta ascendente, ampliando sua aplicação a águas com qualidades inferiores, sem que com isso os custos de operação e manutenção sejam significativamente majorados.

A adoção de uma etapa preliminar de pré-filtração na filtração direta levou a melhoria significativa no desempenho do processo, uma vez que o aumento na duração da carreira de filtração foi expressivo. Dentre as situações avaliadas, a seqüência de tratamento que envolveu a pré-filtração em pedregulho com adição prévia de coagulante mostrou-se a mais promissora, necessitando de estudos complementares voltados à otimização combinada das taxas de filtração e composição dos meios granulares (SENS et al., 2002).

Megda *et. al.* (1999) estudaram a aplicação da filtração direta ascendente em pedregulho como pré-tratamento à filtração rápida descendente. Foram aplicadas taxas de

filtração entre 12 e 115 m³/m².dia no filtro ascendente e de 250 m³/m².dia no filtro descendente, obtendo-se água tratada com qualidade satisfatória em relação à eficiência na remoção de turbidez, cor aparente, ferro, manganês, coliformes totais e fecais, em todos os ensaios realizados. A turbidez da água bruta esteve compreendida entre 6 e 71 uT.

Cezar (2000) investigaram a pré-filtração em pedregulho procedida e não de coagulação química, como condicionante para águas com presença significativa de algas, para diferentes taxas de filtração (12, 24 e 60 m³/m².dia) e tratamento posterior com filtração descendente, para taxa de 300 m³/m².dia. Dentre as principais constatações, destacou-se que a seqüência de tratamento, precedida de coagulação, constitui uma boa alternativa de tratamento para águas contendo algas em concentrações elevadas, sendo necessária, a realização de investigações de faixas de granulométricas mais apropriadas e de combinações de taxas de filtração entre o filtro ascendente e o descendente, de forma a obter aumento da duração das carreiras de filtração no ascendente. Os resultados obtidos (pré-filtro) foram na ordem de remoção na turbidez entre 63 e 71% e algas entre 71 e 96%.

O desempenho da DF (FAAG/FD), no tratamento de água bruta decorrente de fonte eutrofizada (açude Gavião, que faz parte do sistema que abastece a cidade de Fortaleza/CE), foi avaliado por Sales (2005) em instalação piloto. O trabalho experimental foi realizado em 2003, tendo sido estudado vários aspectos que podem influir no desempenho da dupla filtração tais como coagulantes e auxiliares, dosagens, tipo e dosagens de oxidantes, entre outros. O autor concluiu que a inter-oxidação (ponto de aplicação entre o filtro ascendente e descendente) com dióxido de cloro foi a melhor alternativa para a redução dos subprodutos na cloração final e que nas condições estudada, a dupla filtração foi uma tecnologia confiável para o tratamento de água eutrofizada, contendo quantidades significativas de cianobactérias.

A tabela 2.3 resume principais parâmetros de projeto de sistemas de dupla filtração em função das características da água bruta, conforme vários autores:

Tabela 2.3 – Parâmetros de água bruta limitantes para FDD

Parâmetros	PROSAB (2003) (FAAG/FRD)	Di Bernardo e Dantas (2005) ⁽²⁾ (FAAG/FRD)	Sabogal Paz (2007) ⁽²⁾ ⁽³⁾ (FAP/FRD)
Turbidez (Ut)	90% ≤ 50	90% ≤ 100	90% ≤ 100
	95% ≤ 100	95% ≤ 150	95% ≤ 150
	100% ≤ 150	100% ≤ 200	100% ≤ 200

CONTINUAÇÃO DA TABELA 2.3

	90% ≤ 50	90% ≤ 50	90% ≤ 50
Cor verdadeira (uH)	95% ≤ 75	95% ≤ 75	95% ≤ 75
	100% ≤ 100	100% ≤ 100	100% ≤ 100
Ferro total (mg/L)	(-)	(-)	90% ≤ 2 95% ≤ 5 100% ≤ 10
Coliformes totais (NMP/100 mL)	100% ≤ 5000 ⁽¹⁾	100% ≤ 10000	90% ≤ 1500 95% ≤ 2500 100% ≤ 5000
E. coli (NMP/100 mL)	100% ≤ 1000 ⁽¹⁾	100% ≤ 1500	90% ≤ 500 95% ≤ 1000 100% ≤ 1500
Sólidos suspensos Totais (mg/L)	100% ≤ 150	95% ≤ 100 100% ≤ 150	(-)
Densidade de algas (UPA/mL)	100% ≤ 1000	100% ≤ 1000	(-)
Taxas de filtração (m ³ /m ² /dia)	160 a 240 (FAAG) 200 a 600 ⁽²⁾ (FRD)	160 a 240 (FAAG) 200 a 400 ⁽²⁾ (FRD)	80 a 180 (FAP) 120 a 240 ⁽²⁾ (FRD)
N ^o s de DFIs (CF dos FAs)	100% ≤ 4	100% ≤ 4	(-)
Mecanismo de coagulação	Adsorção/neutralização de carga		

Fonte: adaptado de Di Bernardo (2008a).

- 1- Limites mais elevados podem ser adotados com o emprego de pré-desinfecção.
2. Valores superiores aos recomendados poderão ser adotados desde que seja comprovada, experimentalmente, a eficiência do sistema por meio de estudos de tratabilidade da água e pesquisas em instalação piloto;
3. Os valores máximos (100%) não podem acontecer simultaneamente.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

No desenvolvimento deste trabalho foi utilizada uma estação de tratamento de água em escala piloto, instalada na ETA-Aquiraz (operada pela CAGECE). A água bruta utilizada neste sistema é captada na lagoa do Catu, manancial cujo histórico apresenta níveis elevados de eutrofização (Figura 3.1), tendo apresentado em todo o período, densidades de cianobactérias sempre acima dos valores máximos estabelecidos pela resolução do CONAMA 357, para águas classes 1 e 2.

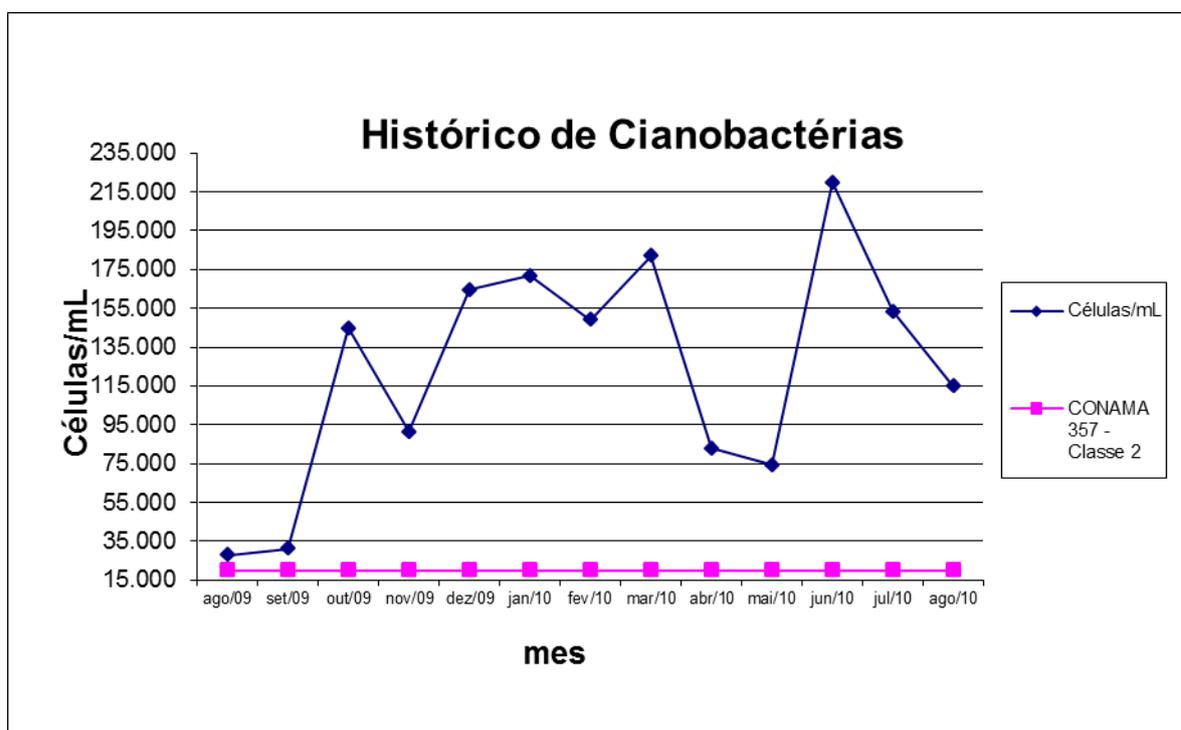


Figura 3.1 – Histórico de cianobactérias – Lagoa do Catu (Aquiraz-Ce)

A unidade piloto (Figura 3.2) constitui-se de uma ETA tipo dupla filtração onde três pré-filtros de pressão (PFP) de fluxo descendente (instalados em paralelo, para permitir funcionamento individual - um por vez), estão interligados em série a um único filtro de fluxo ascendente (FA). O sistema conta ainda com barriletes e válvulas de fecho rápido instaladas tanto à montante quanto à jusante de cada filtro de forma a permitir diversas configurações operacionais de ensaios.



Figura 3.3 – Foto da ETA-Piloto

Cada unidade de PFP possuía camadas sobrepostas, de leito filtrante com granulométricas distintas, assentadas sobre camadas suportes, conforme quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Características do meio suporte e leito filtrante dos PFP

Característica	PFP 1	PFP 2	PFP 3
Camada suporte	Pedregulho 1		
Menor grão (mm)	6,40		
Maior grão (mm)	12,70		
Altura camada (m)	0,10		
	Pedregulho 2		
Menor grão (mm)	12,70		
Maior grão (mm)	19,00		
Altura camada (m)	0,10		
	Pedregulho 3		
Menor grão (mm)	19,00		

CONTINUAÇÃO DO QUADRO 3.1

Maior grão (mm)	25,40		
Altura camada (m)	0,10		
Leito filtrante	Areia 1	Areia 1	Areia 1
Menor grão (mm)	2,00	2,80	4,00
Maior grão (mm)	3,36	4,00	6,40
Altura camada (m)	0,40	0,25	0,40
Tamanho Efetivo (mm) - TE	2,4	3,1	4,8
Coef. de Desuniformidade - CD	1,2	1,1	1,3
	Areia 2	Areia 2	Areia 2
Menor grão (mm)	3,36	4,00	6,40
Maior grão (mm)	4,90	5,66	8,00
Altura camada (m)	0,10	0,25	0,10
Tamanho efetivo - Te (mm)	3,6	4,5	6,7
Coef. de Desuniformidade - Cd	1,1	1,1	1,1

A camada suporte dos pré-filtros de pressão foi dimensionada a partir de pesquisas em diversos autores (Quadro 2.2), tendo como função evitar a entrada de areia pelos orifícios da tubulação de água, bem como auxiliar a distribuição de água para lavagem e na filtração. A escolha do leito filtrante, de acordo com as características operacionais desejadas nos PFPs (tratamento preliminar), teve como fundamento apresentarem granulometrias maiores que os usualmente encontrados nos filtros ascendentes. Assim, o menor grão do PFP1 foi especificado com granulometria igual a 2,00mm, aumentando-se gradativamente ao longo do leito e nos demais filtros.

O filtro ascendente (FA) foi construído em PVC (tubo de DEF^oF^o), com diâmetro de 200mm e altura de 2,2m. A taxa de filtração foi mantida em torno de 200m³/m².dia e a vazão aproximada de 0,262m³/h. A taxa utilizada teve como propósito atingir o limite superior proposto por diversos autores e, a nível prático, simular os diversos sistemas operados pela CAGECE, possibilitando assim, que os experimentos ocorressem na condição mais crítica. O material filtrante utilizado (quadro 3.2) é similar ao encontrado normalmente em filtros ascendentes na CAGECE.

Quadro 3.2 – Características do meio suporte e leito filtrante do FA

CAMADA SUPORTE	
Característica	Pedregulho 1
Menor grão (mm)	2,83
Maior grão (mm)	4,00
Altura camada (m)	0,20
	Pedregulho 2

CONTINUAÇÃO DO QUADRO 3.2

Menor grão (mm)	4,00
Maior grão (mm)	8,00
Altura camada (m)	0,15
	Pedregulho 3
Menor grão (mm)	8,00
Maior grão (mm)	12,70
Altura camada (m)	0,10
LEITO FILTRANTE	
	Areia 1
Menor grão (mm)	0,59
Maior grão (mm)	1,00
Altura camada (m)	0,20
Tamanho Efetivo (mm) - TE	0,65
Coef. de Desuniformidade - CD	1,10
	Areia 2
Menor grão (mm)	1,00
Maior grão (mm)	1,68
Altura camada (m)	0,40
Tamanho Efetivo (mm) - TE	1,20
Coef. de Desuniformidade - CD	1,10
	Areia 3
Menor grão (mm)	1,68
Maior grão (mm)	2,00
Altura camada (m)	0,30
Tamanho Efetivo (mm) - TE	1,75
Coef. de Desuniformidade - CD	1,10

As características da camada suporte e leito filtrante adotadas foram de acordo com as usuais nos sistemas operados pela CAGECE, que utilizam filtração direta ascendente, para possibilitar simulação da eficiência global da tecnologia de tratamento pesquisada.

A base de dados completa, utilizada para a produção dos resultados desta pesquisa, foi obtida através de 13 experimentos, com 42 carreiras de filtração nos PFPs e 13 CFs no FA, no período de 13 de maio de 2010 a 08 de agosto de 2010 (Apêndice – Ensaio de Tratabilidade). Além destes experimentos, outros foram realizados e descartados, cujos ensaios sofreram interrupção por problemas operacionais como, por exemplo, falhas na aplicação dos produtos químicos e ausência da coleta de dados essenciais às corridas, não fazendo parte do desenvolvimento deste trabalho.

Para o estudo da melhor taxa de filtração, cada um dos PFPs foi operado com taxas de 200, 300, 400 e 500 m³/m².dia, no período de 13/05/2010 a 09/08/2010, adotando a recomendação de Di Bernardo (2008) e outros autores (Quadro 2.2). A taxa de 500 m³/m².dia,

apesar de não recomendada pela bibliografia, foi utilizada com objetivo de testar o sistema em condições extremas e dessa forma, observar sua robustez. A taxa de filtração no FA foi mantida constante e próxima a $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, com uma vazão em torno de $0,262\text{m}^3/\text{h}$. Essa taxa é reconhecida como limite superior por diversos autores e a nível prático é adotada em diversos sistemas operados pela CAGECE. Objetiva-se com isso possibilitar que os experimentos ocorressem na condição mais crítica, expondo o sistema a condições extremas.

A vazão excedente entre o filtro de pressão (PFP) e o filtro ascendente (FA) foi descartada através de uma descarga instalada na interligação PFP/FA. Este mesmo ponto de descarga foi também utilizado como ponto de coletas de água pré-filtrada para análises e monitoramento da eficiência de remoção nos filtros de pressão. Para cada taxa de filtração e cada Filtro de Pressão, foram ensaiadas três carreiras de filtrações (CF) sucessivas, sendo que cada CF foi executada até o final sem intervenção. O filtro ascendente foi mantido em operação sem nenhuma interferência ao longo das três carreiras do PFP.

Para o controle de vazão na ETA-Piloto foi instalado dois rotâmetros graduados com escala de 0 a 900 L/h (Figura 3.4), para controle da vazão de água bruta (PFP) e da vazão da água pré-filtrada, permitindo também a obtenção da vazão descartada, através da subtração das vazões anteriores. Visando o melhor monitoramento deste parâmetro, foram instalados também dois hidrômetros (Figura 3.4) na entrada da ETA piloto (água bruta e água de lavagem dos filtros) e na saída de água filtrada do FA, sendo as medições das vazões determinadas ao se medir o tempo necessário para a passagem de um volume específico de água. Além das vazões pontuais medidas ao longo das carreiras de filtração, os hidrômetros foram utilizados para obtenção das informações dos volumes tratados nos diversos experimentos, inclusive o consumo de água gasto nas lavagens dos filtros.



Figura 3.4 – Hidrômetro e Rotâmetros utilizados como medidores de vazão

O acompanhamento da qualidade da água tratada na estação piloto, foi realizado através de análises de pH, cor aparente e turbidez nas saídas dos filtro de pressão e do filtro ascendente, cloro residual apenas no filtro ascendente e das leituras da perda de carga no filtro de pressão e ascendente. As coletas de dados eram efetuadas a cada trinta minutos ao longo de todas as carreiras de filtração. Em cada etapa do experimento foram coletadas amostras na segunda carreira de filtração após uma hora de operação do sistema, para análise hidrobiológica, (critério adotado: próximo à 50% experimento). As análises realizadas obedeceram ao Standart Methods (AWWA, 2005). As medidas de perda de carga foram realizadas com um manômetro diferencial da marca Instruterm, modelo MPD-79.

Nos primeiros dias de ensaios foram realizadas duas carreiras de filtração somente com filtração direta ascendente e nove com o conjunto PFP1/FA, com taxa de $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, adotando-se as mesmas dosagens do coagulante (PAC 23) e auxiliar de coagulação (polímero catiônico) utilizado na ETA-Aquiraz e hipoclorito de cálcio como pré-oxidante.

Nesta fase (pré-operação), o objetivo maior foi identificar as condições hidráulicas do equipamento, realizar pequenos ajustes no barrilete (interligações, instalação de válvulas, etc.) não previstas no projeto e necessárias para permitir variadas configurações de ensaios bem como o monitoramento sistêmico das vazões, perda de carga, volume produzidos, dosagens e da qualidade da água de cada uma das unidades filtrantes.

A pré-operação também permitiu definirem-se os parâmetros a serem utilizados na determinação do final das carreiras de filtração das etapas seguintes (limite de turbidez e/ou perda de carga):

- 1- PFP: atingir perda de carga de 2,0m e/ou turbidez igual ou superior a 50% da turbidez da água coagulada (critério do autor);
- 2- FA: atingir perda de carga de 2,0m e/ou turbidez 1,0 uT.

Os produtos químicos utilizados na ETA - Piloto foram o hidróxi-cloreto de alumínio 23% (PAC-23), polímero catiônico e, como pré-oxidante, hipoclorito de cálcio (Hipocal). A concentração da solução de PAC utilizada na pesquisa era determinada de acordo com a vazão de água bruta, vazão da bomba dosadora (mantida constante) e dosagem aplicada, novamente, a mesma dosagem da ETA-Aquiraz, conforme quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Principais características do sistema de dosagem de coagulante (PAC-23) utilizado nos experimentos

Taxa de filtração (m ³ /m ² .dia)	Dados Fixos			Dados Variáveis		
	Volume solução(L)	Dosagem (mg/L)	Vazão dosadora (L/h)	Conc. Solução (%)	Vazão (PFP) m ³ /h	Vazão (FA) (m ³ /h)
200	6,0	8,0	0,075	2,80	0,262	0,262
300	6,0	8,0	0,075	4,19	0,393	0,262
400	6,0	8,0	0,075	5,60	0,523	0,262
500	6,0	8,0	0,075	6,98	0,654	0,262

A concentração da solução de Polímero utilizada, da mesma forma que a do PAC, era determinada de acordo com a vazão de água bruta, vazão da bomba dosadora (mantida constante) e dosagem aplicada, novamente mesma dosagem da ETA-Aquiraz, conforme quadro 3.4.

Quadro 3.4 – Principais características do auxiliar de coagulação utilizado nos experimentos

Taxa de filtração (m ³ /m ² .dia)	Dados Fixos			Dados Variáveis		
	Volume solução(L)	Dosagem (mg/L)	Vazão dosadora (L/h)	Conc. Solução (%)	Vazão (PFP) m ³ /h	Vazão (FA) (m ³ /h)
200	6,0	3,7	0,063	1,54	0,262	0,262
300	6,0	3,7	0,063	2,30	0,393	0,262
400	6,0	3,7	0,063	3,07	0,523	0,262
500	6,0	3,7	0,063	3,84	0,654	0,262

A concentração da solução de cloro (hipocal), aplicada entre o filtro de pressão e o filtro ascendente, também foi preparada de acordo com a vazão de água bruta, porém sem um controle rigoroso da dosagem aplicada (dosagem aproximada de 1,5mg/L do produto). No entanto, houve um monitoramento constante do residual de cloro na saída do filtro ascendente

de forma a mantê-lo sempre abaixo de 0,5mg/L, visando minimizar a formação de subprodutos. A adição do coagulante e do auxiliar (aplicados à montante dos filtros de pressão) foi inicialmente realizada por um kit composto por duas bombas dosadoras eletromagnéticas de diafragma, tanques de solução com capacidade para 15 litros e de provetas graduadas de 100mL instaladas na sucção das bombas dosadoras para permitir uma maior precisão nas determinações das dosagens (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Medidor de vazão do sistema de dosagem

Foi verificada grande irregularidade nas vazões das bombas dosadoras do tipo eletromagnética peristálticas, o que ocasionou várias discontinuidades nas primeiras carreiras de filtração, inclusive com variações significativas de cor e turbidez. No dia 19/05/2010, as duas dosadoras de PAC e Polímero foram substituídas por dosadoras do tipo peristáltica (Figura 3.6 – parte superior) cujas vazões se mostraram extremamente precisas, possibilitando dosagens uniformes ao longo do experimento.



Figuras 3.6 – Dosadoras do tipo peristálticas para PAC e Polímero (acima) e dosadora de diafragma eletromagnética para o Hipocal (abaixo)

A adição do pré oxidante (aplicado entre o filtro de pressão e o ascendente) foi realizada por um kit composto por bomba dosadora de diafragma eletromagnética (Figura 3.4 – parte inferior), tanques de solução com capacidade para 15 litros e provetas graduadas de 100mL instalados na sucção das dosadoras para permitir a precisão nas determinações das vazões. A adição do oxidante após o PFP teve como objetivo evitar/minimizar formação de subprodutos da desinfecção como os THMs.

As lavagens do filtro ascendente foram realizadas através de uma derivação na tubulação do reservatório elevado (também utilizado para lavar os filtros da ETA-Aquiraz), com velocidade ascensional de 0,90m/min., tendo sido suficiente para a expansão do leito filtrante – expansão inspecionada através de rastelamentos em todas as lavagens. O controle dos volumes gastos nestas operações foi realizado por um hidrômetro instalado à montante da ETA - Piloto. Não foram utilizadas descargas de fundo intermediárias (DFIs) durante a operação do filtro ascendente.

OPERAÇÃO DA ETA-PILOTO

A pesquisa foi dividida em três etapas: Na primeira (período de 13/05 a 23/05/2010 – exp. 1,2.1,2.2,2.3), buscou-se o conhecimento e domínio das condições hidráulicas e operacionais da ETA Piloto, além da definição dos parâmetros a serem utilizados na determinação do término de cada carreira de filtração. Nesta etapa, foram utilizadas as mesmas dosagens de PAC e Polímero da ETA-Aquiraz com o intuito de se comparar a eficiência do filtro ascendente piloto à do filtro em escala real da ETA. A taxa de filtração adotada foi de $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, tanto para o PFP1 quanto no FA.

Na segunda etapa (03/06/2010 a 05/08/2010 - exp. 3,4,5,6,7,8,9,10 ,11), cada pré-filtro foi operado com taxas de 300, 400 e $500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ com três carreiras de filtração sucessivas para cada taxa, enquanto o filtro ascendente funcionava com taxa constante de $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ em uma única carreira de filtração. A vazão excedente entre o PFP e o FA era descartada à montante do FA através de uma válvula de agulha. O objetivo desta etapa foi comparar a eficiência dos três PFP's a diversas taxas de filtração e definir os principais parâmetros de projeto a serem adotados nesta tecnologia, quais seja, a granulometria do material filtrante e a taxa de filtração nominal.

Na terceira etapa (06/08/2010 a 09/08/2010 - exp. 12, 13.1,13.2,13.3), foi realizada uma carreira de filtração (sem descargas de fundo intermediárias) somente com o FA com taxa de $T = 200\text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e em seguida com o com o sistema utilizando o PFP1 com taxa de $T = 400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e carreiras de filtração sucessivas de 3 horas e FA com taxa de $T = 200\text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ até que o filtro ascendente (mantido em carreira continua) atingisse a turbidez e/ou a perda de carga limites previamente estabelecidas. O objetivo desta etapa foi medir o desempenho do sistema através da quantificação dos ganhos relativos à segurança operacional, à qualidade da água produzida e à redução no consumo de água nas lavagens dos filtros, utilizando o filtro e a taxa que apresentou os melhores resultados na etapa anterior.

Para padronização de todas as etapas do experimento, elaborou-se um procedimento, ordenando as diversas atividades operacionais e de monitoramento de cada ensaio, conforme detalhado abaixo:

- 1- Lavar o filtro de pressão em uso;
- 2- Lavar o filtro ascendente;

- 3- Preparação das soluções de PAC, polímero e hipoclorito de sódio (para uso diário);
- 4- Configurar o modo operacional a ser ensaiado (abertura e fechamento de válvulas de entrada e saída dos filtros);
- 5- Abrir registro afluyente de água bruta;
- 6- Ligar bombas dosadoras
- 7- Ajustar vazão de água em cada filtro, conforme a taxa de filtração do ensaio;
- 8- Ajustar/monitorar vazão das bombas dosadoras;
- 9- Registrar leituras iniciais dos hidrômetros de água bruta e filtrada final;
- 10- Registrar leituras iniciais das perdas de carga no PFP em ensaio e do FA;
- 11- Coletar amostras de água filtrada (PFP e FA) e realizar análises de pH, cor, turbidez e cloro residual;
- 12- A cada trinta minutos, repetir as etapas 9, 10 e 11;
- 13- Conferir vazões das dosadoras, água bruta e filtrada final (conforme item sete);
- 14- Finalizar carreira de filtração do PFP, fechando o afluyente de água bruta e do FA;
- 15- Lavar em contra fluxo o PFP;
- 16- Executar a segunda carreira de filtração (conforme itens 9 a 15). Coletar amostras complementares com uma hora de operação;
- 17- Executar a terceira carreira de filtração (conforme itens 9 a 15);
- 18- Finalizar o experimento com fechamento do afluyente de água bruta e dosadora;
- 19- Lavar os filtros de pressão e ascendente.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados apresentados neste capítulo trazem discussões baseadas na remoção de turbidez e no aumento da perda de carga nos filtros, por se tratar de parâmetros considerados fundamentais para a avaliação da eficiência da tecnologia proposta. Em seguida, parâmetros complementares (cor e análise hidrobiológica) foram determinados, auxiliando a análise global de eficiência de cada experimento.

4.1 PRIMEIRA ETAPA

Na primeira etapa, foram realizados quatro experimentos (seis carreiras de filtração) utilizando somente o filtro ascendente (Exp.1) e este associado ao pré-filtro de pressão 1 (PFP1), com taxa de filtração em ambos de $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ visando a identificação das condições operacionais da ETA – Piloto (Exp. 2.1,2.2,2.3). Os resultados relativos à qualidade da água filtrada foram obtidos, utilizando as mesmas dosagens da ETA-Aquiraz, tendo em vista que sua produção de água (turbidez média final igual a $0,97\text{uT}$) atendia aos padrões de potabilidade requeridos pela portaria MS 518/2004, para a turbidez.

Conforme Figura 4.1(Exp.1), a duração da carreira foi de 10,0 horas, tendo sido encerrada devido à perda de carga ter atingido o limite adotado (2m). Nota-se que a produção de água atendeu a recomendação da portaria 518/MS em relação à turbidez. O volume total produzido pelo filtro (FA) foi de $2,65\text{m}^3$ (com vazão média de operação de $0,252\text{m}^3/\text{h}$ e taxa de filtração de $192,9\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, sendo consumido na lavagem deste filtro $0,31\text{m}^3$ de água (11,7% do total produzido).

Notem-se pequenas elevações da turbidez entre 2,5 e 5,0 horas da carreira de filtração, tendo como causa mais provável irregularidade nas dosagens do coagulante e/ou auxiliar de coagulação. A adoção do limite de 2,0m para a perda de carga no filtro ascendente é a mesma adotada nos diversos sistemas da CAGECE que utilizam esta tecnologia de tratamento.

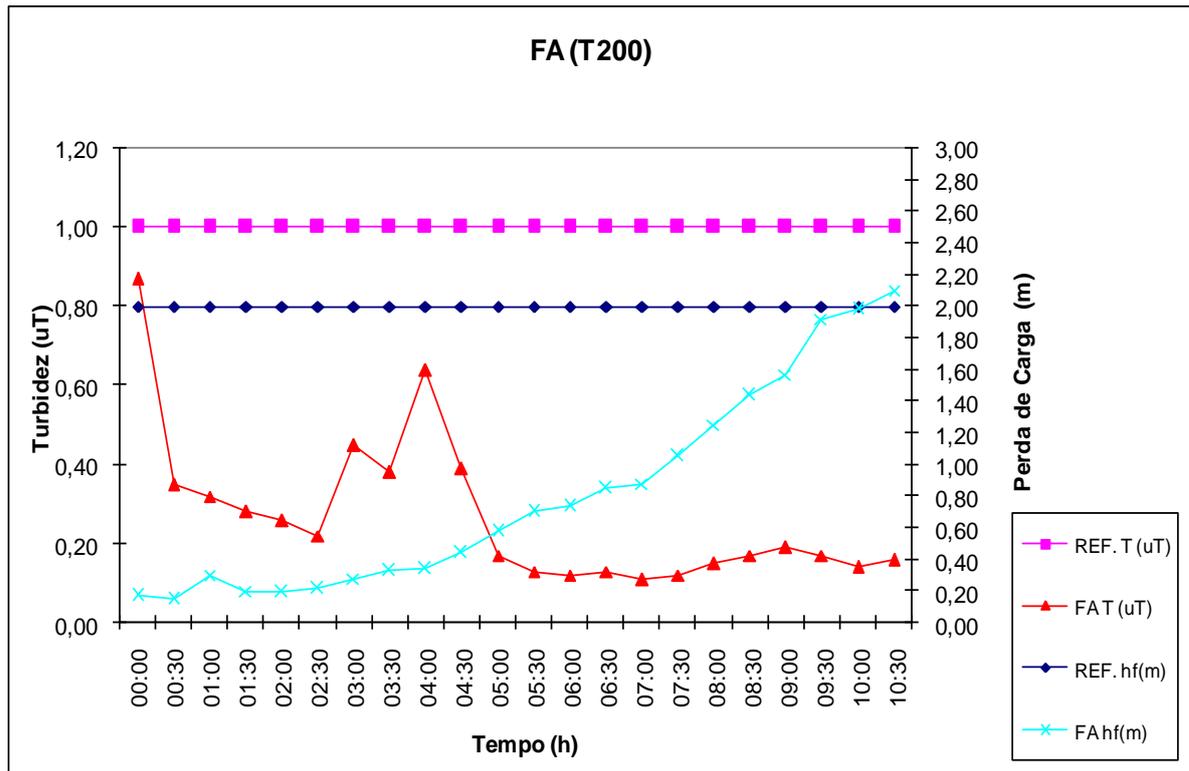


Figura 4.1 – Valores de turbidez e perda de carga no experimento 1 - Filtro ascendente com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2\text{dia}$.

Observou-se, também, remoção da cor aparente, passando de 50 uC para 2,5 uC (ver ensaio de tratabilidade, Exp. 1), após passagem pela unidade de filtração, em todas as análises realizadas. O residual de cloro na saída do filtro (pré-oxidação) foi em média de 0,4mg/L.

Na Figura 4.2 (14 a 18/05/2010), a configuração de ensaio foi PFP1/FA, ambos operando com taxa de filtração de $200\text{m}^3/\text{m}^2\text{dia}$. A carreira de filtração do FA foi de 49,0 horas, sem nenhuma descarga de fundo intermediária, e no PFP1 foi em média de 10 horas. As carreiras do PFP1 foram finalizadas quando os valores de turbidez encontravam-se próximos ao da água coagulada (7,13uT), mesmo com a perda de carga abaixo de 2,0m.

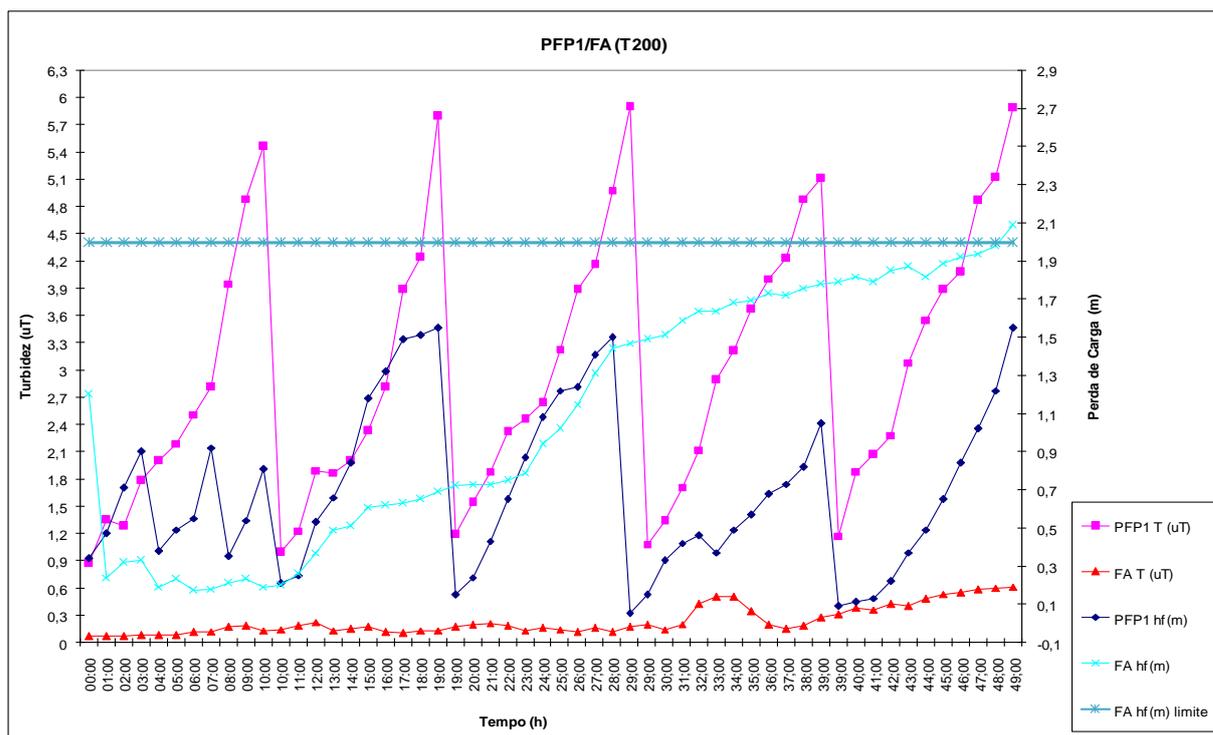


Figura 4.2 – Valores de turbidez e perda de carga nos experimentos 2.1, 2.2 e 2.3 - Filtro de pressão (PFP1) e ascendente com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

O volume total produzido nesta corrida foi $13,41\text{m}^3$, tendo sido consumido $0,37\text{m}^3$ nas cinco lavagens do PFP1 e $0,23\text{m}^3$ no FA, correspondendo a um gasto total de 4,5% do volume produzido. Todas as CF do PFP1 foram encerradas pela elevação da turbidez, com atingimento do valor pré-estabelecido (50% da turbidez da água coagulada). A turbidez da água final (Figura 4.2) permaneceu abaixo de $1,0\text{uT}$ ao longo de todo o experimento, limite recomendado pela portaria 518/2004/MS. A cor aparente da água final apresentou-se com valores entre $2,5\text{uC}$ e $5,0\text{uC}$. O oxidante, adicionado entre o PFP e o FA, apresentou valores médios de $0,45\text{mg/L}$, permanecendo sempre menor ou igual a $0,8\text{mg/L}$ de cloro residual livre.

Na Figura 4.3, foram sobrepostos os dados dos Experimentos 1 e 2, para melhor visualização da eficiência do filtro de pressão funcionando como auxiliar do filtro ascendente, removendo parte considerável do material particulado presente na água bruta e atuando como um sistema de pré-tratamento da água. Pode-se observar o aumento da carreira de filtração do FA de 10 para 49 horas, proporcionando redução do volume de água de lavagem em 61,5%, além da eliminação do pico inicial de turbidez no início da carreira de filtração do FA, quando operando isoladamente. Durante a operação em conjunto, não foi executada nenhuma descarga de fundo intermediária no FA, operação que poderia promover uma carreira de filtração do FA ainda maior.

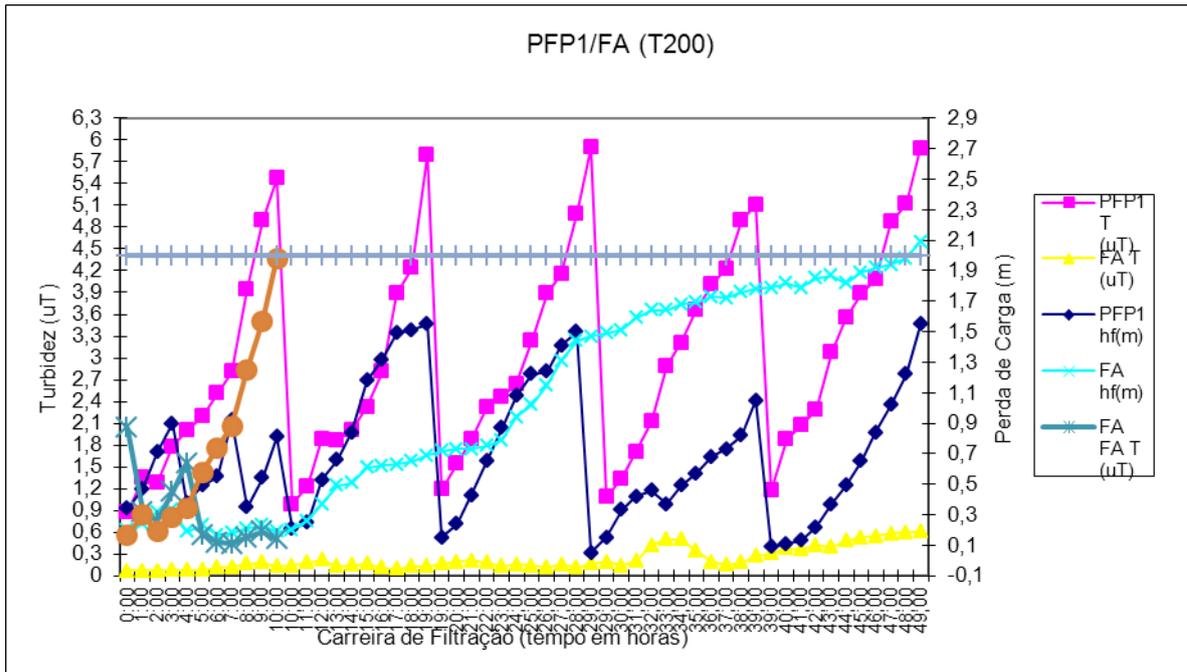


Figura 4.3 – Valores de turbidez e perda de carga nos experimentos 1, 2.1, 2.2 e 2.3 - Filtro de pressão (PFP1) e ascendente com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

Na Figura 4.4 verifica-se uma eficiência aproximada de apenas 40% na remoção da cor do PFP1, com valor médio de cor aparente de 30uC , tendo sido aplicado somente o coagulante e o auxiliar de coagulação. O oxidante, aplicado após o pré-filtro possibilitou a obtenção do padrão de potabilidade para o parâmetro analisado em todas as amostras da água filtrada final, cujo limite é até 15uC .

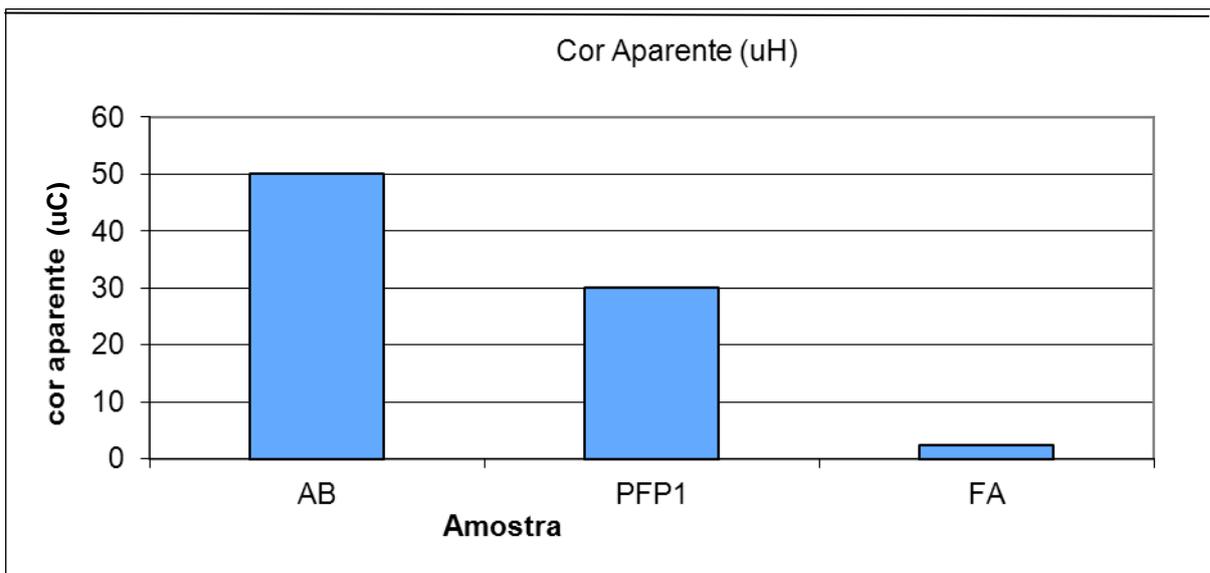


Figura 4.4 - Cor aparente (valores médios) nos experimentos 2.1, 2.2 e 2.3 - Filtro de pressão (PFP1) e ascendente (FA) com $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

4.2 SEGUNDA ETAPA

Nesta etapa, cada um dos pré-filtros foi operado com taxas de 300, 400 e 500m³/m².dia para comparação da eficiência de cada filtro com as diversas taxas. Os resultados e discussões estão dispostos a seguir.

4.2.1 PFP1/FA (T=300/200m³/m².dia)

Inicialmente, o conjunto PFP1/FA foi operado com taxas de 300 e 200m³/m².dia, respectivamente. Os ensaios foram realizados em 03/06/2010 e os resultados são apresentados na Figura 4.5.

O comportamento das três carreiras do PFP1, no que se refere à turbidez e perda de carga, foi similar. Note-se que a perda de carga no FA sofreu apenas uma pequena elevação (0,20m) em relação à perda de carga inicial. A turbidez final apresentou sempre resultados abaixo de 0,3uT nas primeiras 6 horas e abaixo de 0,4uT nas últimas 3 horas do experimento. Considerando a turbidez da água coagulada (6,82uT) e a média deste parâmetro na saída do PFP1 (1,35uT), a remoção foi de 80,2%.

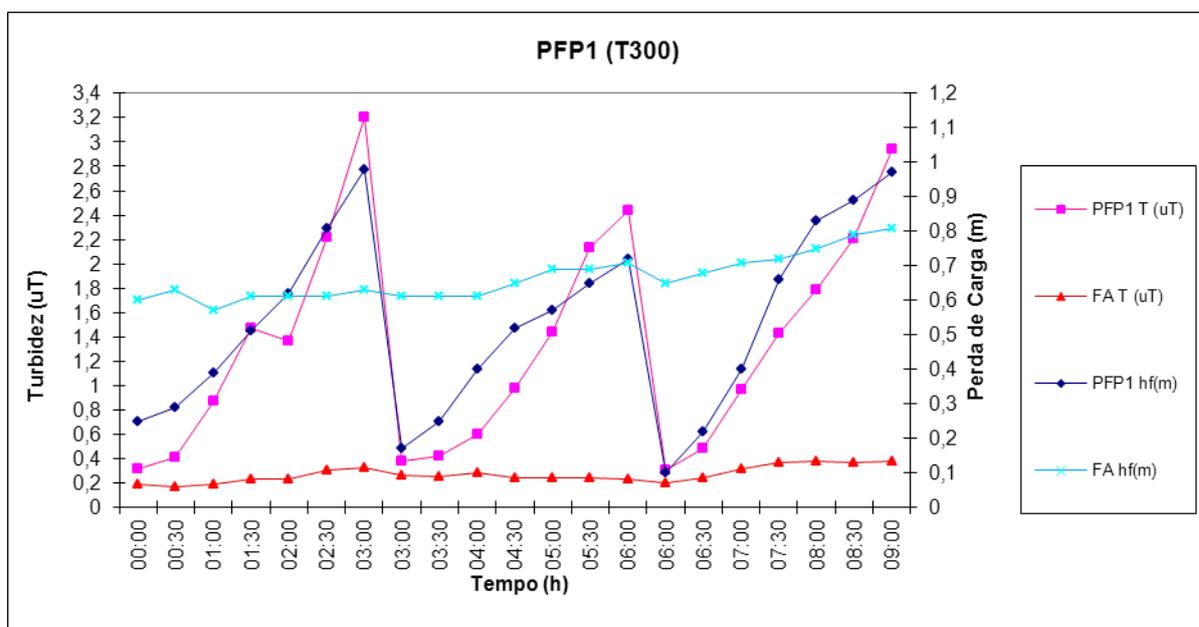


Figura 4.5 – Valores de turbidez e perda de carga no experimento 3 – PFP1 T=300m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

Na Figura 4.6, verifica-se remoção considerável da cor após o PFP1, mesmo sem a adição de pré-oxidante, tendo apresentado menor eficiência na primeira CF, tendo como causa provável irregularidades na aplicação de coagulante e auxiliar. A água filtrada final, apresentou resultado uniforme de 2,5uC ao longo das 9,0 horas do experimento.

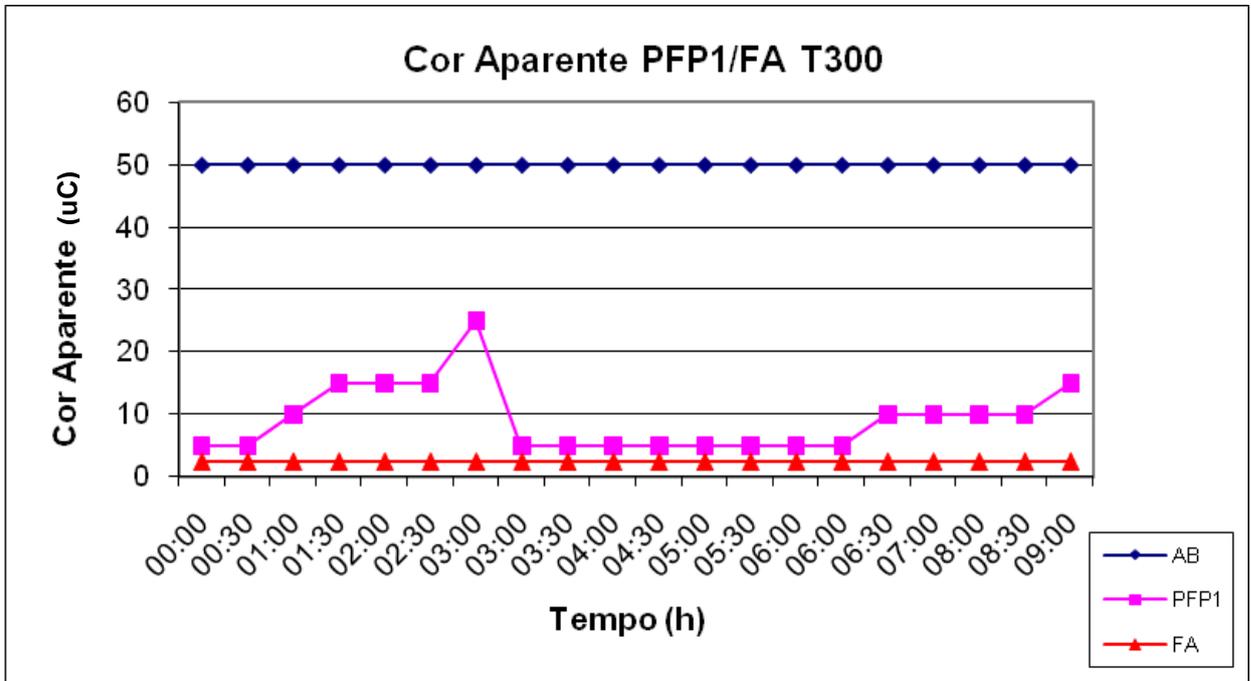


Figura 4.6 – Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) no experimento 3 – PFP1 $T=300\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

4.2.2 PFP1/FA ($T=400/200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$)

Os resultados apresentados na Figura 4.7 fazem referências ao experimento realizado no PFP1 com taxa de filtração de $400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e carreiras de filtração com duração de 2,5 horas. Neste caso o parâmetro da turbidez determinou o encerramento da carreira de filtração após alcançar o limite estabelecido previamente (50% da turbidez da água coagulada).

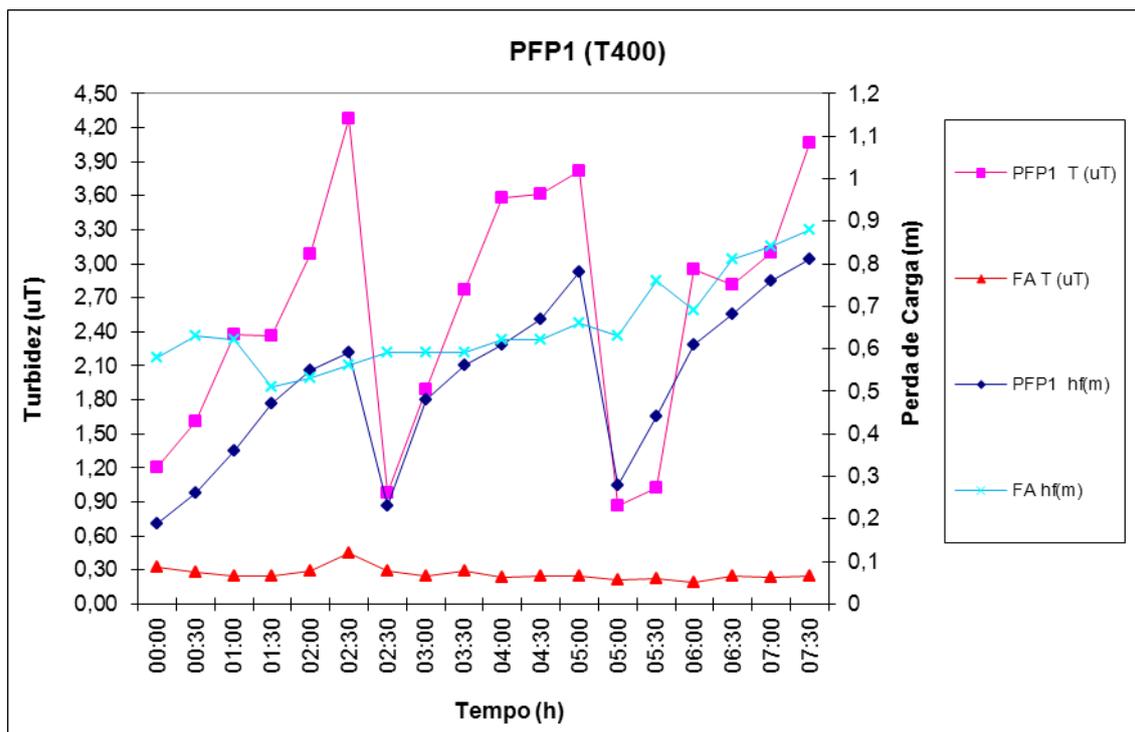


Figura 4.7 – Valores de turbidez e perda de carga no experimento 4 – PFP1 T=400m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

A remoção de turbidez no PFP1 foi de aproximadamente 62,9%, considerando o valor da turbidez na entrada do PFP1 (coagulada) de 6,93uT e a média da turbidez (2,57uT) ao longo das 3 carreiras de filtração. A elevação da perda de carga no filtro ascendente, no final das 7,5 horas de operação, foi somente de 0,25m, indicando estar longe do término da carreira de filtração. Com relação à turbidez final, todos os valores apresentaram-se abaixo de 0,5uT.

A remoção da cor aparente no PFP1, operando com taxa de filtração de 400m³/m².dia apresentou-se variando entre 20 e 40uC, com valor médio de 30uC e remoção média de 40% (Figura 4.8). Na água filtrada final, o resultado em todas as amostras foi constante (10uC), atendendo padrão estabelecido pela Portaria 518/2004.

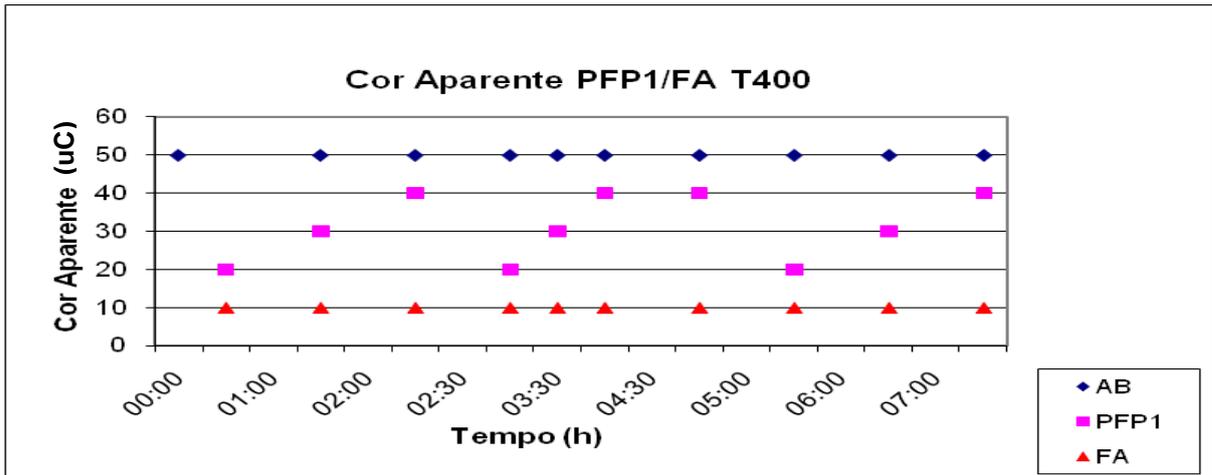


Figura 4.8 – Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) no experimento 4 – PFP1 T=400m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

4.2.3 PFP1/FA (T=500/200m³/m².dia)

Neste ensaio, utilizando o PFP1 com taxa de filtração de 500m³/m².dia associado ao FA, a carreira de filtração foi encerrada com 2,5 horas, motivada pelo valores elevados de turbidez (Figura 4.9). Considerando o valor da turbidez da água coagulada (6,1uT) na entrada do pré-filtro e o valor médio na saída do mesmo (2,54uT), o percentual de remoção foi em torno de 58,4%. A turbidez na saída do FA em todas as amostras apresentou-se abaixo de 0,4 uT, atendendo a recomendação da Portaria 518/2004. A elevação da perda de carga no FA, entre o início e o término das 3 carreiras de filtração do PFP1 foi de 0,45m.

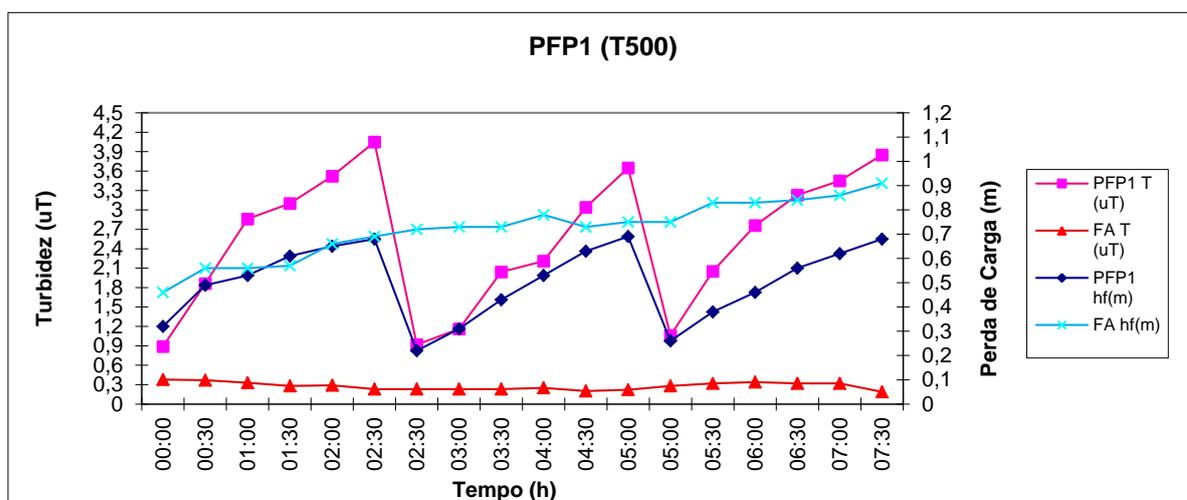


Figura 4.9- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 5 - PFP1 T=500m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

Com relação à remoção da cor aparente, a eficiência do PFP1 foi pequena, semelhante à taxa de $400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$. A cor aparente final permaneceu estável ao longo deste experimento (10uC), conforme Figura 4.10.

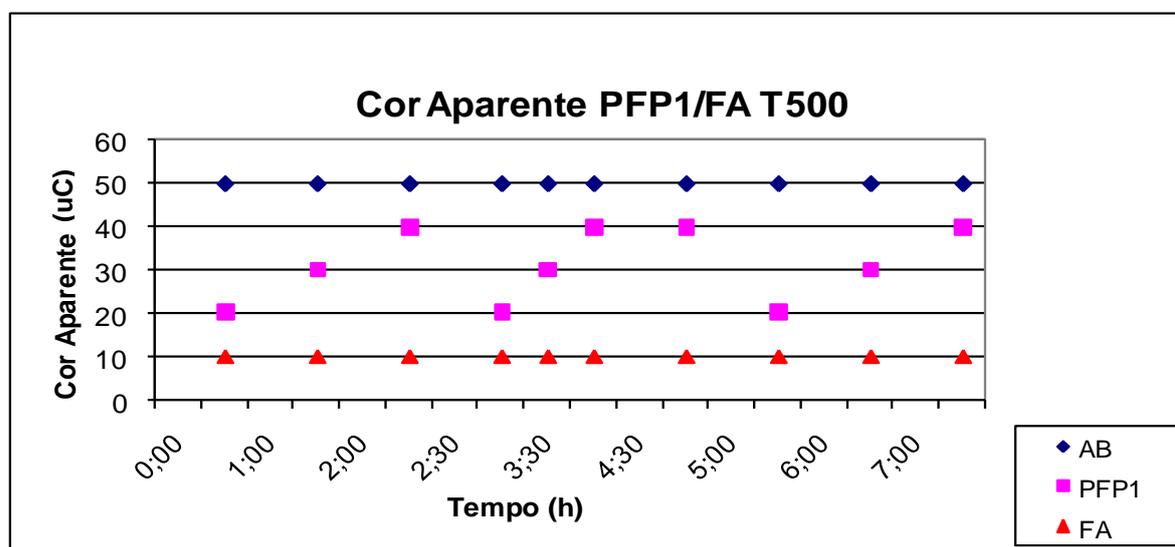


Figura 4.10 - Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final no experimento 5 - PFP1 T= $500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e FA T= $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

Com relação aos parâmetros quantitativos, os resultados obtidos (Tabela 4.1) não apresentaram variações significativas com relação ao consumo de água nas lavagens dos filtros ficando em 7,5, 7,0 e 7,1 para as taxas de aplicação 300 , 400 e $500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ respectivamente.

Tabela 4.1 – Parâmetros quantitativos do PFP1, no período de 03/06/2010 a 09/07/2010.

Carreira de filtração	Volume produzido (m^3)	Vazão média (m^3/h)	Taxa filtração–PFP1 ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$)	% gasto lavagem PFP1
T = $300\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (Exp. 3)				
CF1	1,30	0,433	330	7,9
CF2	1,25	0,417	319	7,2
CF3	1,23	0,410	313	7,3
Média	1,26	0,420	321	7,5
T = $400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (Exp. 4)				
CF1	1,29	0,516	395	7,0
CF2	1,31	0,524	401	6,9
CF3	1,28	0,512	391	7,0

CONTINUAÇÃO DA TABELA 4.1

Média	1,29	0,517	396	7,0
$T = 500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (Exp. 5)				
CF1	1,54	0,616	471	6,7
CF2	1,51	0,607	464	7,3
CF3	1,50	0,603	461	7,2
Média	1,52	0,609	465	7,1

As análises hidrobiológicas foram realizadas com objetivo de avaliar o desempenho das taxas de filtração no PFP1 em relação à remoção destes parâmetros. As amostras foram coletadas na segunda carreira de filtração, com 1,0 hora de operação, e os resultados são apresentados na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Eficiência na remoção de fitoplâncton do PFP1 operando com taxas de 300 e 400 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e do FA com taxa de 200 $\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$

Data coleta	Laudo (Nº)	Local coleta	Fitoplâncton		% remoção
			Nº indivíduos	Cel/mL	
$\text{PFP1} - T = 300\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (Exp. 3)					
03/06/2010	2537/10	AB	10.387,0	103.870,0	-
03/06/2010	2538/10	PFP1	2.710,4	27.104,0	73,91
03/06/2010	2539/10	FA	89,2	935,0	99,14
$\text{PFP1} - T = 400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (Exp. 4)					
08/07/2010	3131/10	AB	13.169,2	132.774,4	-
08/07/2010	3132/10	PFP1	9.508,2	95.425,5	27,78
08/07/2010	3133/10	FA	4,8	480,0	99,96

A eficiência de remoção de algas no pré-filtro quando operado com taxa de $300\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ foi a mais significativa chegando a 73,91%. Observou-se uma diminuição na remoção de fitoplânctons à medida que se eleva a taxa de filtração, provavelmente, devido à arraste. Contudo, em todas as amostras, a redução final (saída do FA) foi extremamente eficiente, maior que 99%. Não foi possível verificar a eficiência do PFP1 com taxa de $500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, por falhas nas coletas das amostras, deste experimento.

4.2.4 PFP2/FA ($T=300/200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$)

Analisando o experimento do conjunto PFP2/FA realizada em 16/07/2010, com taxas de 300 e $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, respectivamente (Figura 4.11), verifica-se que seu comportamento foi

semelhante às obtidas com o PFP1eT=300 (Figura 4.5), apresentando as mesmas durações de carreiras(ou seja, 3horas) e turbidez final. No entanto, em valores médios, o desempenho do PFP1 e T=300 (Turbidez média = 1,35uT) foi melhor que o PFP2 e T=300 (1,74uT).

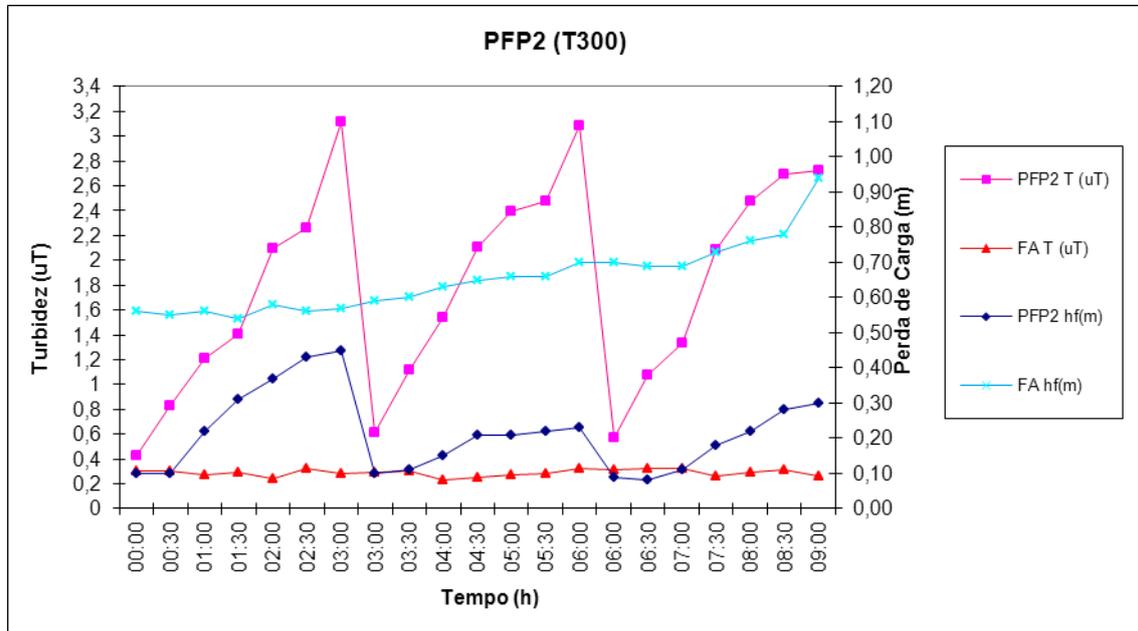


Figura 4.11- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 6 - PFP2 T=300m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

Nas três carreiras do PFP2 a perda de carga sofreu uma pequena elevação (menor ou igual a 0,45m), tendo sempre atingido o valor de 50% da turbidez de água coagulada, sendo, portanto o parâmetro limitante dos experimentos. Considerando a turbidez (valores médios) a montante e jusante do PFP2 (5,73 e 1,79uT respectivamente) a remoção foi de 68,8%, enquanto que nas corridas PFP1 e T=300 foi 80,2%. A perda de carga no FA sofreu pequena elevação e a turbidez ao longo da nove horas de operação apresentaram-se abaixo de 0,4m, evidenciando que a carreira de filtração seria bem mais longa.

Conforme Figura 4.12, verificou-se remoção considerável da cor aparente após filtração no PFP2 no início das carreiras e elevando-se para valores próximos ao da água bruta. A água filtrada no FA, apresentou resultados entre 5 uC e 10 uC ao longo das 9,0 horas do experimento.

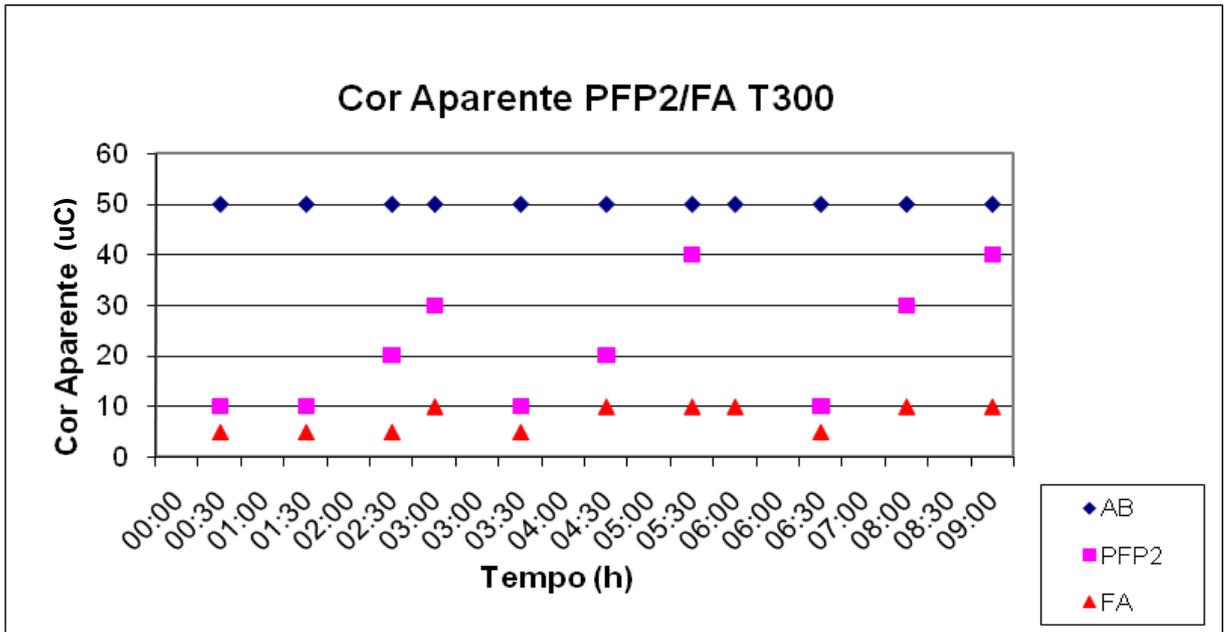


Figura 4.12-Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uH) do experimento 6 - PFP2 T=300m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

4.2.5 PFP2/FA (T=400/200m³/m².dia)

Os resultados desta configuração apresentaram carreiras de filtração no PFP2 com duração de 2,5 horas (Figura 4.13). A remoção de turbidez no PFP2 foi de 58,1%, considerando o valor da turbidez na entrada do PFP2 (água coagulada) de 5,75uT e a média da turbidez de 2,41uT, ao longo das 3 carreiras de filtração. A elevação da perda de carga no filtro ascendente foi de 0,46m. As análises de turbidez realizadas na água final, excetuando-se a primeira apresentaram valores abaixo de 0,5uT.

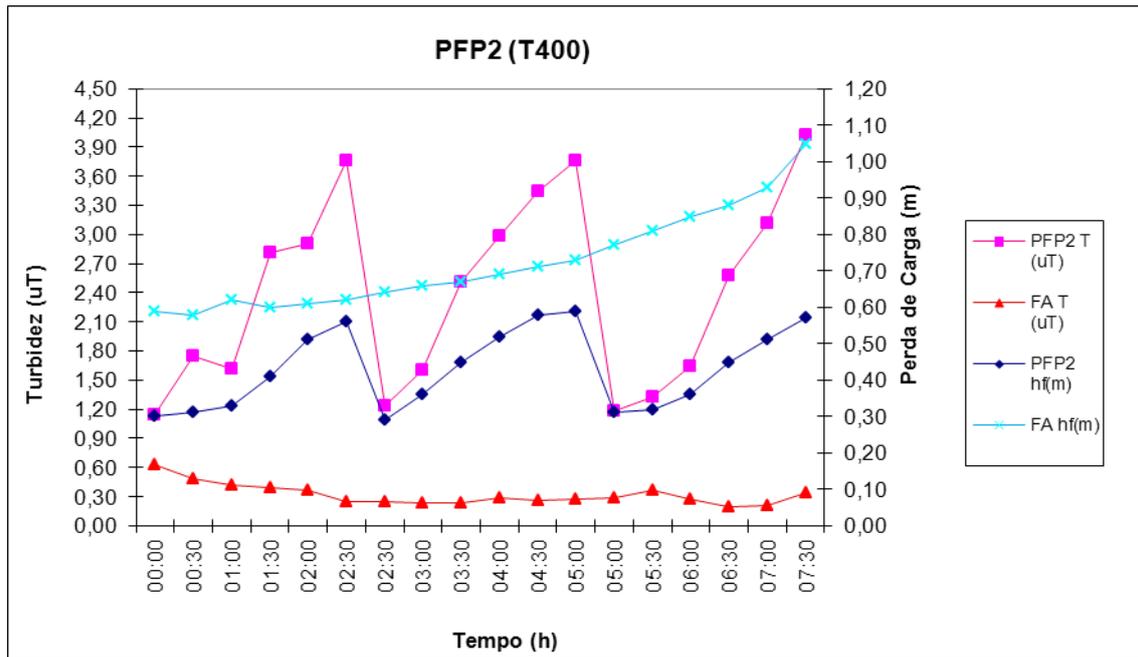


Figura 4.13- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 7 - PFP2 T=400m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

A remoção da cor aparente no PFP2 (Figura 4.14), operando com taxa de filtração de 400m³/m².dia apresentou-se baixa, similar ao que aconteceu no experimento com o PFP1T=400, tendendo para valores próximos ao da água bruta nos finais de cada carreira de filtração. A cor aparente final (na saída do FA) em todas as amostras, manteve-se constante (5uC), atendendo padrão estabelecido pela portaria 518/2004.

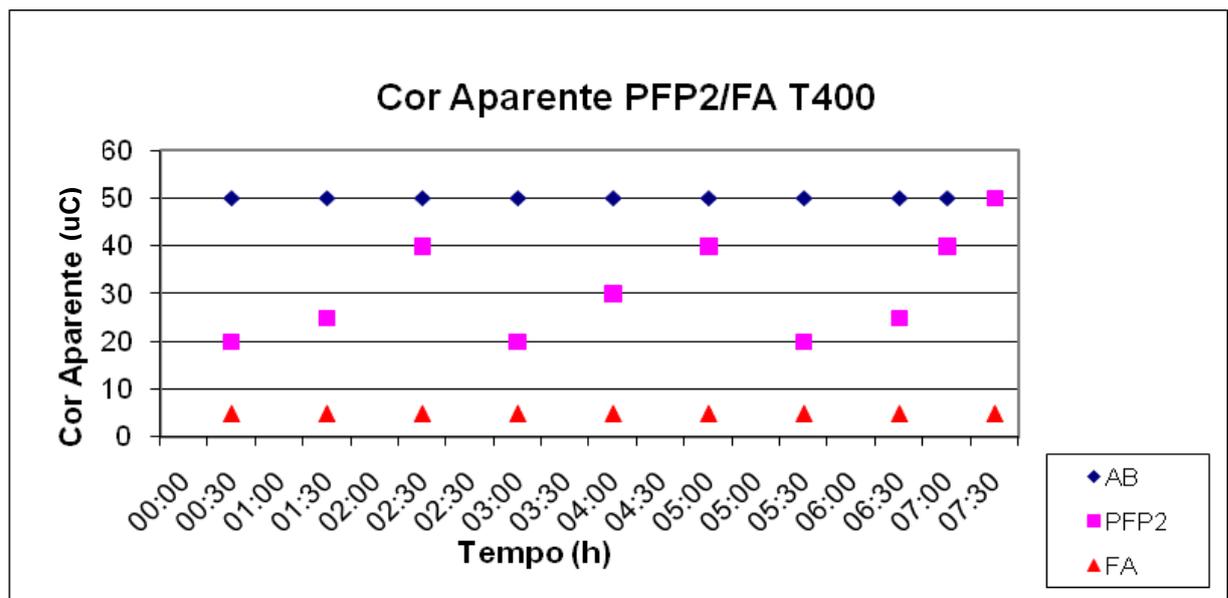


Figura 4.14- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 7 - PFP2 T=400m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

4.2.6 PFP2/FA ($T=500/200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$)

Utilizando o PFP2 com taxa de filtração de $500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ associado ao FA, a carreira de filtração foi encerrada com 2,0 horas de duração, motivada pelo valores de turbidez elevada da água pré-filtrada (Figura 4.15). Observa-se uma diminuição da carreira de filtração com o aumento da taxa como já era esperado. Com o aumento do grão do leito filtrante houve uma tendência da turbidez atuar como fator limitante para o encerramento das carreiras. Considerando o valor da turbidez da água coagulada ($6,18\text{uT}$) na entrada do pré-filtro e a média na saída do mesmo ($2,90\text{uT}$), o percentual de remoção foi de $53,1\%$, inferior ao PFP1 $T=500$ ($58,4\%$). A turbidez final, na saída do FA em todas as amostras apresentaram-se abaixo de $0,4\text{uT}$ e a elevação da perda de carga entre o início e o término das 3 CF foi de $0,11\text{m}$, tendo apresentado nas duas primeiras leituras valores um pouco mais elevados (ver Exp. 8 – Apêndice).

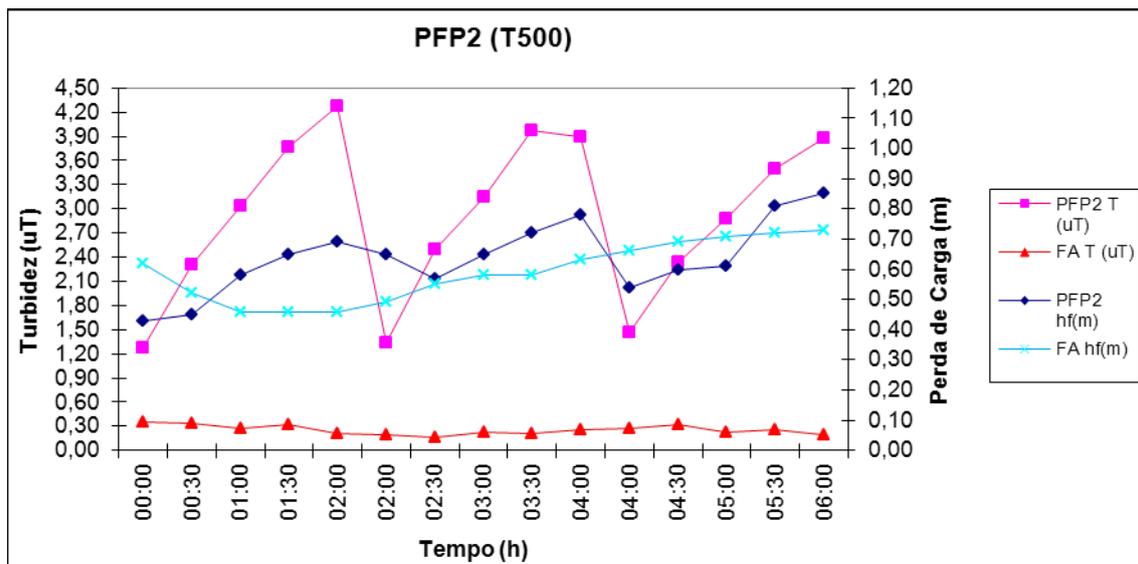


Figura 4.15- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 8 - PFP2 $T=500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$

Com relação à remoção da cor aparente (Figura 4.16) a eficiência do PFP2 foi baixa, em média 40% , chegando a valores próximos ao da água bruta no final de cada carreira, comportamento similar ao experimento com o PFP1 utilizando a mesma taxa de aplicação superficial ($T=500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$). A cor aparente final variou entre $2,5$ e $7,5\text{uC}$, tendo apresentado um único valor de 10uC , possivelmente devido à baixa dosagem de pré-oxidante, na hora coleta da amostra.

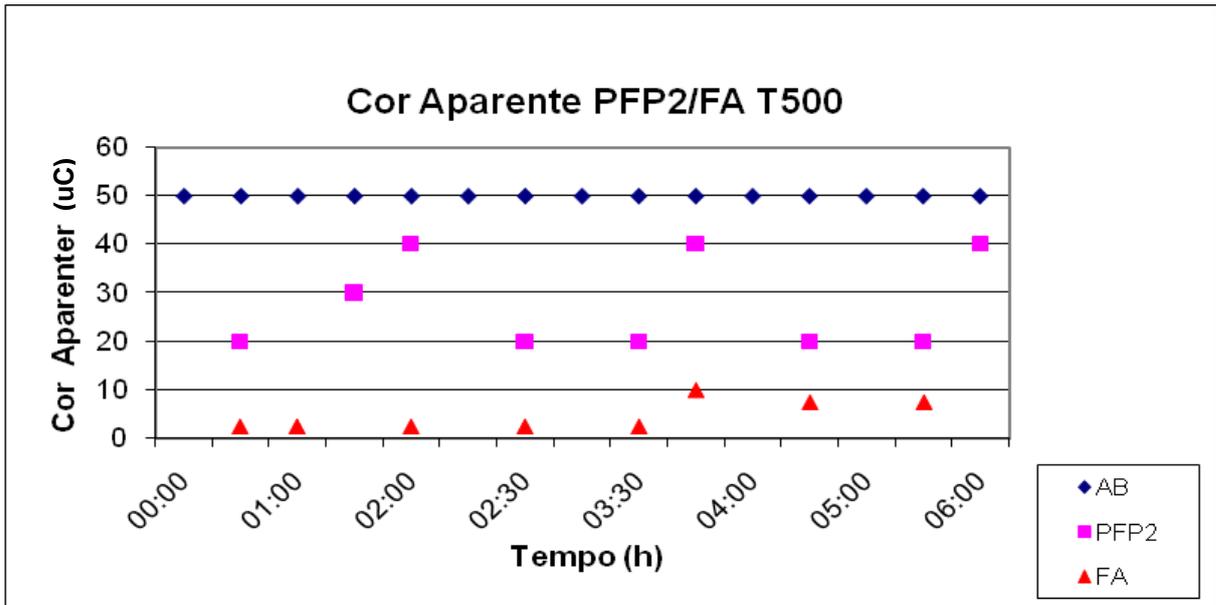


Figura 4.16- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 8 - PFP2 T=500m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

Com relação aos parâmetros quantitativos, os resultados obtidos (Tabela 4.3) não apresentaram variações significativas com relação ao consumo de água nas lavagens dos filtros em relação às carreiras do PFP1, ficando em média 7,2, 7,0 e 7,4 para as taxas de filtração de 300, 400 e 500m³/m².dia respectivamente. A taxa de filtração média das carreiras de filtração (T= 500m³/m².dia) foi abaixo da prevista, por deficiência das instalações hidráulicas de transporte de água bruta até a ETA – piloto.

Tabela 4.3 – Parâmetros quantitativos do PFP2

Carreira de filtração	Volume produzido (m ³)	Vazão média (m ³ /h)	Taxa filtração– PFP2 (m ³ /m ² .dia)	% gasto lavagem PFP2
T = 300m ³ /m ² .dia				
CF1	1,29	0,430	329	6,5
CF2	1,23	0,410	313	7,3
CF3	1,15	0,383	293	7,8
Média	1,22	0,408	312	7,2
T = 400m ³ /m ² .dia				
CF1	1,29	0,516	395	7,0
CF2	1,30	0,520	397	6,8
CF3	1,27	0,508	388	7,1
Média	1,29	0,515	393	7,0

CONTINUAÇÃO DA TABELA 4.3

T = 500m ³ /m ² .dia				
CF1	1,21	0,605	462	7,5
CF2	1,21	0,605	462	7,4
CF3	1,19	0,595	455	7,2
Média	1,20	0,602	460	7,4

Para cada taxa de filtração no PFP2, com 1,0h de operação da segunda carreira de filtração, foram coletadas amostras para análises hidrobiológicas, cujos resultados são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Eficiência na remoção de fitoplâncton do PFP2 operando com taxas de 300 e 400 m³/m².dia e do FA com taxa 200 m³/m².dia.

Data coleta	Laudo (Nº)	Local coleta	Fitoplancton Quantitativo		% remoção
			Nº indivíduos	Cel/mL	
PFP2 – T = 300m ³ /m ² .dia					
16/07/2010	3385/10	AB	16.492,0	166.897,8	-
16/07/2010	3386/10	PFP2	15.466,0	155.050,7	6,22
16/07/2010	3387/10	FA	296,0	2.960,0	98,21
PFP2 – T = 400m ³ /m ² .dia					
22/07/2010	3388/10	AB	14.604,3	148.422,9	-
22/07/2010	3389/10	PFP2	8.554,7	86.946,8	41,42
22/07/2010	3390/10	FA	14,6	147,4	99,90

A baixa redução de fitoplancton do PFP2 na taxa T= 300 m³/m².dia, 6,22%, não apresenta uma coerência com o padrão encontrado na configuração PFP1/FA, onde à medida que se aumentava a taxa, diminuía-se a eficiência. Já a eficiência do PFP2 na taxa T= 400 m³/m².dia, apresentou-se maior (41,42%) que na configuração PFP1/FA operando na mesma taxa (27,78%). Este comportamento pode ser explicado por um provável erro de análise ou de coleta. A eficiência hidrobiológica do PFP2T500 não pode ser quantificada devido a problemas durante a coleta. A eficiência do FA, nas duas taxas de filtração foram superiores a 98%.

4.2.7 PFP3/FA ($T=300/200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$)

O experimento foi realizado em 29/07/2010 com o conjunto PFP3/FA, utilizando taxas de 300 e $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, respectivamente (Figura 4.17), em que foram analisados os valores de turbidez e perda de carga. Considerando a turbidez da água coagulada ($5,61\text{uT}$) e a média da análises realizadas na saída do PFP3 e $T=300$ ($2,50\text{uT}$), obteve-se uma remoção de 55,4%.

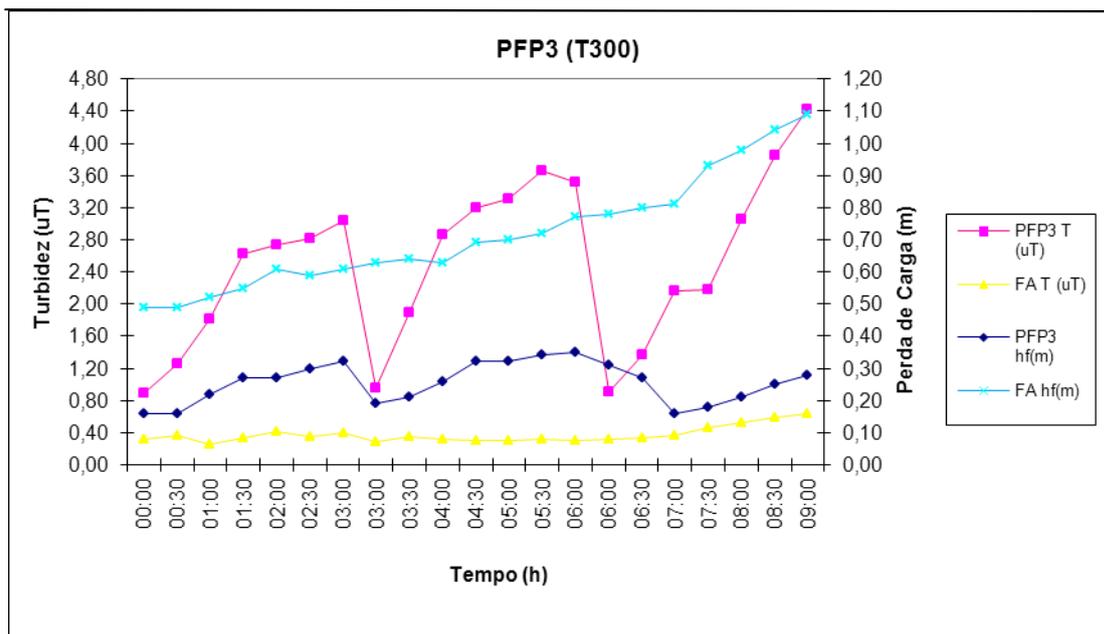


Figura 4.17- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 9 - PFP3 $T=300\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

Nas três carreiras do PFP3 $T=300$ a perda de carga sofreu apenas uma pequena elevação ($0,12\text{m}$), sendo a turbidez novamente foi o parâmetro limitante e indicador da duração da carreira de filtração. A perda de carga no FA sofreu elevação de $0,60\text{m}$ e a turbidez ao longo das 9,0 horas de operação apresentou-se abaixo de $0,4\text{uT}$, com uma leve tendência de crescimento no final, comportamento similar ao da perda de carga.

Na Figura 4.18, verificou-se remoção considerável da cor após filtração no PFP3 $T=300$, comportamento similar foi observado nos outros dois pré-filtros com essa mesma taxa de filtração. A água na saída do FA, apresentou resultados entre 5uC e 10uC ao longo da 9,0 horas do experimento.

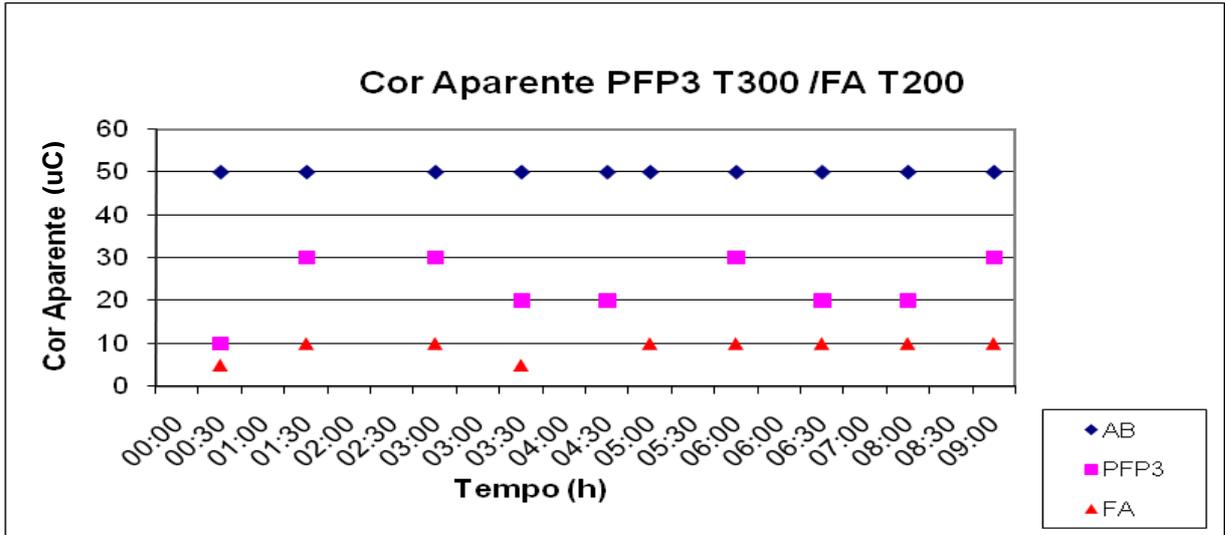


Figura 4.18- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 9 - PFP3 T=300m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

4.2.8 PFP3/FA (T=400/200m³/m².dia)

Os resultados das carreiras de filtração no PFP3 (Figura 4.19) apresentaram duração de 2,0 horas. Prolongou-se a última carreira até 3,0h para que se pudesse avaliar o comportamento desta sobrecarga, não tendo sido observadas elevações consideráveis dos parâmetros monitorados. Assim sendo, dependendo da conveniência operacional, pode-se aumentar a CF, sem comprometer a eficiência de remoção de turbidez da água final.

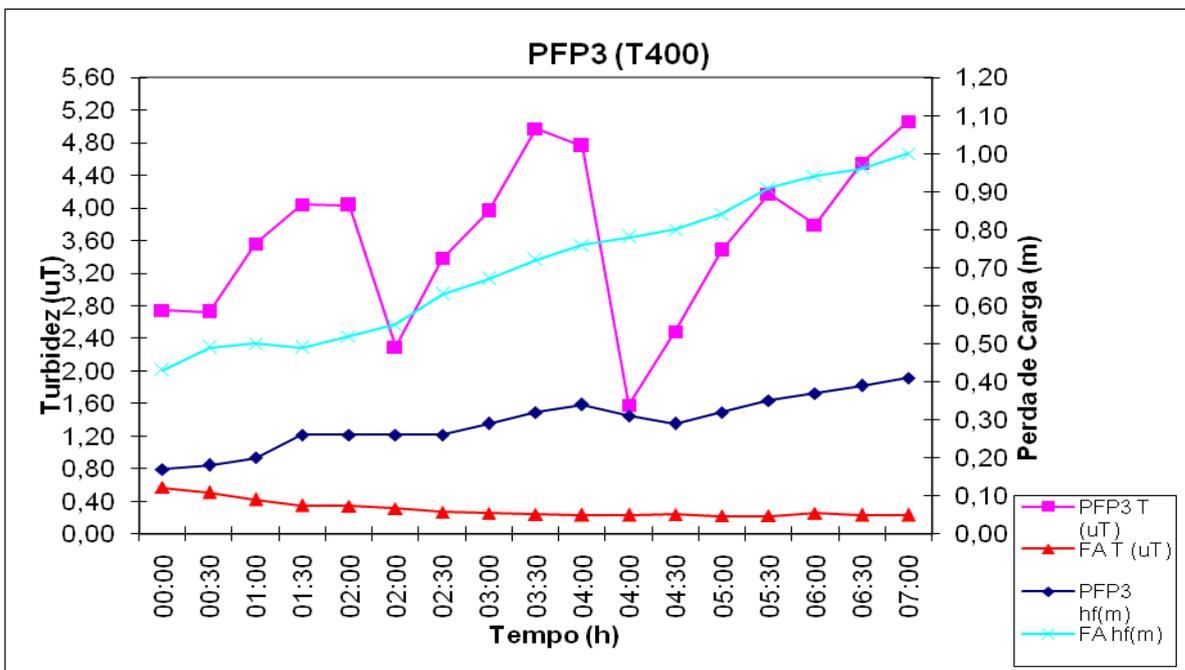


Figura 4.19- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 10 - PFP3 T=400m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

A remoção de turbidez no PFP3T=400 foi de 39,6%, considerando o valor da turbidez na entrada do PFP2 (coagulada) de 5,99uT e a média da turbidez ao longo das 3 carreiras de filtração (3,62uT). A elevação da perda de carga no filtro ascendente foi de 0,57m. Com exceção das duas primeiras análises, a turbidez final manteve-se abaixo de 0,5uT durante todo o experimento. Observa-se que com o aumento da granulometria, a turbidez passa cada vez mais a controlar o processo.

A remoção da cor aparente no PFP3 (Figura 4.20), com taxa de filtração de 400m³/m².dia apresentou-se baixa e crescendo para valores próximos ao da água bruta nos finais da CF. A cor aparente final em todas as amostras, excetuando a primeira, foi constante (5uH), conforme observado nos outros filtros com esta taxa.

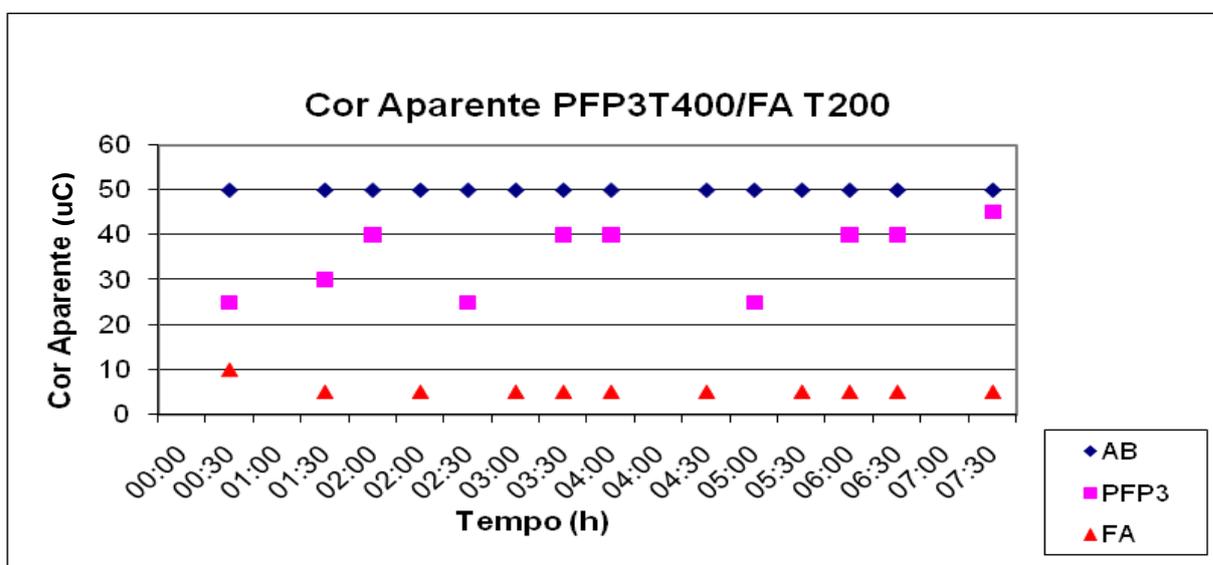


Figura 4.20- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uC) do experimento 10 - PFP3 T=400m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

4.2.9 PFP3/FA (T=500/200m³/m².dia)

No PFP3 com taxa de filtração de 500m³/m².dia associado ao FA, a carreira de filtração foi encerrada com 2,0 horas de duração, motivada pelo valores de turbidez elevados (Figura 4.21). Considerando o valor da turbidez de água coagulada (5,83uT) na entrada do pré-filtro e a média na saída do mesmo (4,32uT), o percentual de remoção foi 25,9%. As análises de turbidez na saída do FA em todas as amostras apresentaram-se abaixo de 0,6uT e a elevação da perda de carga entre o início e o término das três carreiras de filtração foi de 0,40m.

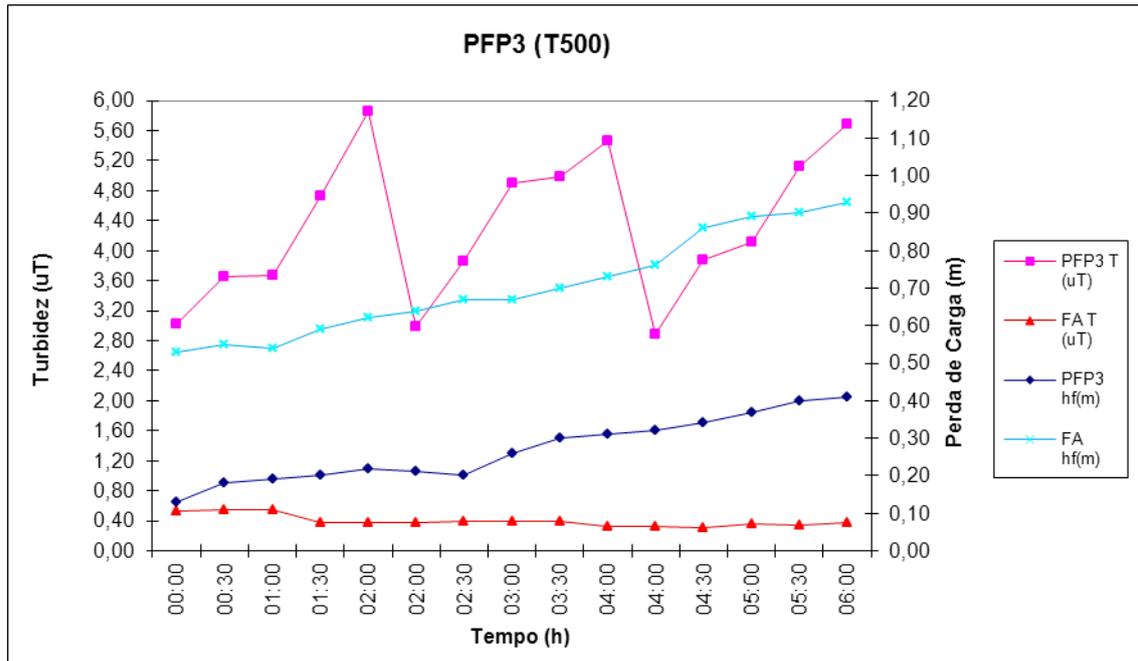


Figura 4.21- Valores de turbidez e perda de carga no experimento 11 - PFP3 T=500m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

Conforme apresentado na Figura 4.22, que mostra a remoção de cor aparente, a eficiência do PFP3T=500 foi baixa, chegando ao mesmo valor da água bruta no final das carreiras. A cor aparente da água final foi constante e igual a 5uC.

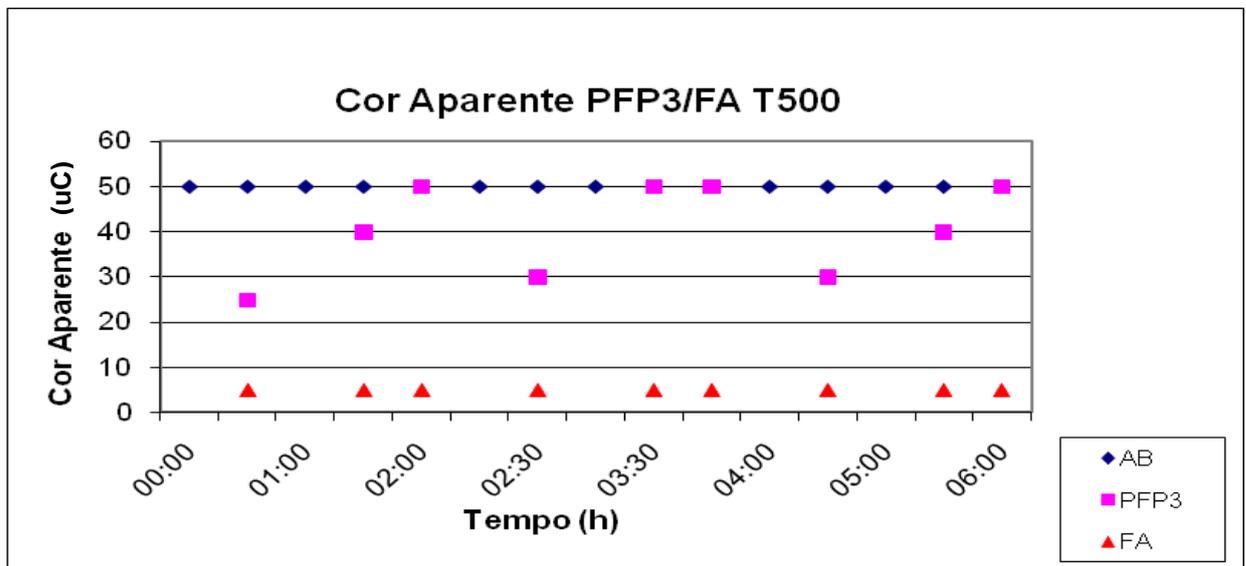


Figura 4.22- Cor aparente da água bruta, pré-filtrada e final (uH) do experimento 11 - PFP3 T=500m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia.

Os parâmetros quantitativos (tabela 4.5), consumo de água de lavagem dos filtros apresentaram pequenas variações com relação às carreiras anteriores ficando em 7,6, 7,4 e 7,4

respectivamente para as taxas de filtração de 300, 400 e 500 m³/m².dia. As taxas de filtração média das carreiras de filtração ficaram um abaixo da prevista para T= 400 e 500m³/m².dia, por deficiência das instalações hidráulicas de transporte de água bruta até a ETA – piloto.

Tabela 4.5 – Parâmetros quantitativos do PFP3

Carreira de filtração	Volume produzido (m ³)	Vazão média (m ³ /h)	Taxa filtração– PFP3 (m ³ /m ² .dia)	% gasto lavagem PFP1
T = 300m ³ /m ² .dia				
CF1	1,19	0,397	303	7,5
CF2	1,18	0,394	301	7,6
CF3	1,18	0,393	300	7,6
Média	1,18	0,395	301	7,6
T = 400m ³ /m ² .dia				
CF1	1,00	0,500	382	8,1
CF2	1,03	0,518	396	7,8
CF3	1,49	0,497	380	6,0
Média	1,17	0,505	386	7,3
T = 500m ³ /m ² .dia				
CF1	1,29	0,646	494	7,4
CF2	1,26	0,630	482	7,5
CF3	1,25	0,624	477	7,2
Média	1,27	0,633	484	7,4

Em cada uma das taxas de filtração no PFP3, foram coletadas na segunda carreira de filtração, com 1,0h de duração, amostras para análises hidrobiológicas, cujos resultados são apresentados na Tabela 4.6:

Tabela 4.6 – Eficiência na remoção de fitoplâncton do PFP3 operando com taxas de 300, 400 e 500 m³/m².dia e do FA 400 e 500 m³/m².dia.

Data coleta	Laudo (Nº)	Local coleta	Fitoplancton Quantitativo		% remoção
			Nº indivíduos	Cel/mL	
PFP3 – T = 300m ³ /m ² .dia					
29/07/2010	3584/10	AB	24.124,0	251.802,4	-
29/07/2010	3585/10	PFP3	13.206,6	132.169,0	45,26
29/07/2010	3586/10	FA	126,0	1.351,8	99,48
PFP3 – T = 400m ³ /m ² .dia					
29/07/2010	3584/10	AB	24.124,0	251.802,4	-
31/07/2010	3587/10	PFP3	28.288,0	291.366,4	-
31/07/2010	3588/10	FA	252,8	2992,0	98,95
PFP3 – T = 500m ³ /m ² .dia					
29/07/2010	3584/10	AB	24.124,0	251.802,4	-
05/08/2010	3589/10	PFP3	13.527,3	135.273,0	43,93
05/08/2010	3590/10	FA	278,6	2864,4	98,85

A redução de fitoplancton no PFP3 com taxas de filtração de 300 e 500 m³/m².dia ficaram aproximadamente iguais, 45,26 e 43,93% respectivamente. Como se pode observar, a amostra de água bruta para a taxa de 500 m³/m².dia foi coletada seis dias antes das outras amostras e, portanto não deve representar bem a realidade já que a qualidade da água pode ter mudado neste período. Comparando a taxa de remoção de fitoplancton do PFP1 e do PFP3 ambos operando com taxa de 300 m³/m².dia, observa-se uma diminuição de 73,91% para 45,26% indicando que a eficiência de remoção de fitoplâncton deve decrescer com o aumento da granulometria do leito. A eficiência hidrobiológica do PFP3 com T=400m³/m².dia não pode ser quantificada devido a problemas durante a coleta.

4.3 DISCUSSÕES DOS RESULTADOS DA SEGUNDA ETAPA

Como a turbidez foi o fator limitante em todas as carreiras de filtração, os dados de turbidez de todas as corridas anteriores foram agrupados considerando a média destes valores, visando subsidiar a definição do sistema de melhor desempenho global e, conseqüentemente definir os critérios de dimensionamento para projetos em escala real.

Os resultados médios observados para o parâmetro turbidez operando em diferentes taxas de filtração (300, 400 e 500m³/m².dia) dos filtros PFP1, PFP2 e PFP3 são apresentados nas Figuras 4.23, 4.24 e 4.25. Com exceção do filtro PFP1, onde o desempenho na taxa de filtração de 400m³/m².dia ficou muito próxima à da taxa de 500m³/m².dia (provavelmente tenha ocorrido pequenas variações nas dosagens de coagulantes), os resultados apresentaram-se dentro das expectativas, isto é, quanto menor a taxa de filtração maior a remoção das partículas em suspensão, resultando numa menor turbidez da água pré-filtrada. Observa-se também que as corridas com taxas de 300m³/m².dia foram sempre maiores (3 horas) em relação às outras taxas, chegando a carreiras de filtração de apenas 2 horas para os filtros PFP2 e PFP3 na taxa de 500 m³/m².dia.

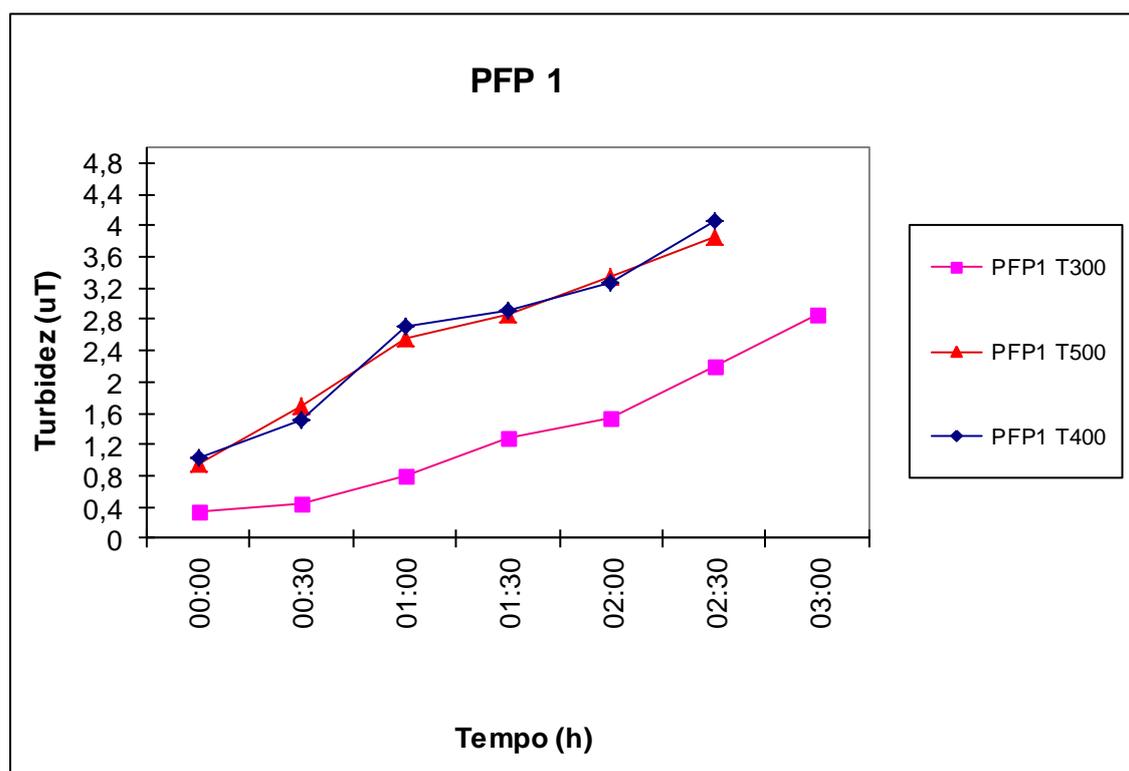


Figura 4.23 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1 nas taxas de filtração de 300,400 e 500m³/m².dia, experimentos 3, 4 e 5.

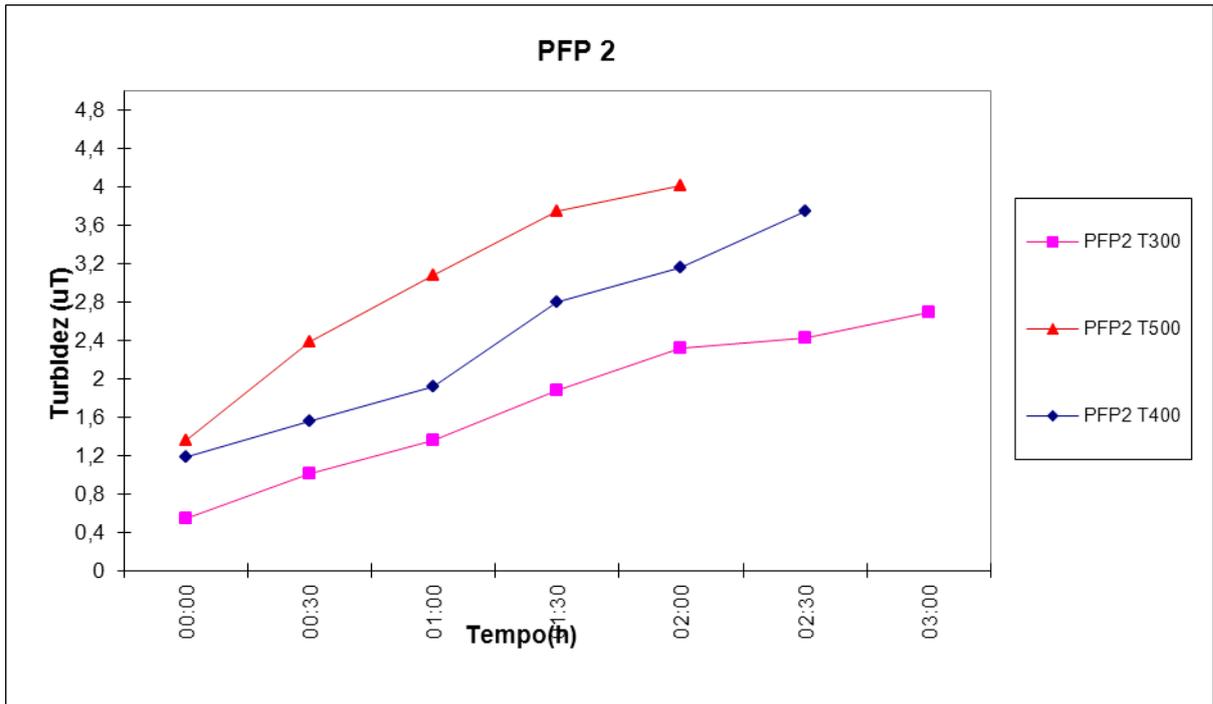


Figura 4.24 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP2 nas taxas de filtração de 300,400 e 500m³/m².dia, experimentos 6, 7 e 8.

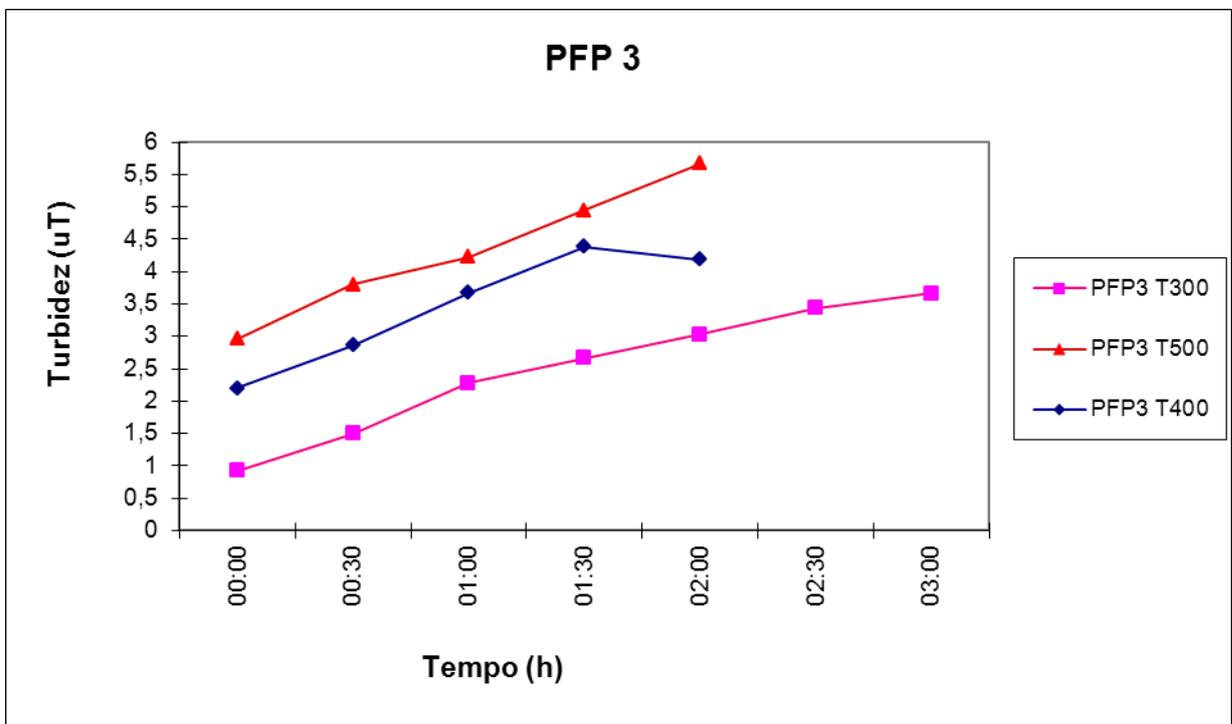


Figura 4. 25 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP3 nas taxas de filtração de 300, 400 e 500m³/m².dia, experimentos 9,10 e 11.

Nas Figuras 4.26, 4.27 e 4.28 compara-se a turbidez da água pré-filtrada dos diferentes filtros (PFP1, PFP2 e PFP3) para uma mesma taxa. Observa-se que para as taxas de 300 e 400 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$ as eficiências dos filtros PFP1 e PFP2 se assemelham, enquanto que a eficiência do PFP3 é relativamente menor. Já na taxa de aplicação superficial de 500 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$, apresenta-se uma tendência de deterioração da qualidade da água pré filtrada do filtro PFP1 para o PFP3.

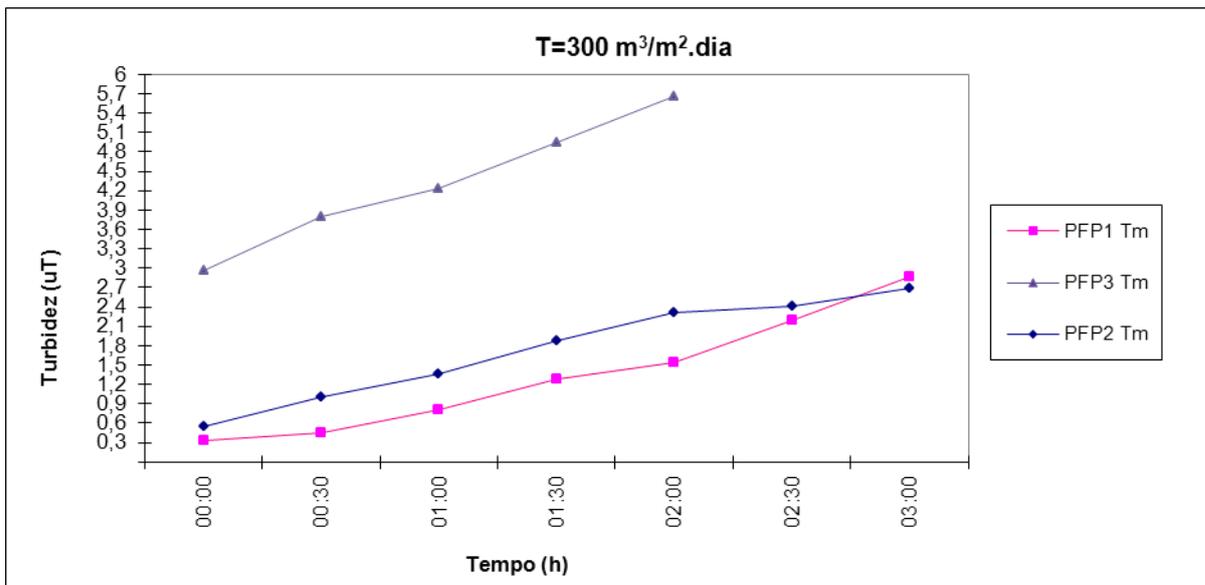


Figura 4.26 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 300 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$, experimentos 3,6 e 9.

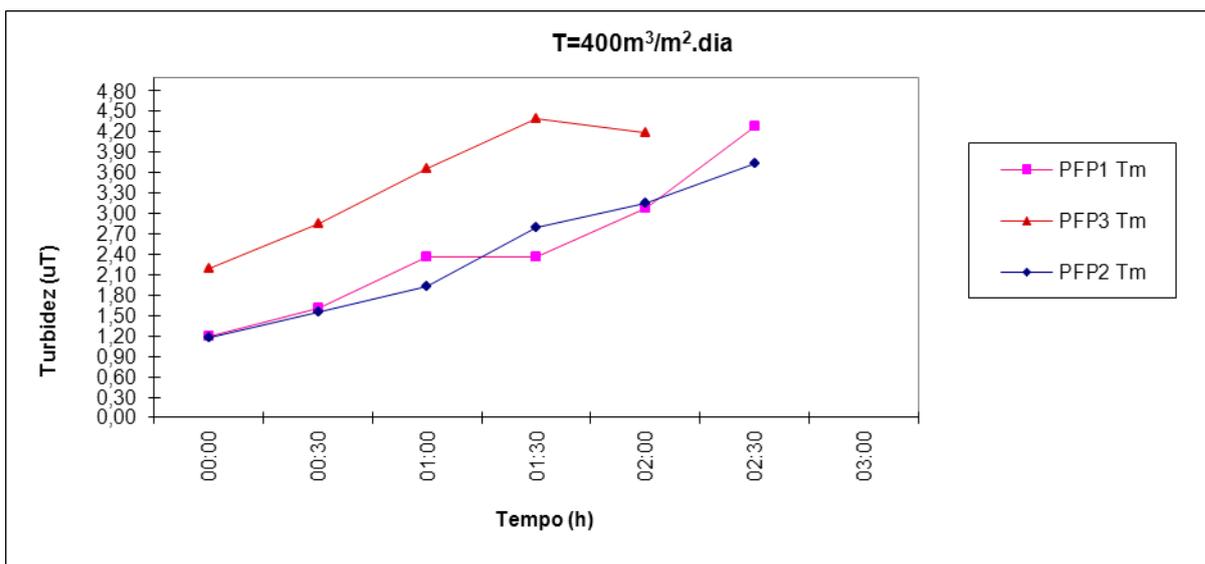


Figura 4.27 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 400 $\text{m}^3/\text{m}^2\cdot\text{dia}$, experimentos 4,7 e 10.

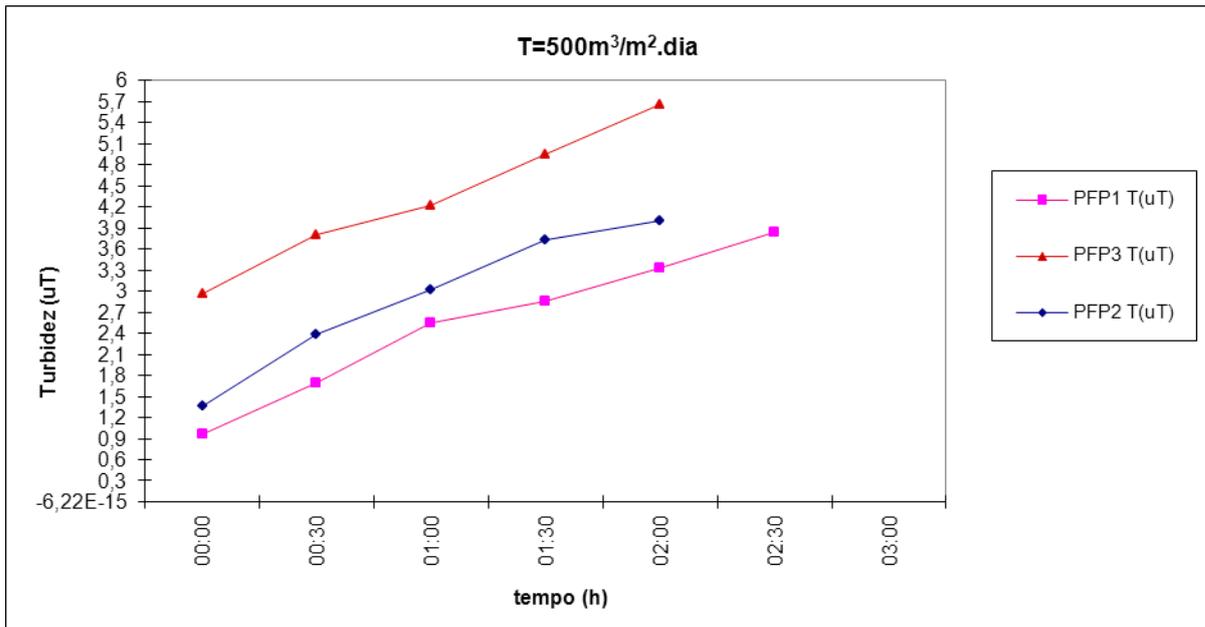


Figura 4.28 – Valores médios de turbidez nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 500³/m².dia, experimentos 5, 8 e 11.

Para melhor visualização deste parâmetro, agruparam-se as médias de turbidez em um único gráfico (Figura 4.29). Novamente, utilizou-se a turbidez como fator comparativo da eficiência do filtro devido ao fato da perda de carga não ter sido identificado como fator limitante nos filtros de pressão, não ultrapassando em nenhum momento 1 metro.

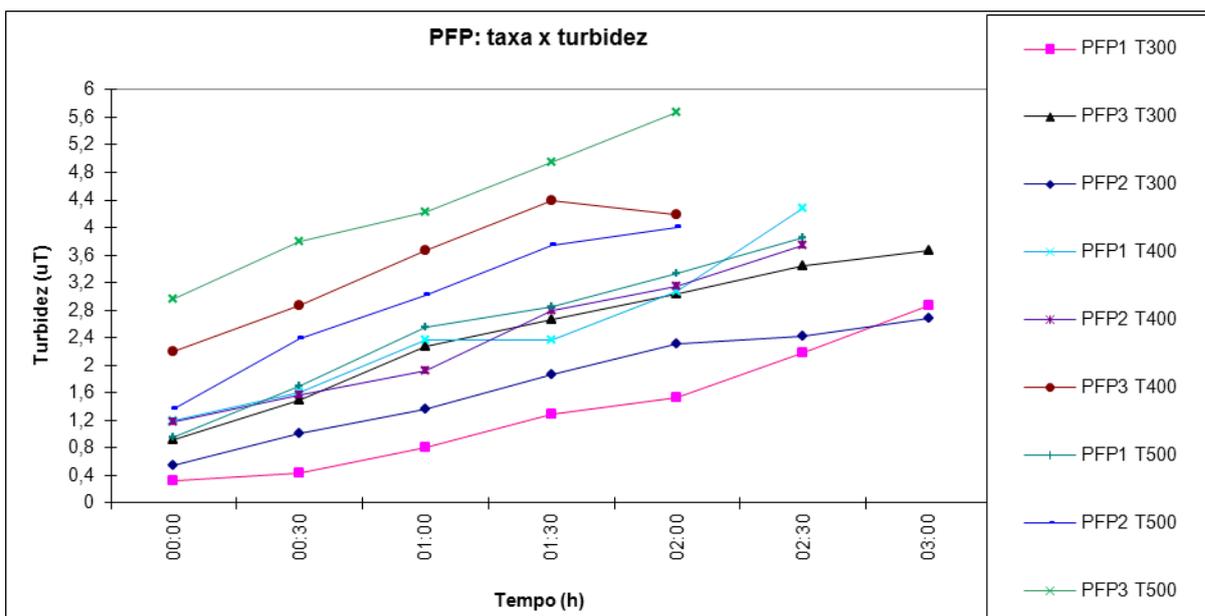


Figura 4.29 – Valores médios de turbidez nas corridas com os filtros PFP1, PFP2 e PFP3 e taxas de filtração de 300, 400 e 500³/m².dia, experimentos 3,4,5,6,7,8,9,10 e 11.

Analisando-se a Figura 4.29, é possível determinar a ordem da eficiência de remoção média de turbidez nos pré-filtros de pressão: PFP1T300 > PFP2T300 > PFP3T300 = PFP1T400 = PFP2T400 = PFP1T500 > PFP2T500 > PFP3T400 > PFP3T500.

Nota-se que o melhor desempenho foi apresentado pelo filtro PFP1T300 seguido pelo PFP2T300. Os filtros PFP3T300, PFP1T400, PFP2T400 e PFP1T500 apresentam curvas de turbidez bem próximas e, portanto eficiências praticamente iguais. Os filtros PFP2T500, PFP3T400 e PFP3T500 apresentaram os piores desempenhos dos experimentos.

Na Tabela 4.7, os dados de eficiência de produção, remoção de fitoplânctons, remoção de turbidez e cor dos diversos experimentos, evidenciam que o PFP1 apresentou melhor desempenho global e também quando comparando taxa a taxa.

Tabela 4.7 – Dados de eficiências dos pré-filtros nas diversas taxas de filtração.

Parâmetro	PFP1			PFP2			PFP3		
	T300	T400	T500	T300	T400	T500	T300	T400	T500
Eficiência Produção (%) (1)	92,6	93,0	92,9	92,8	93,0	92,6	92,4	92,7	92,6
Remoção Fitoplancton (%) (2)	73,9	27,8	--	6,22	41,4	--	45,26	--	43,93
Remoção turbidez (%) (3)	90,2	62,9	58,4	68,8	58,1	53,1	55,4	39,6	25,9
Remoção Cor Aparente (%) (4)	81,4	38,0	40,0	52,8	32,8	42,5	58,1	30,0	19,0

(--) dados não disponíveis

- (1) Eficiência = (volume total produzido em uma CF menos o volume gasto em uma lavagem, dividindo-se pelo volume total produzido na CF);
- (2) Conforme análises realizadas pelo Laboratório Central da CAGECE-GECOQ;
- (3) A eficiência de remoção da turbidez considerada em relação à turbidez média de água a montante e jusante do filtro de pressão.
- (4) A eficiência de remoção da Cor Aparente considerada em relação à Aparente média de água a montante e jusante do filtro de pressão.

Sintetizou-se na Figura 4.30 as perdas de cargas médias de todos os experimentos, cujos valores, em nenhum experimento, ultrapassaram 1,0m, evidenciando-se que este parâmetro não é o limitante para a utilização desta tecnologia de tratamento, e sim a elevação da turbidez.

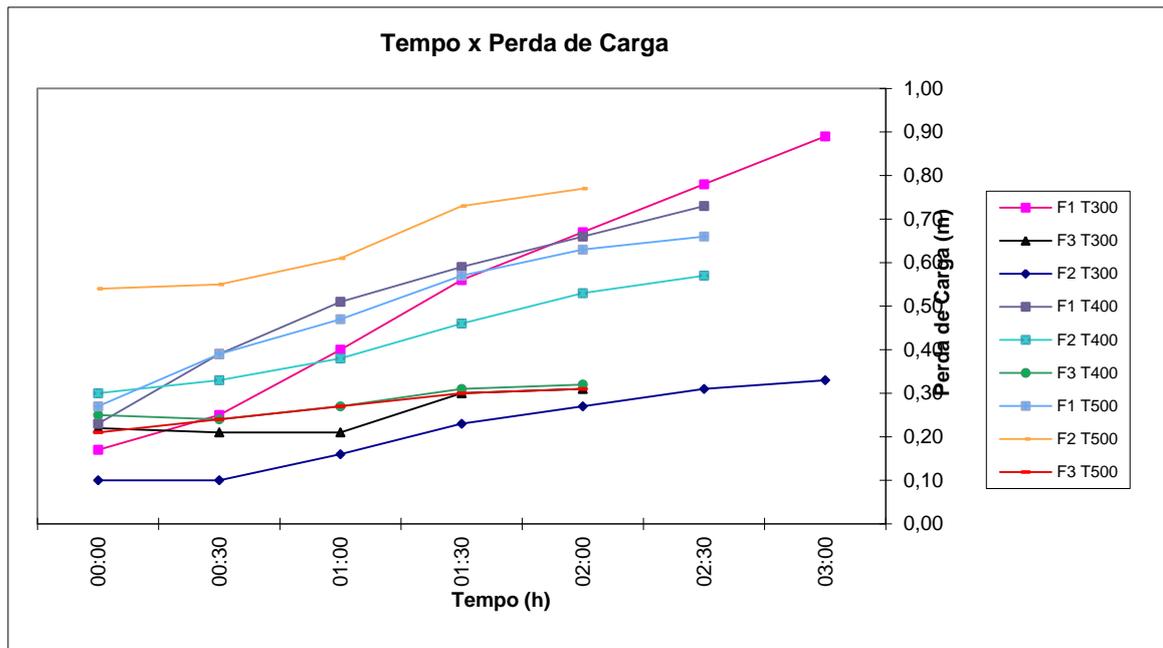


Figura 4.30 – Valores médios de perda de carga nas corridas com o PFP1, PFP2 e PFP3 com taxa de filtração de 300, 400 e 500m³/m².dia, experimentos 3,4,5,6,7,8,9,10 e 11.

Fundamentado nas considerações apresentadas anteriormente, verifica-se que, de forma global, o filtro PFP1 apresentou melhor eficiência tanto no que diz respeito a remoção de turbidez e cor quanto na remoção do fitoplâncton nas três taxas de filtração aplicadas. Outra vantagem apresentada pelo filtro PFP1 foram as carreiras de filtração de maior duração em relação às outras configurações. Com relação à escolha da melhor taxa de filtração para este filtro de pressão, observou-se bem acentuadamente que a taxa de 300m³/m².dia apresentou o melhor desempenho em todos os parâmetros estudados. Já as taxas de 400 e 500 tiveram um desempenho menor que a de 300m³/m².dia, ficando bem próximas uma da outra em termos de eficiência de remoção de cor e turbidez bem como na duração de suas carreiras de filtração. Levando em consideração a literatura especializada (Quadro 2.2), resolveu-se para a próxima etapa do experimento, trabalhar com o filtro PFP1 na taxa de 400m³/m².dia, submetendo este as condições extremas recomendadas, em relação a taxa de filtração, associado ao FA com taxa de 200m³/m².dia, sendo a referência do experimento em relação à carreira de filtração (uma carreira contínua, sem descargas de fundo intermediárias), independente do número de CF necessárias no PFP1.

4.4 TERCEIRA ETAPA

4.4.1 FA ($T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$)

Nesta etapa, realizando novamente uma operação com e sem o filtro de pressão, foi realizada uma carreira de filtração completa no FA sozinho e depois com o pré-filtro o PFP1 com taxa de $T=400\text{ m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, selecionado à partir da análise dos dados da segunda etapa do experimento. Objetivou-se com isso verificar a “blindagem” ou proteção no FA exercida pelo pré-filtro submetido às condições operacionais extremas com relação a taxa de filtração. Fez-se também uma comparação com os primeiros experimentos (Figura 4.3), nos quais o sistema PFP1/FA foi operado com taxa de $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ para ambos os filtros.

Para este experimento, definiram-se algumas premissas:

- 1- O PFP1 teve carreiras de filtração fixas de 3,0h de duração;
- 2- O FA teve uma carreira de filtração sem nenhuma intervenção, até atingir perda de carga limite de 2m ou turbidez igual ou maior que 1,0 uT.

A adoção de carreiras de filtrações com duração de 3,0h no PFP1 (maior que a estudada na Figura 4.7) foi estabelecida com objetivo de submeter o filtro a condições mais severas de carga de particulado, observando as conseqüências na eficiência de remoção de turbidez.

Utilizando somente o FA com taxa de $200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ (Figura 4.31), obteve-se uma carreira de filtração de 6,5 horas, sendo o fator limitante a perda de carga. Note-se o pico de turbidez no início do experimento, condição operacional usual em sistemas que utilizam a FDA. Prolongou-se a corrida até 8,5h para verificação do início do transpasse (aumento da turbidez), não tendo ocorrido devido provavelmente às boas condições do material filtrante do filtro piloto (areia nova e todas as lavagens executadas com auxílio de rastelo).

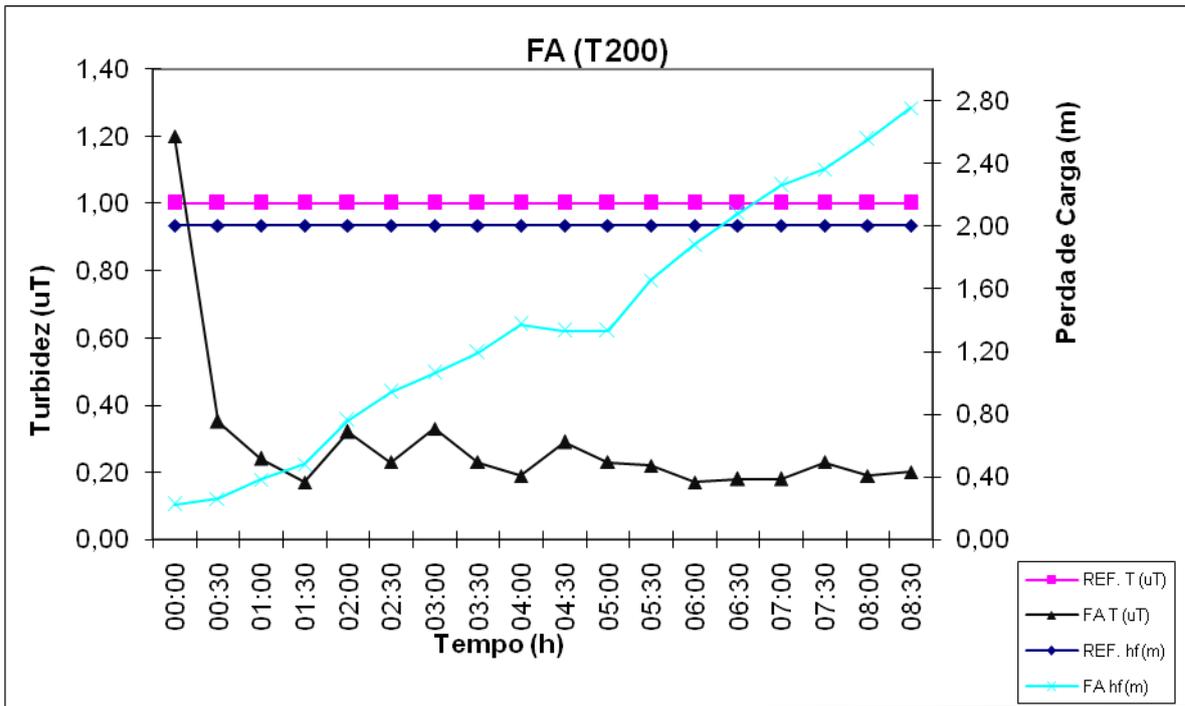


Figura 4.31- Valores de turbidez e perda de carga no filtro ascendente FA operando a uma taxa de $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, experimento 12.

O volume total produzido nesta corrida (com $CF= 6,5\text{h}$) foi $1,60\text{m}^3$, tendo sido consumido $0,26\text{m}^3$ na lavagem do FA e correspondendo a um gasto de 16,2% da água produzida. Considerando a turbidez da água coagulada ($8,92\text{uT}$) e a média na saída do FA ($0,29\text{uT}$), obteve-se uma eficiência de 96,8% de remoção (Figura 4.31), tendo permanecido ao longo de todo o experimento abaixo do limite recomendado pela portaria MS 518/2004. A cor aparente final apresentou-se na maior parte da corrida (Figura 4.32) com valores de $5,0\text{uC}$, com a aplicação de cloro na pré-oxidação.

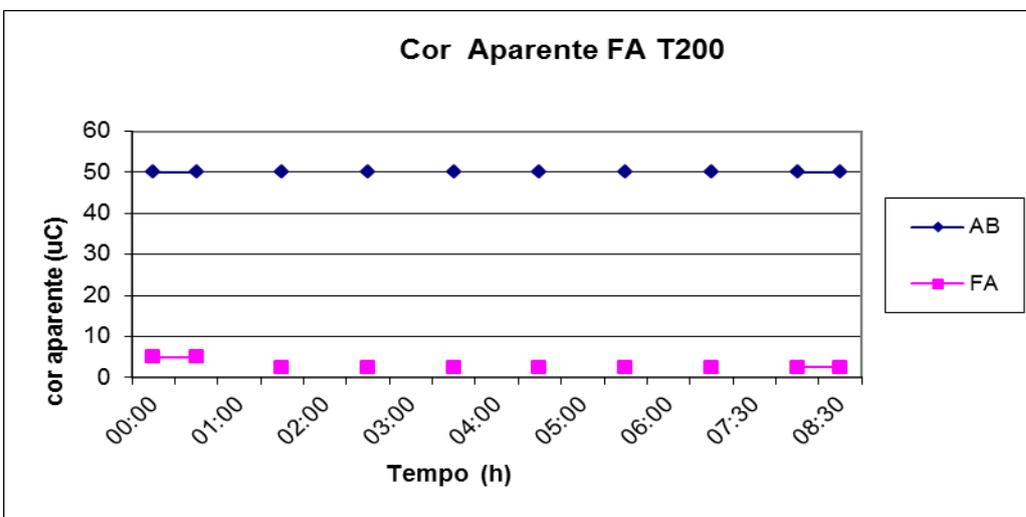


Figura 4.32- Cor aparente do FA operando a uma taxa de $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$.

4.4.2 PFP1/FA (T=400/200m³/m².dia)

O volume total produzido na corrida PFP1/FA operando com taxa de 400 e 200m³/m².dia, e carreira de filtração do FA de 31 horas foi de 16,58m³, tendo sido consumido 0,57m³ nas dez lavagens do PFP1 e 0,23m³ no FA, correspondendo a um gasto total de 6,2%. Utilizou-se uma velocidade de 0,6m/min. no PFP1 e de 0,8m/min. no FA e tempo médio de lavagens de 3 e 9 minutos respectivamente. Considerando a turbidez coagulada (9,07uT) e a média da turbidez na saída do PFP1 (3,78uT), obteve-se uma eficiência de remoção de 58,3% (Figura 4.33), do pré-filtro. A turbidez tratada final permaneceu ao longo de todo o experimento abaixo do limite recomendado pela portaria MS 518/2004.

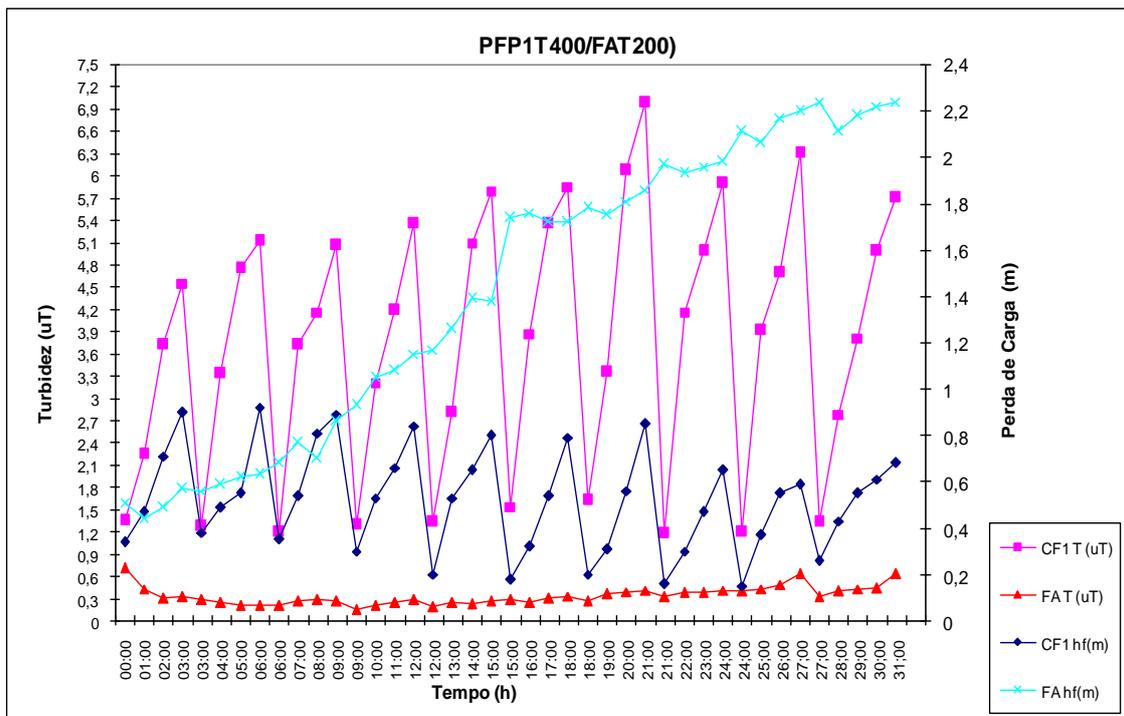


Figura 4.33- Valores de turbidez e perda de carga nos filtros PFP1 T=400m³/m².dia e FA T=200m³/m².dia, experimentos 13.1, 13.2 e 13.3.

A cor aparente final (Figura 4.34) apresentou-se na maior parte da corrida com valores de 2,5uC e nunca superior a 5,0uC no FA. O oxidante foi adicionado à montante do FA, tendo apresentado valores médio de 0,45mg/L e sempre inferior ou igual a 0,8mg/L.

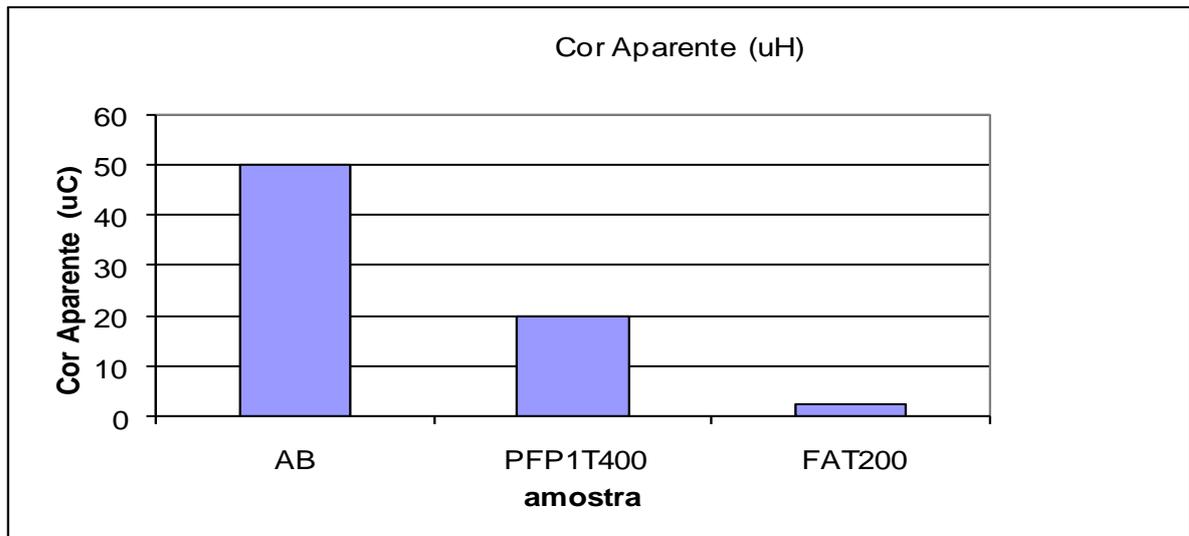


Figura 4.34- Cor aparente do operando a uma taxa de PFP1 $T= 400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e FA operando a uma taxa de $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, experimentos 13.1, 13.2 e 13.3.

A Figura 4.35 sobrepõe os dados dos experimentos 12 e 13.1, 13.2 e 13.3 (Figuras 4.31 e 4.33), para melhor visualização do efeito de “blindagem” do filtro ascendente pelo filtro de pressão, removendo parte considerável do material particulado presente na água bruta e propiciando o aumento da carreira de filtração do FA de 6,5 h para 31,0h. A turbidez final, após o filtro ascendente, na maioria das amostras apresentou-se abaixo de $0,5\text{uT}$, com as mesmas dosagens utilizadas na ETA Aquiraz.

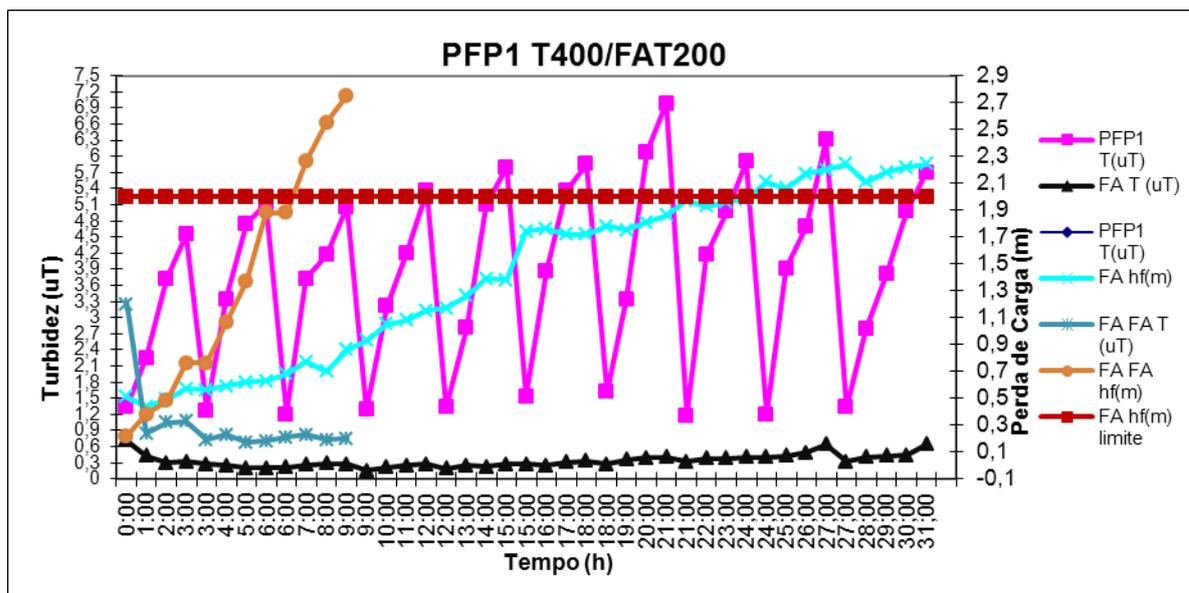


Figura 4.35- Valores de turbidez e perda de carga para os filtros FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e PFP1 $T=400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, experimentos 12, 13.1, 13.2 e 13.3.

Os parâmetros quantitativos dos experimentos anteriores (Figuras 4.3, 4.31 e 4.33), foram sintetizados na Tabela 4.8. Fundamentado nos parâmetros expostos nesta tabela, observa-se que o pré filtro de pressão PFP1 operando a taxas de filtração entre 200 e 400m³/m².dia, demonstrou vantagens tanto do ponto de vista da eficiência da remoção de turbidez, eficiência de produção de água tratada e extensa carreira de filtração do filtro ascendente.

Tabela 4.8 – Comparação entre a eficiências dos sistemas operando sem pré-filtros e com pré filtro em diferentes taxa de aplicação superficial.

Experi- mento	Volume produzi do (m ³) (1)	Vazão média (m ³ /h)	Taxa filtração PFP1 - m ³ /m ² .dia	% gasto lavagem lavagens filtros	Efic. remoção turbidez PFP1 (%)	Efic. remoção turbidez FA (%)	Efic. Produção PFP1/FA (%)
PFP1 T200/FA T200	13,41	0,274	209	4,5	57,8	96,8	95,5
PFP1 T400/FA T200	16,58	0,535	408	6,2	58,3	96,2	93,8 (2)
FAT200	1,60	0,261	200	16,2	—	96,8	83,8

(1) Volume produzido total na CF do FA;

(2) Considerando a utilização de dois FAs.

Na Tabela 4.8, dados relativos aos experimentos 2.1, 2.2, 2.3, 13.1, 13.2,13.3 e 12, note-se que em relação a remoção média da turbidez de água após o PFP os resultados foram semelhantes, tendo como causa, o critério adotado de encerrar-se as carreiras de filtração com atingimento de 50% do valor da turbidez da água coagulada. Para o cálculo da eficiência de produção PFP1 T400/FAT200, considerou-se duas vezes o volume de água gasto no FA, que seria o consumo de gasto no segundo filtro que estaria operando em paralelo, absorvendo a água “excedente” do PFP.

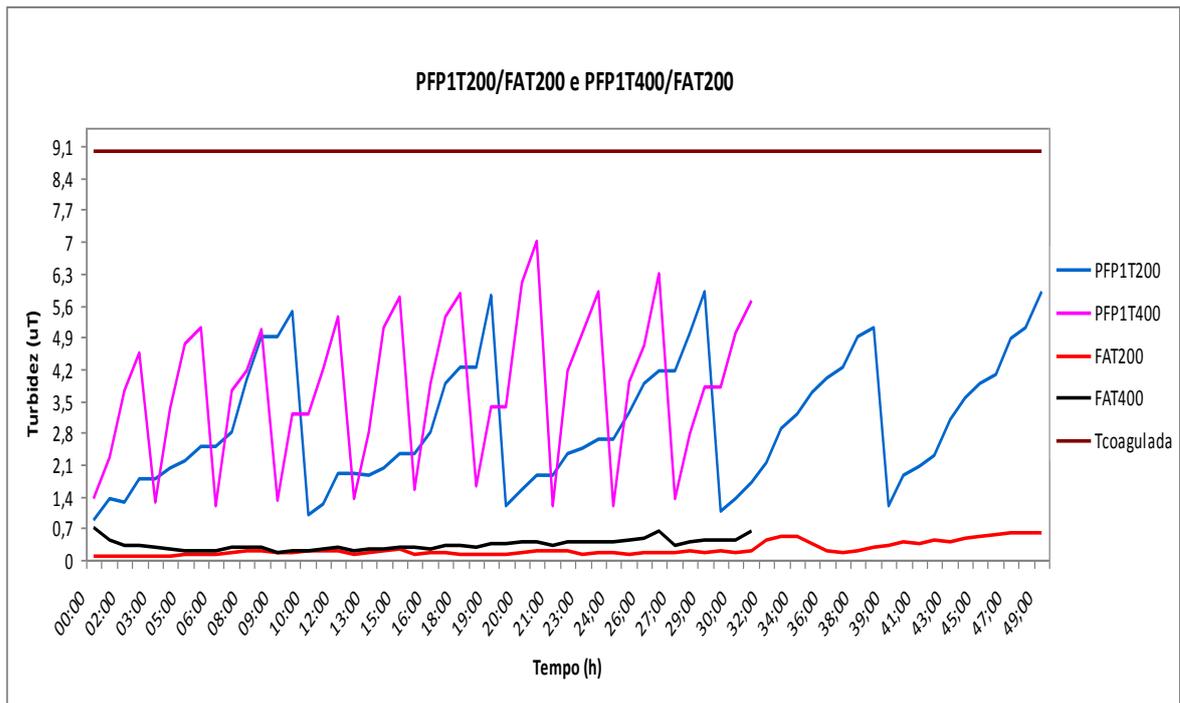


Figura 4.36 - Valores de turbidez e perda de carga nas configurações PFP1 $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, PFP1 $T=400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ e FA $T=200\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, experimentos 2.1, 2.2, 2.3, 13.1, 13.2 e 13.3.

Na Figura 4.36, sintetiza-se os resultados obtidos nesta pesquisa, com o pré-filtro selecionado (PFP1) nas faixas de taxa de filtração sugeridas como limite inferior e superior, 200 e $400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, respectivamente. Note-se que em relação a média da turbidez de água coagulada as eficiências de remoção são significativas após o PFP e, com todas as amostras da água final dentro dos padrões exigidos, verifica-se que a tecnologia de tratamento pesquisada é viável sob o ponto de vista de adequar a filtração direta ascendente para tratamento de água de mananciais eutrofizados, tendo como principal limitação, a adoção de taxa de filtração superior a $500\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, com carreiras de filtração curtas, inviabilizando a operação dos mesmos.

Considerando que em todos os experimentos, o fator determinante para o final das carreiras de filtração foi a elevação da turbidez, enquanto que a perda de carga máxima final foi em torno de 1,0m, sugere-se como alternativas para coincidir o início do transpasse com o limite da perda de carga, estudos de tratabilidade para determinar dosagens ótimas de coagulante e auxiliar de coagulação e aumentar-se a altura do leito filtrante.

5 CONCLUSÕES

De acordo com os resultados obtidos nos experimentos realizados, apresentam-se as seguintes conclusões sobre o desempenho de pré-filtro de pressão instalado à montante de filtro ascendente, para o tratamento de água eutrofizada:

- A tecnologia de tratamento composta por PFP/FA para água eutrofizada mostrou-se plenamente capaz de produzir água dentro dos padrões de cor e turbidez estabelecidos pela portaria MS 518/2004.
- O PFP1 com taxa de filtração de $300\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$ apresentou eficiência satisfatória quanto a remoção de cor aparente (81%) e turbidez (90%) e com taxa de $400\text{m}^3/\text{m}^2.\text{dia}$, apresentou eficiência de remoção de cor aparente (50%) e turbidez (63%).
- O uso desta tecnologia aumenta consideravelmente a segurança operacional do sistema, evitando picos de turbidez e demais particulados (transpasses), que ocorrem no início e final de cada carreira, quando utilizando somente o FA.
- O uso desta tecnologia de tratamento possibilita a redução de cerca de 60% no consumo de água para as lavagens de filtros, aumentando a eficiência (E) total da ETA, em média, de 84 para 93%.
- A granulometria do leito filtrante (PFP1, com areia de 2,00 a 3,38mm) apresentou melhor desempenho em relação à remoção de turbidez, com remoção de 60 a 90%, enquanto que o filtro PFP2, o segundo mais eficiente, apresentou remoção entre 58 a 68%.
- Com o aumento da taxa de filtração para um mesmo filtro, observou-se uma diminuição da remoção de turbidez e da carreira de filtração

- A eficiência global do sistema PFP/FA, Taxas de 400 e 200m³/m².dia, foi satisfatória tendo o efluente final apresentado turbidez final durante a maior parte dos experimentos, inferior a 0,5 uT e cor aparente em torno de 5 uC, tendo o FA absorvido as variações da qualidade de água pré-filtrada.
- A perda de carga em nenhum momento foi fator limitante da carreira de filtração, indicando que a altura do leito nos pré-filtros de pressão pode ser ampliada com objetivo de se obter maiores carreiras de filtração.
- A elevação da turbidez foi o fator determinante para o encerramento das carreiras de filtração do PFP.
- O PFP1 com taxa de filtração de 300m³/m².dia apresentou eficiência de remoção do Fitoplancton de 78% e 28% e com taxa de 400m³/m².dia.
- A remoção do Fitoplancton diminui com o aumento do tamanho dos grãos.

6 RECOMENDAÇÕES

Em função dos resultados obtidos e das observações durante esta pesquisa, verificamos a necessidade de estudos adicionais para ampliação do conhecimento, recomendamos pesquisas que contemplem os seguintes aspectos:

- Substituição do leito filtrante simples (PFP) para duplo, incluindo uma camada de carvão ativado ou antracito para verificar aumento da eficiência na remoção de células de cianobactérias, cor e turbidez;
- Aumentar a altura do leito filtrante dos pré-filtros de pressão com objetivo de aumentar a carreira de filtração dos mesmos e assim diminuir a necessidade de operação do sistema
- Desenvolver carreiras de filtração sem o uso da pré-oxidação com o objetivo de verificar a eficiência do sistema na remoção de cor.
- Utilizar leito filtrante com granulometria mais fina que as usualmente utilizadas nos filtros ascendentes, uma vez que estes operam com água de melhor qualidade, podendo otimizar a qualidade final do tratamento.
- Realização de ensaios utilizando filtros de pressão como duplo fluxo (By-Flow), para possibilitar uso de menores taxas e/ou menores custos de aquisição.
- Realização de estudos de tratabilidade e econômicos para determinar a combinação de dosagens de coagulante e auxiliar de coagulação, que apresentem a melhor relação custo-benefício, contemplando a qualidade da água produzida, gastos com produtos químicos e consumo de água nas lavagens dos filtros.
- Implantação de sistema automatizado para lavagem dos filtros utilizando-se de turbidímetros e medidores de perda de carga automáticos.

Realização de estudos específicos para determinar a eficiência do PFP na remoção/redução de precursores da formação de subprodutos da desinfecção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

APHA; AWWA; WPC. “Standard Methods for the examination of water and wastewater” In: **American Public Health Association**. 21^a Ed. Washington DC. 1400p. 2005.

ARBOLEDA, J.V. Filtros de Fluxo Ascendente: Aspectos de Projetos. 9^o Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária. Belo Horizonte. **Anais**. 1977b.

AZEVEDO; NETTO, J. M.; RICHTER, C.A. **Tratamento de Água**. 1^a Edição. Edgard Blücher Ltda. São Paulo, 1991.

BRANDÃO, C.C.S., WIECHETECK, G.K., MELLO, O.M.T., DI BERNARDO, L., GAVIS, G., e VERAS, L.R.V. Remoção de algas por filtração em múltiplas etapas. In: VIII Simpósio Luso Brasileiro de engenharia sanitária e Ambiental. **Anais** pp. 11-27. João Pessoa, Brasil. 1998.

BRASIL. Normas e Padrão de potabilidade das águas destinadas ao consumo humano. **Portaria nº 518 de 25 de março de 2004**. Ministério da Saúde do Brasil. Brasília. 2004.

_____. Conselho Nacional do Meio Ambiente. **Resolução nº 357 de 17 de março de 2005**. Dispõe sobre a classificação dos corpos de água e diretrizes ambientais para o seu enquadramento, bem como estabelece as condições e padrões e lançamentos, e dá outras providências. Brasília: CONAMA, 2005.

_____. **Lei Nº 9.433 de 8 de Dezembro de 1997**. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Recursos Hídricos, e dá outras providências.

_____. **Lei Nº 9.605 de 12 de Fevereiro de 1998**. Dispõe sobre as Sanções Penais e Administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas ao meio ambiente, e dá outras providências.

CEZAR, M.C.M. **Aplicabilidade da pré-filtração Ascendente em Pedregulho com coagulação Química, como pré-tratamento para a Filtração Rápida de Águas com presença de Algas**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília, Brasil, 2000.

COMPANHIA DE ÁGUA E ESGOTO DO CEARÁ (CAGECE). **Tratamento de Água**. Disponível em: <HTTP//www.cagece.com.br/pesquisa-escolar/tratamento-de-agua>. Acesso em: 17/07/2010.

DI BERNARDO, L. **Filtração Direta Ascendente de Alta Taxa**. Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos (USP). São Carlos, 1982.

_____. & ROCHA, O. Remoção de algas em pré-filtro de fluxo ascendente com meio granular de pedregulho e areia grossa. In: IV Simpósio Luso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental. **Anais**. Belo Horizonte, Brasil. 1990.

_____. **Métodos e Técnicas de Tratamento de Água**. Rio de Janeiro. ABES, 1993.

_____. **Algas e suas influências na qualidade das águas e nas tecnologias de tratamento**. ABES. Rio de Janeiro, Brasil. 1995.

_____. **Tratamento de água por filtração direta e por flotofiltração**. EESC-USP / UFC. Fortaleza, Brasil. 2002.

_____. & PAZ, Lyda Patricia Sabogal. **Seleção de Tecnologias de tratamento de Água**. São Carlos: LDiBe Editora, 2008a. (Vol. I)

_____. **Seleção de Tecnologias de tratamento de Água**. São Carlos: LDiBe Editora, 2008b. (Vol. II)

_____. MINILLO, Alessandro; DANTAS, Angela Di Bernardo. **Florações de algas e de cianobactérias: Suas influências na qualidade da água e nas tecnologias de tratamento**. São Carlos: LDiBe Editora. 2010.

DIAS, G.F. **Educação Ambiental – Princípios e Práticas**. Editora Gaia. São Paulo, 2004.

EPA. **Process Design Manual for Land Treatment**. Washington, D.C: Environmental Protection Agency, 1979.

ESTEVEES, FRANCISCO DE ASSIS. **Fundamentos de limnologia**. Rio de Janeiro: Editora Interciência Ltda. 1998.

FERREIRA FILHO, s. s.: SAKAGUTI, M. **Comportamento Cinético do cloro livre em meio aquoso e formação de subprodutos da desinfecção**. Engenharia Sanitária e Ambiental, (on line), 2008.

GUSMÃO, P.T.R. **Utilização de Filtração Direta Ascendente como pré-tratamento de Água de Abastecimento**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

IBGE. INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Pesquisa Nacional de Saneamento Básico 2000**. Departamento de População e Indicadores Sociais. Rio de Janeiro: IBGE, 2002.

JANSSENS, J.G.; BUEKENS, A. **Assessment of process selection for particle removal in surface water treatment**. Jour. Water SRT-Aqua. 1993.

KURODA, EMÍLIA KIYOMI. **Remoção de células e subprodutos de Microcystis spp. por dupla filtração, oxidação e adsorção**. 2006. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Escola de Engenharia de São Carlos (USP).

LIBÂNIO, MARCELO. **Fundamentos de qualidade e tratamento de água**. Campinas-SP: Editora Átomo. 2008.

MEGDA, C.R. **Filtração direta ascendente em pedregulho como pré-tratamento à filtração rápida descendente**. 1999. Dissertação. (Mestrado em Hidráulica e Saneamento). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

MENDES, C.G.; **Solução Gráfica Alternativa para determinação de taxas de filtração e níveis de água em sistema de filtração com taxa declinante**. Engenharia e Arquitetura, Brasil, 1999.

PINTO, L.D.M.C. **Influência das descargas de fundo intermediárias na Filtração Direta Ascendente de alta taxa.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1994.

SALES, M.V. **Tratamento de água eutrofizada através de dupla filtração e oxidação.** 2005. Tese. (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Ceará.

SENS, M.L.; DALSSASSO, R.L.; BELLI FILHO, P. e FERNADES, H. **Influência de algas na filtração direta ascendente e descendente – estudo de caso.** Anais do XXVIII Congresso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, Cancún-México, 2002.

THOMANN, R.V.; MUELLER, J.A. **Principles of Surface Water Quality Modelling and Control.** USA: Harper International Edition, 1987.

UNITED STATES ENVIRONMENTAL PROTECTION AGENCY (USEPA). **Alternative Disinfectants and Oxidants Guidance Manual.** Washington, DC.1999. Disponível em: <[HTTP://www.epa.gov/ogwdw/mdbp/alternative_disinfectants_guidance.pdf](http://www.epa.gov/ogwdw/mdbp/alternative_disinfectants_guidance.pdf)>. Acesso em: 24/09/2010.

VISSCHERT, J.T.; GALVIS, G. e LATORRE, J. Filtración en múltiples etapas - FIME - bondades y limitaciones. In: Conferencia Internacional Mejoramiento de la Calidad del Agua. **Anais** Santiago de Cali, Colombia. 1996.

VON SPERLING, M. **Introdução à qualidade das águas e ao tratamento de esgoto.** Belo Horizonte. UFMG, 2005.

APÊNDICE

Determinações de parâmetros operacionais e de controle de experimentos na ETA-Piloto

ENSAIO DE TRATABILIDADE (A1)

LOCAL: AQUIRAZ Exp. 1 (figura 4.1)

DATA: 13/05/2010

1 - DADOS ÁGUA BRUTA				2 - PARÂMETROS OPERACIONAIS				3 - DOSAGENS					
pH =	7,4			QFPF¹ =	QFA =	0,271m ³ /h		PAC =	10,3 mg/L	POL =	5,2 mg/L	H =	2,2 mg/L
C =	50 uC							q =		q =		q =	
T =	4,8 uT	T_c =		T =		200 m ³ /m ² .dia		c =		c =		c =	

HORA	PFP						F A						
	LEITURA MEDIDOR	hf(m)	C(uC)	T(uT)	pH	OBS	LEITURA MEDIDOR	hf(m)	C(uC)	T(uT)	pH	CR(mg/L)	OBS
8:00	3,42						2,87	0,17	2,5	0,87	7,78	-	CF1
8:30								0,15	2,5	0,35	7,76	0,9	
9:00								0,30	2,5	0,32	7,60	0,6	
9:30								0,20	2,5	0,28	7,68	0,5	
10:00								0,19	2,5	0,26	7,69	0,2	
10:30								0,22	2,5	0,22	7,73		
11:00								0,28	2,5	0,45	7,81	0,3	
11:30								0,33	2,5	0,38	7,75		
12:00								0,34	2,5	0,64	7,77	0,4	
12:30								0,44	2,5	0,39	7,8		
13:00								0,58	2,5	0,17	7,69	0,5	
13:30								0,7	2,5	0,13	7,81		
14:00								0,74	2,5	0,12	7,65	0,3	
14:30								0,85	2,5	0,13	7,61		
15:00								0,88	2,5	0,11	7,70	0,4	
15:30								1,05	2,5	0,12	7,62		
16:00								1,25	2,5	0,15	7,66	0,5	
16:30								1,44	2,5	0,17	7,81		
17:00								1,57	2,5	0,19	7,84	0,4	
17:30								1,92	2,5	0,17	7,83		
18:00								1,98	2,5	0,14	7,78	-	
18:30	6,09						5,52	2,1	2,5	0,16	7,76	0,4	2,65m ³
													lavagem FA

ENSAIO DE TRATABILIDADE (A2)

LOCAL: AQUIRAZ Exp. 2.1 (figura 4.2)

DATA: 14/05/2010

1 - DADOS ÁGUA BRUTA	2 - PARÂMETROS OPERACIONAIS	3 - DOSAGENS
pH = 7,41 C = 50 uC T = 4,60 uT Tc = 7,13 uT	QFPF ¹ = 0,262m ³ /h QFA = 0,262m ³ /h T = 200m ³ /m2.dia T = 200m ³ /m2.	PAC = POL = H = q = 0,075 L/h q = 0,063 L/h q = c = c = c =
??? Peristaltica		

HORA	PFP 1						F A						
	LEITURA MEDIDOR	hf(m)	C(uC)	T(uT)	pH	OBS	LEITURA MEDIDOR	hf(m)	Cor(uC)	T(uT)	pH	CR(mg/L)	OBS
08:30	6,92	0,34		0,87		CF1	5,75	0,20			0,07		14/05/2010
09:30		0,47	20	1,35	7,31			0,24	5,0		0,07	7,61	
10:30		0,71		1,28				0,32			0,07		0,8
11:30		0,90	20	1,78	7,71			0,33	2,5		0,08		
12:30		0,38		2,00				0,19			0,08		
13:30		0,49		2,19	7,72			0,23			0,08		0,5
14:30		0,55	20	2,51				0,17	2,5		0,11	7,56	
15:30		0,92		2,81	7,75			0,18			0,12		0,5
16:30		0,35	20,0	3,95				0,21	2,5		0,17	7,58	
17:30		0,54		4,89	7,76			0,23			0,18		0,3
18:30	9,66	0,81	15	5,47		2,74m ³		0,19	2,5		0,13	7,72	
						lavagem PFP1							
						CF2							15/05/2010
08:00	9,72	0,21		0,99	7,75			0,20			0,14	7,58	0,8
09:00		0,25		1,23				0,26			0,18		
10:00		0,53		1,89				0,37	2,5		0,22	7,64	0,4
11:00		0,66		1,87	7,72			0,49			0,13		
12:00		0,84		2,00				0,51			0,15	7,72	0,2
13:00		1,18		2,33	7,56			0,61	2,5		0,17		
14:00		1,32		2,81				0,62			0,11	7,63	
15:00		1,49		3,89	7,62			0,63			0,10		0,1
16:00		1,51		4,24	7,71			0,65			0,13	7,71	
17:00	12,18	1,55		5,80	7,77	2,46m ³		0,69			0,13	7,80	0,1
						lavagem PFP1							

ENSAIO DE TRATABILIDADE(A2)

LOCAL: AQUIRAZ Exp. 2.2 (figura 4.2)

DATA: 16/05/2010

1 - DADOS ÁGUA BRUTA				2 - PARÂMETROS OPERACIONAIS				3 - DOSAGENS					
pH =	7,48			QPFP1 =	0,523 m³/h	QFA =	0,262m³/h	PAC =	8,0	POL =	3,7	H =	
C =	50 uC							q =	0,075 L/h	q =	0,063 L/h	q =	
T =	5,39 uT	Tc =	9,07 uT	T =	400m³/m2.dia	T =	200m³/m2.	c =		c =		c =	

HORA	PFP 1						F A						
	LEITURA MEDIDOR	hf(m)	(uC)	T(uT)	pH	OBS	LEITURA MEDIDOR	hf(m)	Cor(uC)	T(uT)	pH	CR(mg/L)	OBS
07:00	12,24	0,15	20	1,19	7,63	CF3		0,72	2,5	0,17	7,35	0,5	16/05/2010
08:00		0,24		1,54				0,73		0,19			
09:00		0,43	30	1,88	7,71			0,73	2,5	0,21	7,38	0,5	
10:00		0,65		2,32				0,75		0,18			
11:00		0,87	30	2,46	7,71			0,79	2,5	0,13	7,49	0,5	
12:00		1,08		2,64				0,94		0,16			
13:00		1,22	30	3,23	7,77			1,02	2,5	0,14	7,53	0,8	
14:00		1,24		3,89				1,15		0,11			
15:00		1,41		4,16	7,82			1,31	2,5	0,16	7,44	0,5	
16:00		1,50	30	4,98				1,44		0,11			
17:00	14,99	1,69		5,90	7,79	2,75m³		1,47	2,5	0,17	7,64	0,5	
						lavagem PFP1							
07:30	15,04	0,15		1,08		CF4		1,49	2,5	0,19			17/05/2010
08:30		0,33	10	1,34	7,34			1,51		0,14	7,29	0,8	
09:30		0,42		1,71				1,59	2,5	0,20			
10:30		0,46	30	2,12				1,64		0,42			
11:30		0,37		2,89	7,39			1,64	2,5	0,50	7,50	0,1	
12:30		0,49	30	3,21				1,68		0,50			
13:30		0,57		3,67				1,69	2,5	0,34			
14:30		0,68		4,01	7,45			1,73		0,19	7,61	0,3	
15:30		0,73	30	4,23				1,72	2,5	0,15			
16:30		0,82		4,89	7,67			1,76		0,18	7,52	0,1	
17:30	17,71	1,05	40	5,11		2,67m³		1,78	2,5	0,27			
						lavagem PFP1							

