

# **ALTERNATIVAS PARA TRATAMENTO DE ESGOTOS**

## **PRÉ-TRATAMENTO DE ÁGUAS PARA ABASTECIMENTO**

***José Roberto Campos***

**APOIO:**    *ENGERCORPS*              *SEREC*              *IEA*

## **I – ALTERNATIVAS PARA TRATAMENTO DE ESGOTOS**

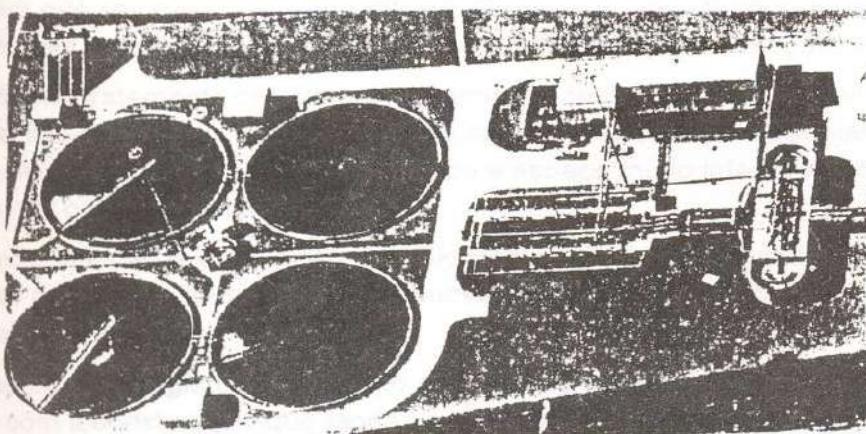
1- INTRODUÇÃO.....	1
2- CARACTERIZAÇÃO DE ESGOTOS SANITÁRIOS.....	4
3- DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE ESTAÇÕES E DO NÍVEL DE TRATAMENTO.....	7
4- EVOLUÇÃO DE ESTUDOS PARA CONCEPÇÃO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTOS.....	13
5- FUNÇÃO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS.....	15
6- ALTERNATIVAS PARA TRATAMENTO.....	18
6.1- Introdução.....	18
6.2- Descrição sucinta de alternativas para tratamento de esgotos sanitários.....	21
7-TRATAMENTO E DESTINO FINAL DO LODO.....	44
8- DESINFECÇÃO.....	47
9- CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	50
10- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	50

## **II – PRÉ – TRATAMENTO DE ÁGUAS PARA ABASTECIMENTO**

1- INTRODUÇÃO.....	57
2- QUALIDADE DA ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO.....	61
3- QUALIDADE DA ÁGUA DE MANANCIAIS.....	64
3.1-Considerações Gerais.....	64
3.2- Necessidades de Pré-Tratamento e melhoria da ETA.....	67
4- A ESCOLHA DA MELHOR SOLUÇÃO PARA TRATAMENTO COMPLEMENTAR.....	77
4.1- Eficiência Provável de Operações e Processos	
Empregados em Tratamento de Águas .....	77
4.2- Critérios para Decisão.....	80
5- SISTEMAS DE PRÉ-TRATAMENTO DE ÁGUAS PARA ABASTECIMENTO.....	82
5.1- Reservatório de Água Bruta.....	82
5.2- Captação de Água por Drenos Laterais ao Manancial.....	84
5.3- Captação de água por Drenos Instalados no Manancial.....	85
5.4- Captação em Lenço com Recarga Artificial.....	87
5.5- Filtros Intermitentes de Areia.....	88
5.6- Solos Filtrantes.....	91
5.7- Aeração.....	94
5.8- Reatores de Leito Fluidificado.....	96

5.9- Reatores Biológicos Aerados de Leio Fixo.....	99
5.10- Pré-Filtração Grosseira.....	101
6- CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	107
7- REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	110

# *I - Alternativas para Tratamento de Esgotos*



- SANEAMENTO BÁSICO ● DEEP SHAFT
- PLANEJAMENTO TERRITORIAL E  
URBANO ● MEIO AMBIENTE
- GESTÃO DE RECURSOS HÍDRICOS
- HIDROELÉTRICAS, HIDROVIAS



## **ENGECORPS**

**Corpo de Engenheiros Consultores**

Av. Brigadeiro Faria Lima, 1068, 1º andar, Tel. (011) 816 7133  
CEP 01462-000 - São Paulo - SP - Fax. (011) 814 3737

## 1- INTRODUÇÃO

A disposição de esgotos brutos no solo em corpos receptores naturais como lagoas, rios, oceanos, etc, é uma alternativa que foi e ainda é empregada de forma muito intensa.

Dependendo da carga orgânica que se lança, os esgotos provocam a total degradação do ambiente (solo, água e ar) ou em outros casos, o meio demonstra ter condições de receber e de decompor os poluentes até alcançar-se um nível que não causa problemas ou alterações acentuadas que prejudiquem o ecossistema local e circunvizinho.

Esse fato demonstra que a Natureza tem condições de promover o “tratamento” dos esgotos, desde que não ocorra sobrecarga e que haja boas condições ambientais que permitam a evolução, reprodução e crescimento de organismos que decompõem a matéria orgânica.

Em outras palavras, o tratamento biológico de esgotos é um fenômeno que pode ocorrer naturalmente no solo ou na água, desde que predominem condições apropriadas.

Uma estação de tratamento de esgotos não é nada mais do que um sistema que explora esses mesmos organismos que proliferam no solo e na água.

Em estações de tratamento procura-se, no entanto, otimizar os processos e minimizar custos, para que se consiga a maior eficiência possível, respeitando-se as restrições que se impõem pela proteção do corpo receptor e pelas limitações de recursos disponíveis.

Em estações de tratamento procura-se, geralmente, reduzir o tempo de detenção hidráulico e aumentar a eficiência das reações bioquímicas, de maneira que se atinja um determinado nível de redução de carga orgânica em tempo e espaço muito inferiores em relação ao que se espera que ocorra no ambiente natural.

Assim sendo, mesmo a disposição no solo pode constituir-se numa excelente forma de tratamento, desde que se respeite a capacidade natural do meio e dos microrganismos decompositores presentes.

A evolução da tecnologia de tratamento de esgotos em ambiente confirmado e controlado iniciou-se com a constatação que lagoas poderiam ser utilizadas para esse fim e também com as proposições, em 1893 e 1914, de sistemas que hoje são conhecidos como tanques sépticos e lodos ativados aeróbios respectivamente.

O tanque séptico foi utilizado pela primeira vez, nos Estados Unidos. Até meados da década de sessenta acreditava-se que águas residuárias poderiam ser tratadas com elevada eficiência apenas quando se empregavam processos aeróbicos (oxigênio presente na forma molecular O<sub>2</sub>), e que, o processo anaeróbio (ausência de oxigênio) só se aplicava a digestão de lodos, com elevada concentração de sólidos orgânicos. Assim sendo, o processo anaeróbio só era utilizado na digestão de lodos concentrados de estações de tratamento, em certos tipos de lagoas e em digestores rurais. Em certos casos até se efetuava o aproveitamento de biogás, com elevada concentração de metano (CH<sub>4</sub>), que é um gás combustível.

A evolução acelerada dos conhecimentos e do emprego de reatores anaeróbios não convencionais para o tratamento de despejos líquidos contendo quantidades relativamente pequenas de matéria orgânica é devida, em grande parte, à contribuição inicial oriunda do trabalho dos pesquisadores James C. Young e Perry L. McCarty. (22) (32) (33). Vale lembrar que os esgotos sanitários são considerados como águas residuárias com baixa concentração.

Os novos reatores foram concebidos fundamentalmente com base no melhor conhecimento dos processos anaeróbios e, principalmente, na verificação da viabilidade de se dispor de diferentes maneiras para se conseguir tempos de retenção celular sensivelmente superiores aos tempos de detenção hidráulicos nas unidades de

tratamento anaeróbio.

O aumento do tempo de retenção celular em relação ao tempo de detenção hidráulico nos reatores anaeróbios não convencionais tem sido conseguido através da construção de unidades cuja concepção e operação apoiam-se nos conceitos que são descritos sucintamente a seguir (21):

a) Retenção de microrganismos nos interstícios existentes em leito de pedra ou de outro material suporte adequado que constitui parte de um reator anaeróbio com fluxo ascendente ou descendente. Nesse caso são incluídos os filtros anaeróbios, nos quais tem sido constatado que apesar de ocorrer a aderência de filme biológico ao meio suporte, a parcela mais significativa de microorganismos encontra-se nos interstício do leito.

b) Produção de uma região no reator com elevada concentração de microorganismos ativos que obrigatoriamente é atravessada (e misturada) pelo fluxo ascendente dos despejos a serem tratados. Esse princípio é explorado nos reatores anaeróbios de fluxo ascendente e manta de lodo ("Upflow anaerobic sludge blanket" - UASB) e nos reatores anaeróbios com chicanas, que, e essência tratam-se de uma modificação do reator UASB.

c) Imobilização de microrganismos através de sua aderência e superfícies fixas ou a superfície de material particulado móvel. Os reatores de leito expandido ou fluidificado fundamentam-se essencialmente nesse princípio, tendo-se em vista que a grande parcela de microorganismos ativos encontra-se aderida as partículas que constituem o seu leito.

Atualmente já se tem uma idéia generalizada de que ambos os processos, quer aeróbio, quer anaeróbio, podem ser aplicados para o tratamento de esgotos sanitários, cada qual apresentando uma série de aspectos positivos e, naturalmente, outra série de aspectos negativos.

Assim sendo, em cada caso devem-se ponderar ambas as possibilidades para que se chegue realmente a solução mais apropriada para uma determinada cidade.

Além do crescimento do número de alternativas para tratamento, também a tecnologia de projeto, construção e operação do sistema evoluiu de forma apreciável nos anos mais recentes.

Durante os últimos vinte anos, verificou-se uma verdadeira revolução nos conceitos concernentes com o tratamento de águas residuárias.

Nesse período, além de se ampliar e valorizar a aplicabilidade do processo anaeróbio, também foi aumentado significativamente o número de alternativas para concepção física das unidades para conversões biológicas.

Os pesquisadores e os profissionais da área aprenderam a trabalhar em equipe e deixaram de supervalorizar as partes puramente civil e eletromecânica das estações de tratamento.

A consciência atual coloca em destaque a importância da multidisciplinariedade do assunto e envolve elementos de biologia, microbiologia, bioquímica, engenharias, economia, política, sociologia e educação ambiental.

As unidades já são vistas como simples tanques, em concreto, em chapa metálica, etc. Hoje essas unidades são estudadas como reatores e que ocorrem transformações complexas, com a imprescindível participação de organismos vivos.

Há que se tentar a otimização da construção, da operação e da manutenção do reator (custos) fundamentada na otimização do processo biológico.

No que se refere a custos para implantação de sistemas de tratamento, as cifras relacionadas com as necessidades do Brasil são impressionantes, pois, atualmente, apenas cerca de 47% da população urbana é servida com redes coletoras, sendo que a

situação da população rural é ainda mais grave. Outro fato, também decepcionante reside na constatação que apenas 8% dos esgotos são submetidos a algum tipo de tratamento.

Estima-se, de maneira aproximada, que o Brasil ter-se-ia de investir mais de 30.000 bilhões de dólares em saneamento básico (água, esgotos e lixo), para que sejam atingidas condições adequadas e desejáveis (12).

Finalizando esta introdução sobre o tema, pode-se sintetizar que existem muitas alternativas para tratamento de esgotos, desde uma simples, porém controlada, disposição no solo ou em áreas improdutivas (pantais, etc), até sofisticadas estações completamente automatizadas.

Dentro desse contexto conclui-se que para cada cidade, em função de suas características próprias, deve-se sempre escolher aquela solução que corresponda a uma eficiência e a custos compatíveis com as circunstâncias que prevalecem no local.

Nos próximos itens desse texto procurar-se-á apresentar uma noção geral sobre a caracterização de esgotos, efeitos de lançamento no corpo receptor e também enumerar-se-ão as alternativas mais usadas que devem ser ponderadas precedendo à escolha do tipo de tratamento dessas águas residuárias.

## 2- CARACTERIZAÇÃO DE ESGOTOS SANITÁRIOS

A primeira medida para se iniciar o levantamento de dados para elaboração de um projeto de sistema de tratamento de esgotos relaciona-se com a determinação da qualidade e da quantidade dos esgotos que serão encaminhados à estação depuradora.

Deve-se determinar a variação da vazão e da qualidade dessas águas, para que seja possível um dimensionamento mais próximo da realidade e não baseado apenas em dados obtidos em bibliografia.

Devem-se efetuar medições de vazão e coletar amostras representativas para que se tenha uma caracterização quantitativa atual. Além do mais, através de extrapolações fundamentadas no crescimento populacional e industrial previsto para pelo menos 10 a 20 anos, é obrigatória a definição do alcance de projeto associado a estimativas, as mais seguras possíveis.

De maneira geral, as vazões de esgotos variam durante o dia, de acordo com os usos e costumes de uma dada comunidade, porém, uma idéia geral dessa variação pode ser observada na figura 2.1, que mostra um hidrograma típico bastante comum. Naturalmente, a vazão média também varia nos diferentes dias da semana e nas diferentes estações do ano.

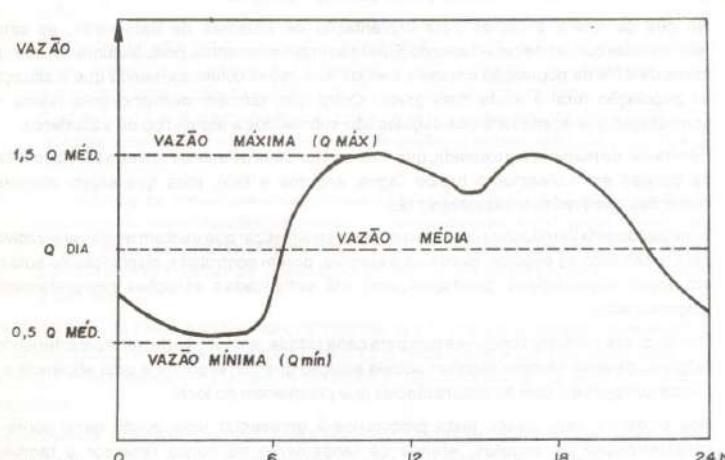


FIGURA 2.1 - Variação típica de vazão de esgotos sanitários.

Além das águas e atividades domésticas, também tem acesso à rede coletora, aquelas águas provenientes de usos industriais, águas de infiltração, etc. No Brasil, usa-se o sistema denominado “separador absoluto”, que não permite a introdução de águas pluviais, porém, em ocasiões de chuvas sempre ocorre a penetração desse tipo de águas através de tampões de poço-de-visita, de lançamentos clandestinos, etc, atingindo vazões consideráveis.

Esse fato exige que, junto à chegada dos esgotos, em estações de tratamento, sempre seja previsto um extravasor para impedir que a vazão que tem acesso à instalação supere aquela correspondente à vazão de projeto.

De maneira geral, as vazões de esgotos que têm acesso a uma estação de tratamento variam aproximadamente de acordo com certos padrões que podem ser explicitados aproximadamente pelas equações que fornecem dados em litros por segundo (l/s).

- Vazão Mínima

$$Q_{mín} = C \cdot \underline{POP} \cdot q + L \cdot INF + Q_{IND.MÍN} + OUTROS$$

$$86.400 \cdot 2$$

- Vazão Média

$$Q_{mín} = C \cdot \underline{POP} \cdot q + L \cdot INF + Q_{IND.MED} + OUTROS$$

$$86.400$$

- Vazão no dia de maior consumo

$$Q_{dia} = C \cdot K_1 \cdot \underline{POP} \cdot q + L \cdot INF + Q_{IND.MED} + OUTROS$$

$$86.400$$

- Vazão na hora de maior consumo

$$Q_{hora} = C \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot \underline{POP} \cdot q + L \cdot INF + Q_{IND.MÁX} + OUTROS$$

$$86.400$$

Em que:

C= relação entre vazão de esgotos que tem acesso ao sistema coletor e a vazão de água distribuída à população. Varia entre 0,70 a 1, 30, mais comumente, C= 0,80;

POP= população a ser atendida (habitantes);

q= consumo médio diário e água per capita.

- população permanente: 150 a 350 l/pessoas dia, geralmente
- população flutuante: 50 a 200 l/pessoa/dia;

Q<sub>IND.</sub> = contribuição industrial (l/s);

INF = infiltração na rede (0,4 a 1,0 l/s k, geralmente);

L= comprimento da rede (km);

K<sub>1</sub>= coeficiente do dia de maior consumo, varia entre 1,20 a 1,50 (comumente:1,25);

K<sub>2</sub>= coeficiente da hora de maior consumo, varia entre 1,50 a 1,30 (comumente:1,50);

Essas fórmulas são comumente utilizadas para estimativas de vazão para projeto, porém, é importante que todos os parâmetros inclusos nas mesmas devem ser medidos ou determinados “in loco” para que não se incorra em erros grosseiros.

Além de estudos cuidadosos para avaliação de vazões atuais e futuras, dentro do horizonte de projeto, deve-se fazer uma perfeita caracterização dos esgotos através de coleta e análise de amostras representativas.

De maneira geral, os esgotos sanitários possuem mais de 98% de sua composição constituídos por águas, porém, existem contaminantes, entre os quais destacam-se: sólidos suspensos, compostos orgânicos (proteínas: 40 a 60%; Carboidratos: 25 a 50% e óleos e graxas: 10%), nutrientes (nitrogênio e fósforo), metais, sólidos dissolvidos inorgânicos, sólidos inertes, sólidos grosseiros, compostos não biodegradáveis, organismos patogênicos e ocasionalmente, contaminantes tóxicos decorrentes de atividades industriais ou de acidentes.

Dada a dificuldade em se poder caracterizar todo o patogênico presente, adota-se como recurso a determinação da densidade de microrganismo coliformes, NMP (número mais provável de coliformes/100 ml de amostra), que indiretamente constitui um indicador da presença provável de organismos patogênicos nesse meio. Organismos coliformes são bactérias que têm um “habitat” favorável no trato intestinal de animais de sangue quente.

De maneira geral, devem ser coletadas amostras e determinados pelo menos os seguintes parâmetros: pH, temperatura, DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio), DQO (Demanda Química de Oxigênio), Nitrogênio (nas formas de Nitrogênio Orgânico, Amoniacal, Nitritos e Nitratos), Fósforo, Alcalinidade, Materiais Solúveis em Hexano, Sólidos Sedimentáveis, Resíduos (em suas diferentes formas: suspensos, dissolvidos, fixos e voláteis), Coliformes totais e Coliformes Fecais.

Quando existem lançamentos de águas residuárias de indústrias, deve-se fazer levantamento perfeito das cargas correspondentes e da natureza e tipo de efluente com essa origem, pois pode ocorrer a presença de substâncias refratárias ao tratamento ou de substâncias inibidoras ou tóxicas.

Em cada caso, deve-se definir parâmetros adicionais para comporem o elenco de análises e determinações com amostras dos esgotos que terão acesso ao tratamento, entre os quais podem-se citar: metais pesados, pesticidas, etc.

Entre os parâmetros citados é muito importante destacar algumas considerações sobre a DBO (Demanda Bioquímica de Oxigênio). Em esgotos sanitários, a DBO geralmente varia na faixa de 150 a 400 mg/l em média.

Isso significa, de forma grosseira, que cada litro de esgoto lançado em um corpo aquático, pode provocar consumo de 150 a 400 mg/l de oxigênio disponível nesse meio, através das reações bioquímicas (respiração de microrganismos, principalmente). Esse ensaio é padronizado para a temperatura de 20° C e 5 dias de duração. Isso significa que na realidade o consumo de oxigênio pode ser maior ou menor do que aquele determinado em laboratório, pois, no meio natural, existem outras variáveis não ponderadas no ensaio.

Para se ter uma idéia grosseira da contribuição de cada pessoa na degradação da água de um rio, lago, etc, é interessante notar que as atividades normais de um ser humano leva à “produção” de cerca de 50 a 60g de DBO  $20^{\circ}\text{C}, 5\text{d}$ , por dia, ou seja, cada pessoa, através de seus esgotos, provoca um consumo de oxigênio no corpo receptor da ordem de 50 a 60g.

Em termos grosseiros, se considerar que um corpo receptor “sadio” tem geralmente teor de oxigênio dissolvido de aproximadamente 7 mg/l, cada pessoa provoca a redução desse teor para 0 mg/l, correspondente a um volume de 8m<sup>3</sup>/dia aproximadamente (54g de DBO<sub>20°C, 5d</sub>/pessoa. dia).

Extrapolando-se para uma cidade de 100.000 habitantes, por exemplo, chega-se a um volume da ordem de 800.000 m<sup>3</sup>/dia.

No que se refere à contaminação do corpo por microrganismos potencialmente patogênicos, um número bastante representativo refere-se ao NMP de coliformes por 100 ml, característico dos esgotos sanitários. A faixa de valores mais comuns encontra-se entre 10<sup>6</sup> a 10<sup>8</sup> NMP/100 ml.

Isso significa que em cada litro de esgoto bruto lançado em um rio, tem-se de 10<sup>7</sup> a 10<sup>9</sup> organismos coliformes, que indiretamente podem ser relacionadas com a presença de patogênicos.

### **3- DEFINIÇÃO DO NÚMERO DE ESTAÇÕES E DO NÍVEL DE TRATAMENTO**

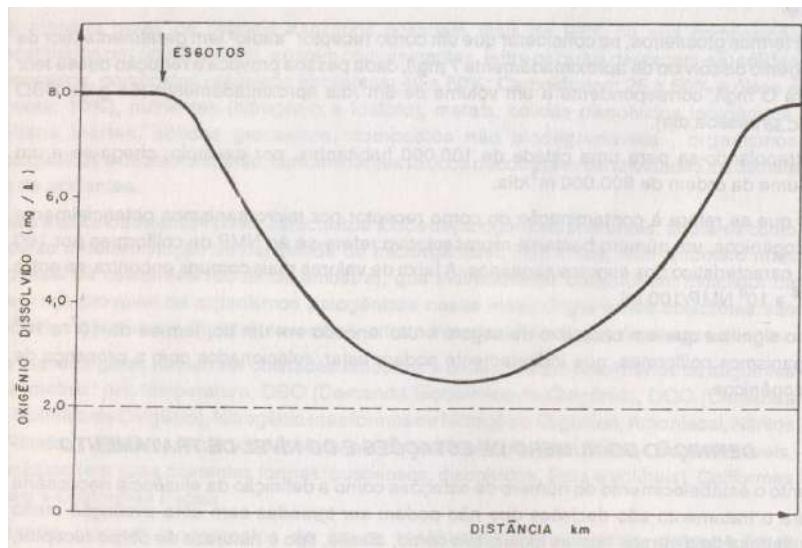
Tanto o estabelecimento do número de estações como a definição da eficiência necessária para o tratamento são decisões que não podem ser tomadas sem uma avaliação muito cuidadosa de diversos fatores locais, tais como, classe, tipo e natureza do corpo receptor, áreas disponíveis para implantação do sistema, recursos disponíveis, condições da rede coletora existente, etc.

A seguir procurar-se-á apresentar um apanhado geral sobre os principais fatores que interferem nessas condições básicas.

Como já foi mostrado anteriormente, ao se lançar os esgotos em um rio, por exemplo, poderá ocorrer redução acentuada do oxigênio presente nesse corpo receptor.

Na Figura 3.1, apresenta -se um exemplo típico de curva de variação do oxigênio em um rio que recebeu uma descarga concentrada de esgotos. Nota-se que, neste caso, ao longo do curso do rio, a concentração de oxigênio foi reduzida de 8,0 g/l até próximo a 2,0 g/l e, depois lentamente esse teor novamente elevou-se até alcançar valor próximo àquele que havia previamente.

Neste caso, nas águas desse rio continuou a prevalecer atividade aeróbia em nível adequado para a sobrevivência de um número significativo de peixes, pois a concentração de oxigênio manteve-se superior a 2,0mg/l. Como todo rio tem uma capacidade de autodepuração compatível com a sua vazão, turbulência das águas, temperatura, etc, houve a reaeração dessas águas (introdução do oxigênio através da superfície e também por atividade de algas) e a recuperação natural desse corpo receptor, depois de uma extensão que pode variar de algumas dezenas ou centenas de quilômetros.

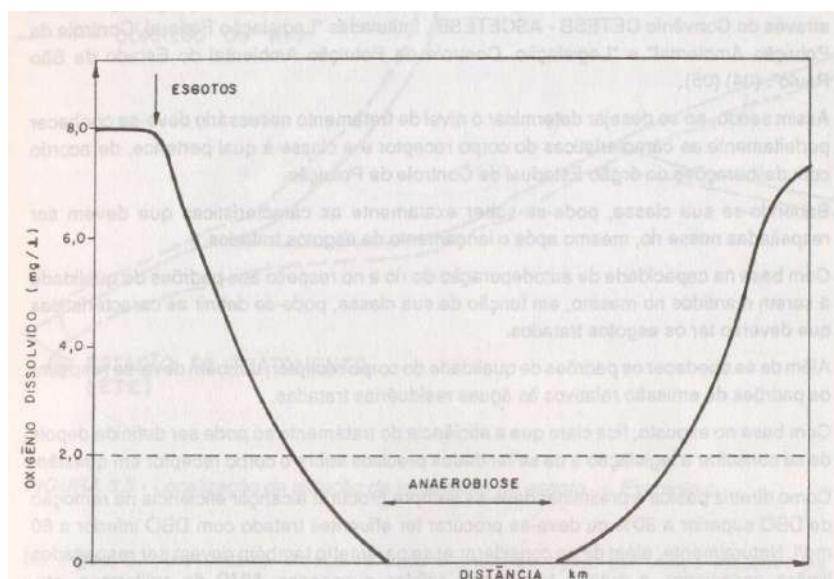


**FIGURA 3.1 - Efeito do lançamento de esgotos em um rio. - Exemplo 1.**

Na Figura 3.2 é apresentado outro exemplo em que a descarga de esgotos provocou situação catastrófica para a vida aquática que depende de meio aeróbico.

Nesse segundo caso, o rio não teve condições de manter aeróbias em toda a sua extensão, pois mesmo ocorrendo a aeração natural, houve trecho em que a concentração de oxigênio reduziu-se a zero. Neste trecho então ocorre a anaerobiose, e a morte de praticamente todos os peixes.

As Figuras 3.1 e 3.2, demonstram claramente que para cada caso deve-se determinar a máxima carga que se pode lançar em um rio para que não provoquem alterações sérias nesse ecossistema. Logicamente o ideal seria que a eficiência da estação fosse sempre 100%, porém, à medida em que se aumenta a eficiência da estação, a partir de 80% os custos de implantação e de operação crescem de maneira muito acentuada.



**FIGURA 3.2 - Efeito do lançamento de esgotos em um rio. - Exemplo 2**

Além disso, deve-se considerar o fato associado as limitações impostas pela própria capacidade de autodepuração do corpo receptor.

Lançar-se, por exemplo, os esgotos de uma cidade de 10.000 habitantes no rio Amazonas é algo completamente diferente de lançá-los em um pequeno córrego com 0,50 m de largura. No primeiro caso, os efeitos na vida aquática são quase desprezíveis, porém, no segundo, são catastróficos.

Baseando-se nesses conceitos a Legislação em vigor estabelece Padrões de Qualidade, associados às características que devem ser respeitadas no corpo receptor e Padrões de Emissão, relativos às características que devem ser respeitadas nos efluentes industriais ou esgotos sanitários tratados para ser possível seu lançamento em um corpo receptor.

Sugere-se que todo administrador municipal disponha em sua mão toda Legislação Federal sob esse tema e, também a Legislação Estadual, mais específica e objetiva sobre a região.

Sugere-se a aquisição das coletâneas de Leis, Decretos, Portarias e Deliberações, publicada através do Convênio CETESB – ASCETESB, intituladas “Legislação Federal, Controle da Poluição Ambiental” e “Legislação. Controle da Poluição Ambiental do Estado de São Paulo”.(04) (05)

Assim sendo, ao se desejar determinar o nível de tratamento necessário deve-se conhecer perfeitamente as características do corpo receptor e a classe à qual pertence, de acordo com deliberações do órgão Estadual de Controle de Poluição.

Sabendo-se sua classe, pode-se saber exatamente as características que devem ser respeitadas no rio, mesmo após o lançamento de esgotos tratados.

Com base na capacidade de autodepuração do rio e no respeito aos padrões de qualidade a serem mantidos no mesmo, em função de sua classe, pode-se definir as características que deverão ter os esgotos tratados.

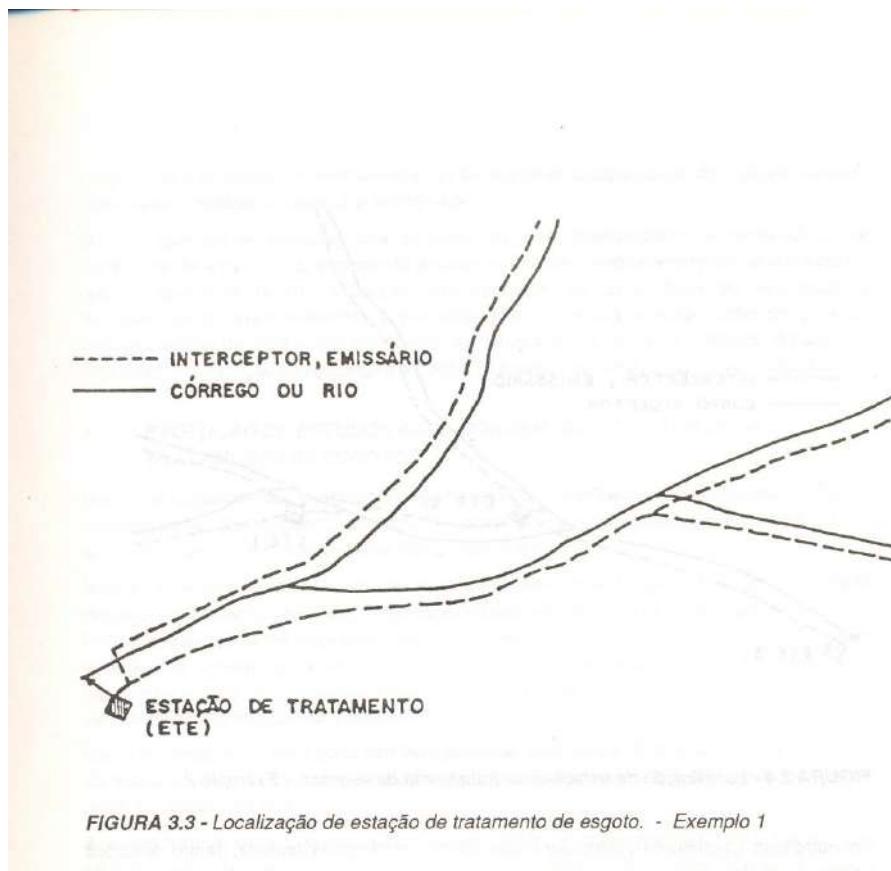
Além de se obedecer aos padrões de qualidade do corpo receptor, também deve-se respeitar os padrões de emissão relativos às águas residuárias tratadas.

Com base no exposto, fica claro que a eficiência do tratamento só pode ser definida depois de se consultar a legislação e de ser ter dados precisos sobre o corpo receptor em questão.

Como diretriz básica e preliminar deve-se sempre procurar alcançar eficiência na remoção de DBO superior a 80% ou deve-se procurar ter efluentes tratado com DBO inferior a 60 mg/l. Naturalmente, além de se considerar esse parâmetro também devem ser respeitados limites associados a outros, tais como, sólidos suspensos, NMP de coliformes, etc, constantes dos padrões de emissão.

Com relação ao número de estações de tratamento de esgotos, naturalmente outra série de fatores deve ser levada em consideração para que se chegue a uma conclusão que ofereça os melhores resultados em termos técnicos, econômicos e ambientais.

Dois fatores que em muitos casos obrigam a se direcionar essa escolha referem-se à disponibilidade de espaço e à configuração do sistema de coleta e de transporte de esgotos já existentes na cidade. Por exemplo, pode ocorrer o caso simplificadamente mostrado na Figura 3.3, em que a cidade já possui implantados coletores, interceptores e emissários que conduzem todo volume de esgotos produzidos na área urbana até um único ponto onde existe área disponível. Nessa situação, naturalmente existem motivos muito fortes que levam à opção por uma única estação de tratamento nesse referido local.

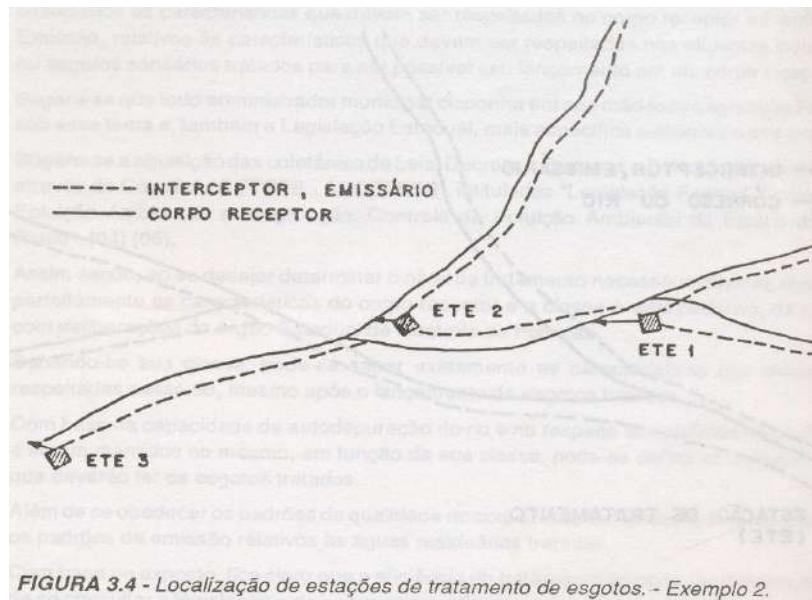


**FIGURA 3.3 - Localização de estação de tratamento de esgoto. - Exemplo 1**

Na Figura 3.4, no entanto, mostra-se caso em que se optou por várias estações de tratamento, cada qual atendendo sub-bacias de drenagem da área urbana.

Até recentemente, os projetistas geralmente optavam pela solução mostrada na Figura 3.3, sem qualquer estudo preliminar aprofundado, porém, atualmente tem-se a certeza de que para determinar a melhor alternativa, no que concerne ao número de estações a serem implantadas, deve-se fazer estudo econômico cuidadoso relativos à análise de custos obras, operação e manutenção. Note-se que quando se procura concentrar todo o volume de esgotos de uma cidade em um ponto único, tem-se de aumentar o diâmetro das canalizações à medida em que aumenta a área servida. Além disso, geralmente, tem-se de construir sistemas de bombeamento para, eventualmente lançar os esgotos de uma ou mais sub-bacias até canalizações que posteriormente conduzem os esgotos até o local de tratamento.

Evidentemente, esses componentes têm custos de construção e de operação consideráveis que não devem ser ignorados no momento de se fazer opções técnicas e econômicas.



Por outro lado, geralmente o custo por metro cúbico tratado pode diminuir, dentro de certos limites, à medida em que se aumenta a capacidade de uma estação de tratamento de esgotos. Adicionalmente, caso haja diversas estações espalhadas, evidentemente tem-se de dispor de maior número de funcionários e, naturalmente, os serviços de controle ficam mais complexas.

Isso demonstra que a escolha do número de estações não é algo tão fácil como aparenta e constitui uma decisão importante, principalmente no que se refere à otimização de custos.

Para encerrar essa abordagem, é muito importante citar o fato de que, independentemente do número de estações adotado, o projetista sempre deve pensar na possibilidade de modular as estações de tratamento para facilitar a ampliação da mesma e otimizar a sua operação e manutenção.

Assim, por exemplo, se para uma cidade que pretende tratar esgotos de 300.000 habitantes, foram previstas duas estações, uma para atender 180.000 habitantes e outra para 120.000 habitantes, pode-se perfeitamente imaginar um módulo para tratar esgotos de 30.000 habitantes, de forma que seriam construídas duas estações, uma constituída em 4 módulos e outra, de 6 módulos. Evidentemente, ao se escolher a capacidade do módulo também deve-se ter justificativa técnica e econômica.

Note-se que ao se modular uma estação reduz-se drasticamente a necessidade de construí-la de uma só vez, eliminando a necessidade de grandes empréstimos e diluindo a responsabilidade de sua evolução, por exemplo, em uma, duas ou três gestões administrativas. Naturalmente, à primeira gestão caberá a elaboração do projeto, desapropriação da área e implantação de um certo número inicial de módulos. Às gestões seguintes a obrigação se restringirá à continuidade de implantação de novos módulos..

#### 4- EVOLUÇÃO DE ESTUDOS PARA CONCEPÇÃO DE SISTEMAS DE TRATAMENTO DE ESGOTOS

Nos itens seguintes são destacados alguns fatores que influem e maneira acentuada na concepção de sistemas de tratamento de esgotos. A esses fatores se somam muitos outros, que tornam as tomadas de decisão ainda mais complexas.

Note-se que ao se implantar uma estação de tratamento este sistema vai provocar certo impacto ambiental na área circunvizinha, que pode ser negativo ou quase que desprezível. Portanto, além de ser ter de pensar na parte puramente técnica também tem-se de ponderar o aspectos ambientais e estético (arquitetura, urbanismos e paisagismo)

para que essa obra não venha a ser algo que agrida os sentimentos dos moradores da região e daqueles que venham visitar a atração de tratamento.

Por outro lado, essa obra pode também provocar alterações no ambiente vizinho através de exalação de maus odores e pelo tráfego de veículos que fatalmente terão de afastar resíduos sólidos do local.

A esses fatores devem ser somados outros, entre os quais aqueles relacionados com possibilidades de contaminação do lençol de água subterrânea, arraste de materiais pelas águas pluviais até corpos – de água, etc.

Dois parâmetros fundamentais que também não devem ser esquecidos referem-se à produção de lodo e ao consumo de energia.

No Brasil, e em quase todos os países do mundo, o problema de afastamento, tratamento e de disposição de resíduos sólidos torna-se cada vez mais grave e, em algumas situações atinge nível dramático.

A medida que se implantam estações de tratamento de águas residuárias, evidentemente se produz mais resíduo sólido, que é retirado dessas águas ou que é “produzido” através da síntese das bactérias que promovem o tratamento biológico. A produção de lodos em uma estação de tratamento é algo importante que redonda na necessidade de ser considerado com um dos importantes fatores que podem levar a problemas e a custos significativos.

Quanto ao consumo de energia não há necessidade de se acrescentar muito, pois é evidente que quanto menor a demanda de energia elétrica menor será o custo de operação. Apesar de ser evidente, em muitos casos nota-se total desprezo para essa ponderação.

Face ao exposto, fica evidente a enorme responsabilidade do administrador municipal ao decidir pela implantação do tratamento de esgotos em sua cidade, pois, direta ou indiretamente os erros advindos de uma opção inadequada certamente serão atribuídos à gestão durante a qual foram iniciados os estudos, sendo esquecida, muitas vezes, a intenção nobre de salvaguardar o ambiente que deu impulso às medidas tomadas.

Assim sendo é recomendável, sempre que possível, e em cidades que não disponham de dados e planos baseados em estudos técnicos e econômicos sobre o sistema de esgotos, que sejam seguidos alguns passos fundamentais na evolução do planejamento para implantação de estações de tratamento de esgotos.

Desse modo, recomenda-se que pelo menos sejam observados alguns tópicos conforme enumerados a seguir:

**a) Diagnóstico do sistema existente:** Nessa fase deve-se levantar todos os dados concernentes com o sistema existente, tais como cadastros, vazões, custos, receita, problemas executivos e operacionais, limites de sub-bacias, população atual e seu crescimento, etc. Em síntese, deve-se coletar e analisar todos os dados possíveis para que se conheça perfeitamente como o sistema existente está construído, suas possibilidades de expansão, suas condições operacionais, etc.

Adicionalmente deve-se conhecer vazões, locais de lançamento, classe e características do (s) receptor (es), distribuição da população servida, etc.

**b) Estudo de alternativas e escolha da melhor solução:** Essa fase é muito importante e seu sucesso é fundamentalmente apoiado na experiência e no conhecimento do projetista e de seus consultores.

Vale destacar que recentemente está ocorrendo uma evolução acentuada no número de alternativas tecnicamente viáveis para tratamento de esgotos. Cabe àqueles aos quais recai a decisão, a responsabilidade e a obrigação de ponderarem sobre todas alternativas viáveis, envolvendo tecnologias desde a mais simples à mais complexa e

desde a mais antiga até a mais recente.

Naturalmente, em função das condições de cada cidade, muitas alternativas podem ser eliminadas após uma simples avaliação inicial de fatores básicos, tais como: área disponível, nível sócio-econômico predominante, disponibilidade de energia a custo razoável, etc. Porém, após esta pré-seleção sempre restarão algumas alternativas tecnicamente viáveis que deverão ser objeto de estudos para determinação daquela que oferece as melhores condições econômicas.

Os estudos técnico e econômico deverão ser realizados com base em informações que surgirão através da análise dos seguintes tópicos, fases ou considerações:

- conhecimento da classe e avaliação da capacidade de autodepuração do corpo receptor;
- definição da eficiência necessária para tratamento;
- espaço disponível para implantação da (s) estação (ões);
- sondagem e estudos geofísicos na (s) áreas para implantação da (s) estação (ões);
- definição do número de estações;
- definição do módulo que constitui a (s) estação (ões);
- utilização de tecnologias disponíveis e apropriadas;
- definição de critérios de projeto;
- “lay-out” de ante-projetos;
- análise sobre o balanço de sólidos para avaliar problemas, soluções e custos para transporte, tratamento e destino final de “lodos”;
- análise sobre o balanço energético para avaliar o consumo de energia e seus custos;
- análise sobre as condições técnicas gerais de cada alternativa;
- análise de custos (construção, operação e manutenção) de cada alternativa (devem ser comparados os valores presente considerando-se a construção e a operação e manutenção nos próximos 20 anos);
- análise do impacto ambiental de cada alternativa;
- escolha da melhor solução.

c) **Projeto executivo:** A conclusão de todos os trabalhos desenvolvidos para a implantação do sistema de tratamento é apresentada detalhadamente no projeto executivo também são fornecidos específicos em nível suficiente para a execução da obra. Do projeto executivo constam, pelo menos: memorial justificativo, escolha técnico-econômica da melhor solução, memorial de cálculo, manual de operação, lista básica de materiais de construção, especificações para a construção, projeto estrutural, projeto de instalações elétricas, projeto arquitetônico e estudo de paisagismo. Deve também ser incorporado breve sobre o impacto da estação no ambiente.

## 5- FUNÇÃO DE UMA ESTAÇÃO DE TRATAMENTO DE ESGOTOS

Como se descreveu anteriormente, a eficiência e a capacidade nominal de uma estação de tratamento de esgotos são definidas a partir de uma série complexa de fatores específicos a cada caso estudado.

O tratamento pode abranger diferentes níveis denominados tecnicamente de tratamento primário, secundário ou terciário. A Figura 5.1, apresentada na folha seguinte, mostra esquematicamente a composição de uma estação de tratamento completo, até a desinfecção final.

O tratamento primário envolve a remoção de sólidos grosseiros através de grades, geralmente, e a sedimentação (caixa retentora de areia e decantadoras) ou flotação de materiais constituídos principalmente de partículas em suspensão.

Essa fase produz quantidade de sólidos que devem ser dispostos adequadamente.

De maneira geral, os sólidos retirados em caixas retentoras de areia são enterrados, e aqueles retirados em decantadores devem ser adensados e digeridos adequadamente para posterior secagem e disposição em locais apropriados. As formas de tratamento desse lodo variam de maneira bastante ampla.

O tratamento secundário, por sua vez, destina-se à degradação biológica de compostos carbonáceos. Quando é feita degradação, naturalmente ocorre a decomposição de carboidratos, óleos e graxas e de proteínas a compostos mais simples, tais como: CO<sub>2</sub>, H<sub>2</sub>O, NH<sub>3</sub>, CH<sub>4</sub>, H<sub>2</sub>S, etc, dependendo do tipo de processo predominante. As bactérias que efetuam o tratamento, por outro lado, se reproduzem e têm a sua massa total aumentada em função da quantidade de matéria degradada.

Caso se empregue o processo aeróbio, para cada quilograma de DBO removida ocorre a formação de cerca de 0,4 a 0,7 quilograma de bactérias (matéria seca) e, caso se opte pelo processo anaeróbio, tem-se para cada quilograma de DBO removida a formação de 0,02 a 0,20 quilograma de bactérias, aproximadamente.

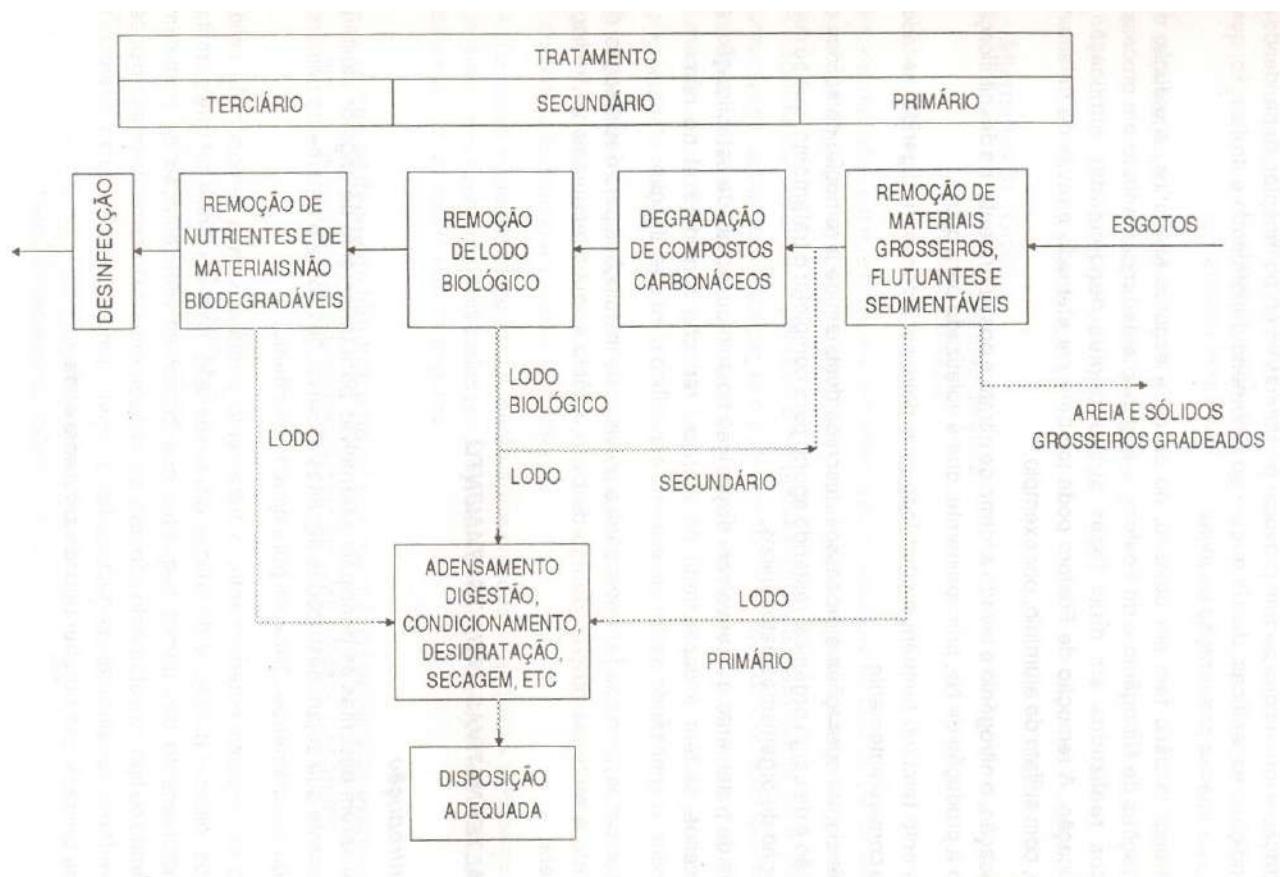
A pequena formação de biomassa do processo anaeróbio em relação ao aeróbio é uma das grandes vantagens atribuídas ao uso da bactérias que proliferam em ambiente anaeróbio pelo tratamento de efluentes, pois o custo e as dificuldades para tratamento, transporte e disposição final dos lodos biológicos são bastante reduzidos, no caso.

Geralmente, o volume de lodo no processo anaeróbio, em termos práticos é menor que 20% do volume produzido pelo processo aeróbio, para um mesmo efluente líquido.

Após a fase em que é feita a degradação biológica, os sólidos produzidos devem ser removidos em unidades específicas para esse fim (lagoas de sedimentação, decantadores, flotadores, etc) e, posteriormente são submetidos a adensamento, digestão, secagem e disposição adequada.

Dependendo do tipo do processo adotado também pode-se recircular uma parcela da massa de bactérias ativas, de volta ao reator biológico, conforme mostrado na Figura 5.1. Essa alternativa permite o aumento da produtividade do sistema e maior estabilidade no seu desempenho.

De maneira geral, a maioria das estações construídas alcançam apenas o nível de tratamento secundário, aqui descrito, porém, em muitas situações, é obrigatório que esse tratamento alcance o nível denominado terciário.



**FIGURA 5.1 - Conceito de sistema de tratamento de esgotos**

O efluente do tratamento secundário ainda possui Nitrogênio e Fósforo em quantidade, concentração e formas que podem provocar problemas no corpo receptor, dependendo de suas condições específicas, dando origem ao fenômeno denominado eutrofização, que é sentido pela intensa proliferação de algas.

O tratamento terciário tem por objetivo, no caso de esgotos sanitários, a redução das concentrações de Nitrogênio e de Fósforo, e é, geralmente fundamentado em processos biológicos realizados em duas fases subsequentes denominadas nitrificação e desnitrificação. A remoção de Fósforo pode também ser efetuada através de tratamento químico, com sulfato de alumínio, por exemplo.

Na nitrificação, o nitrogênio é levado à forma de nitrato e posteriormente, na desnitrificação, é levado à produção de N<sub>2</sub>, principalmente, que é volatizado pra o ar.

O tratamento terciário também produz lodo, que deve ser adensado, digerido, secado e disposto convenientemente.

Em essência, as operações e processos descritos destinam-se à remoção de sólidos em suspensão e de carga orgânica, restando agora, para completar o tratamento, que se cuida da remoção de organismos patogênicos.

Sistemas de tratamento que envolvem disposição no solo ou lagoas de estabilização, em muitos casos, já têm a capacidade de efetuar redução considerável no número de patogênicos, dispensando assim um sistema específico para desinfecção.

Nos outros casos, ainda se faz necessária a previsão de instalações para desinfecção, que geralmente é efetuada através de uso do cloro, ozônio e, mais recentemente, radiação ultravioleta.

## 6- ALTERNATIVAS PARA TRATAMENTO

### 6.1- Introdução

Antes de serem descritas as principais alternativas para tratamento de esgotos sanitários é interessante que sejam destacadas algumas observações sobre o tratamento primário e sobre alguns parâmetros utilizados para dimensionamento.

Como já foi descrito anteriormente, o tratamento primário visa a remoção de sólidos grosseiros, óleos e graxas, e de sólidos em suspensão, com eficiência tal que permita o bom funcionamento das partes seguintes que compõem uma estação de tratamento. Dependendo do tipo de tratamento adotado, os componentes do tratamento primário podem variar, conforme as alternativas destacadas a seguir, sendo, porém, a caixa retentora de areia uma unidade que raramente pode ser dispensada.

#### - Alternativa 1: Grande

Caixa retentora de areia  
Medidor de vazão  
Decantador primário

#### - Alternativa 2: Grande

Caixa retentora de areia  
Medidor de vazão  
Peneira estática

#### - Alternativa 3: Grande

Caixa retentora de areia  
Medidor de vazão

Em certos casos em que opta pelo tratamento por disposição no solo, pode-se utilizar como tratamento preliminar apenas o gradeamento, seguido de medidor de vazão, naturalmente.

A dispensa de decantador primário e de peneira estática, geralmente só é admitida em sistemas de lagoas de estabilização e sistemas denominados de oxidação total ou aeração prolongada. Mais recentemente, também tem-se eliminado o decantador, quando se usam reatores anaeróbios de manta de lodo, porém, nesse caso, é obrigatório o uso de gradeamento fino nos esgotos.

Para facilitar e tornar mais objetiva a descrição sucinta de alternativas para tratamento secundário que serão apresentados no item 6.2, supor-se-á que o tratamento preliminar (ou primário) já foi considerado adequadamente.

Ainda como esclarecimento inicial, serão apresentados, a seguir, a simbologia e alguns parâmetros fundamentais utilizados por projetistas para estudos e para o dimensionamento de unidades de tratamento de esgotos.

- **Tempo de detenção hidráulico (td):** É o tempo médio (geralmente expresso em dias) em que os despejos líquidos permanecem em uma unidade ou sistema.

$$td = \frac{\text{Volume do reator (m}^3\text{)}}{\text{Vazão média diária (m}^3/\text{dia)}} = \text{dia}$$

ou

$$td = \frac{\text{Altura ou comprimento de uma unidade (m)}}{\text{Velocidade média líquida (m/dia)}} = \text{dia}$$

- **Taxa de carregamento orgânico (Tco):** É a quantidade de DQO, DBO ou de outro parâmetro, expressa em Kg, que é aplicada por dia por unidade de volume ou de área de uma unidade.

$$Tco = \text{Kg DQO/m}^3 \cdot \text{dia}$$

ou

$$Tco = \text{Kg DQO/m}^2 \cdot \text{dia}$$

ou

$$Tco = \text{Kg DQO/ha} \cdot \text{dia}$$

$$\text{ha} = \text{hectare} = 10.000 \text{ m}^2$$

Quando a Tco é referida por unidade de área ( $\text{m}^2$  ou ha) esse parâmetro costuma ser chamado por taxa de aplicação superficial.

- **Taxa de escoamento superficial (TES):** É a quantidade de efluente líquido que é aplicado por unidade de área de uma unidade durante um dia.

$$TES = \frac{\text{Vazão dos esgotos (m}^3 / \text{dia)}}{\text{Área da unidade (m}^2\text{)}} = \text{m}^3 / \text{m}^2 \cdot \text{dia} = \text{m. dia}$$

- **Taxa de retenção celular (idade do lodo):** É o tempo médio que os organismos que promovem o tratamento, permanecem em uma unidade (dia).

Após esses esclarecimentos básicos, considerados essenciais para o atendimento dos critérios fundamentais para o projeto, serão apresentados, no item 6.2, descrições sucintas sobre as seguintes alternativas para o tratamento:

<b>Tipo</b>	<b>Procedimentos predominantes</b>
Disposição no solo	Aeróbio e Anaeróbio
Lagoa facultativa	Aeróbio e Anaeróbio
Sistemas de lagoas tipo australiano	Aeróbio e Anaeróbio
Lagoa aerada + Lagoa de sedimentação	Aeróbio e Anaeróbio
Lodos ativados convencional	Aeróbio

Lodos ativados (mistura completa)	Aeróbio
Valo de oxidação	Aeróbio
Lodos ativados em reator do tipo batelada (batch)	Aeróbio
Poço profundo aerado (“Deep Shaft”)	Aeróbio
Filtro biológico aeróbio	Aeróbio
Filtro anaeróbio	Anaeróbio
Tanque séptico + Filtro aeróbio	Anaeróbio
Reator anaeróbio de manta de lodo	Anaeróbio
Reator anaeróbio compartimento (com chicanas)	Anaeróbio
Reator anaeróbio de leito fluidificado	Anaeróbio
Reator aeróbio de leito fluidificado	Aeróbio
Processo letrolítico	Físico químico

No item seguinte é apresentada uma abordagem sintética objetiva sobre cada uma das alternativas mencionadas.

## 6.2 – Descrição Sucinta de Alternativas para Tratamento de Esgotos Sanitários

### 6.2.1 – Disposição de Esgotos no Solo

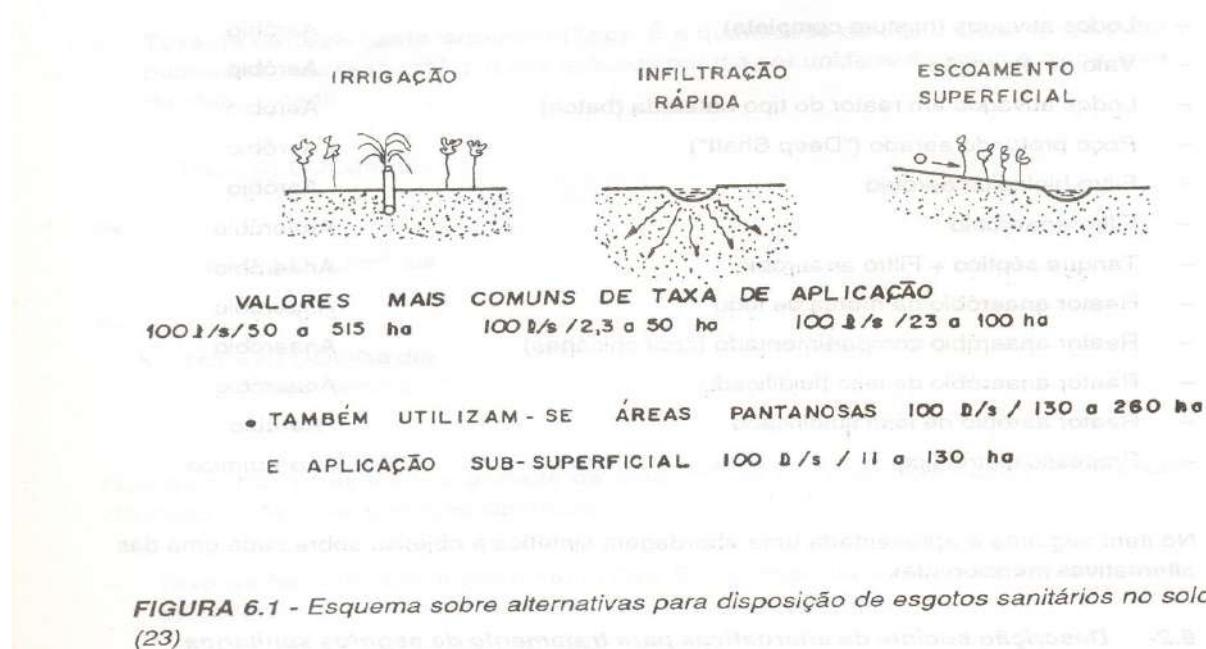
A primeira evidência do uso de tratamento de esgotos no solo foi constatada na antiga Atenas. Atualmente existem muitos sistemas funcionando, mesmo em países desenvolvidos; talvez o mais antigo possa ser atribuído à cidade de Bunziaw (Alemanha) (23), que está sendo operado há mais de 300 anos.

O tratamento do solo, de maneira geral, é concebido por ações biológicas e físico-químicas que ocorrem através de fenômenos atribuídos ao solo, plantas, bactérias, fungos, protozoários, vermes, etc.

Trata-se de solução muito interessante quando se dispõe de área suficiente, com topografia adequada e a custos acessíveis, desde que se tomem todos os cuidados relativos à segurança dos operadores e das comunidades vizinhas e também se respeite a capacidade do solo e das plantas que crescem na área utilizada para esse fim. Quando

se adota essa alternativa deve-se previamente efetuar um estudo profundo sobre o impacto que esse sistema provocará no ar, na água e no solo.

Na figura 6.1 apresentam-se esquemas das diferentes formas de se fazer disposição de esgotos no solo.



**FIGURA 6.1 - Esquema sobre alternativas para disposição de esgotos sanitários no solo**  
(23)

De maneira geral, são três as formas mais usuais para disposição de esgotos no solo, a saber: irrigação, infiltração rápida e por escoamento superficial. No primeiro caso usam-se aspersores e é possível explorar a ação das plantas (consumo de nutrientes e evapotranspiração) para melhorar o tratamento.

No caso de infiltração rápida ocupam-se áreas menores, porém o problema de contaminação do lençol subterrâneo fica agravado.

Quando se emprega a técnica de escoamento superficial, também conta-se parcialmente com a colaboração de ações de plantas, e, nesse caso, à jusante da área utilizada, deve-se dispor de canal para coleta do excesso não infiltrado.

Sempre que se utilizar a disposição no solo deve-se prever um amplo cinturão de proteção e área adicional de segurança.

### 6.2.2 – Lagoa Facultativa

O uso de lagoa facultativa é uma solução simples e de baixo custo, quando se dispõe de área com topografia adequada e de custo acessível.

Na figura 6.2 apresenta-se o esquema de uma lagoa facultativa com algumas características principais.

Neste caso, o único cuidado complementar é a previsão de tratamento preliminar provido de grade e de caixa retentora de areia. De maneira geral adota-se taxa de carregamento orgânico inferior a 250 Kg de DBO/ha.dia, no dimensionamento dessas unidades.

Essa é uma alternativa extremamente simples para construção, e que exige operação mínima, sem qualquer necessidade de se contratar operador especializado.

Quando bem dimensionada raramente uma lagoa facultativa produz maus odores, porém recomenda-se que não sejam construídas junto a áreas com residências. Deve-se

levar em consideração o sentido predominante dos ventos e localizá-las a pelo menos 500 metros de residências. Lagoas com geometria adequada e com tempo de detenção da ordem de 30 dias, podem promover elevada remoção de patogênicos, alcançando em certos casos, remoção de coliformes da ordem de 99,99%.

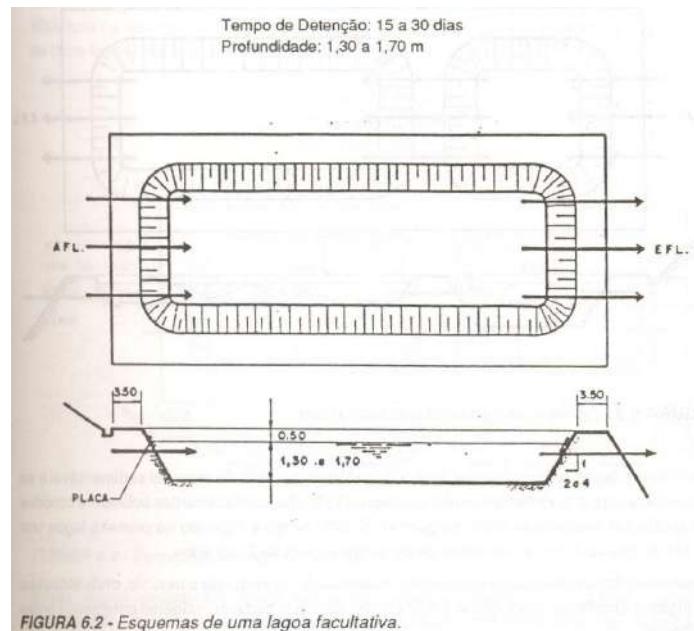


FIGURA 6.2 - Esquemas de uma lagoa facultativa.

### 6.2.3 – Lagoa Anaeróbia + Lagoa Facultativa

O uso de lagoa anaeróbia seguida por lagoa facultativa (sistema australiano) é uma das melhores soluções técnicas que existem e também é uma das mais econômicas, quando se dispõe de área adequada e de baixo custo.

Na figura 6.3 mostra-se esquematicamente um sistema do tipo australiano.

#### - Lagoa Anaeróbica

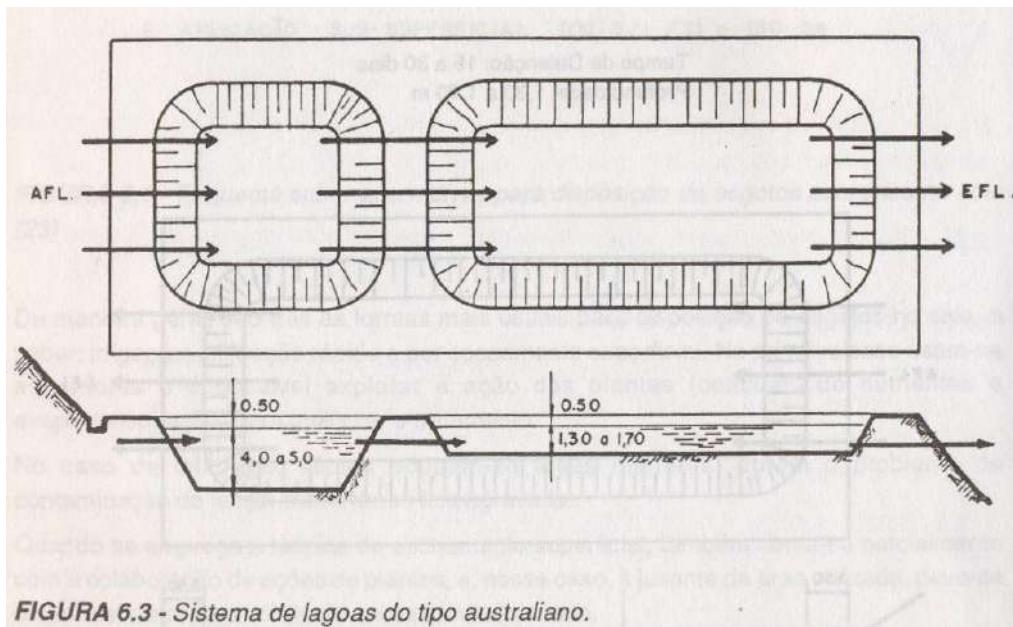
Tempo de detenção: 4 a 5 dias

Profundidade: 4,00 a 5,00 m

#### - Lagoa Facultativa

Tempo de detenção: 6 a 12 dias

Profundidade: 1,30 a 1,70 m



**FIGURA 6.3 - Sistema de lagoas do tipo australiano.**

Na primeira lagoa ocorre a retenção e a digestão anaeróbia do material sedimentável e na segunda ocorre preponderantemente a degradação dos contaminantes solúveis e contidos em partículas suspensas muito pequenas. O lodo retido e digerido na primeira lagoa tem de ser removido em intervalos que geralmente variam de 2 a 5 anos.

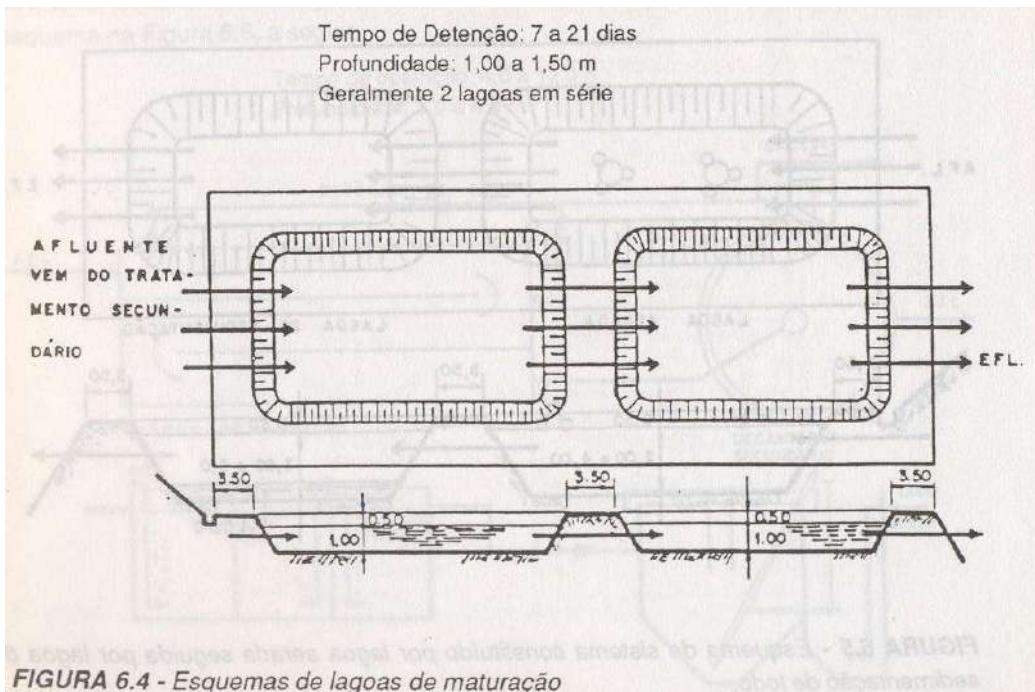
Na primeira lagoa predomina o processo anaeróbio e, na segunda o aeróbio, onde atribui-se às algas a função da produção e a introdução da maior parte de oxigênio consumido pelas bactérias.

Nesse caso, como em todas as situações em que se empregam lagoas, valem as mesmas recomendações destacadas em 6.2.2, assim como, deve-se ter cuidado especial para evitar-se grandes quantidades de líquido infiltrado que pode degradar a qualidade da água do lençol subterrâneo. Sugere-se o revestimento interno da lagoa com camada de argila, pintura asfáltica, etc, para atenuar esses problemas.

#### 6.2.4 – Lagoas de Maturação

Na realidade, as lagoas conhecidas com o nome de lagoas de maturação não constituem por si só, um sistema de tratamento, e sim, são utilizadas como tratamento complementar de efluentes secundários. Elas devem ser dimensionadas com taxas de carregamento orgânico muito inferiores do que aquelas empregadas para dimensionamento de lagoas facultativas.

Comumente se empregam duas lagoas em série, com profundidade entre 1,0 e 1,5 m (ou menor), com a função de melhorar a qualidade do efluente tratado e de possibilitar maior eficiência na remoção de organismos patogênicos. Na figura 6.4 apresenta-se esquema de duas lagoas de maturação, em série.



Essas lagoas podem ser implantadas, por exemplo, depois de sistema australiano, melhorando muita a qualidade do efluente tratado principalmente na remoção de patogênicos.

Atualmente existe tendência em se estimular a colocação de chicanas nessas lagoas para aumentar a sua capacidade em remover organismos patogênicos.

Essa técnica (uso de chicanas) também pode ser utilizada em lagoas facultativas, porém, caso não seja feito estudo criterioso, pode-se provocar a ocorrência de maus odores junto aos primeiros compartimentos “criados” pelas chicanas.

### 6.2.5 – Lagoa Aerada + Lagoa de Sedimentação de Lodo

Quando não se dispõe de área suficiente para se implantar sistema de lagoas de estabilização naturais, porém ainda dispõe de área considerável, pode-se utilizar um sistema constituído por lagoa aerada por lagoa de sedimentação de lodo. Veja a Figura 6.5.

#### - Lagoa Aerada

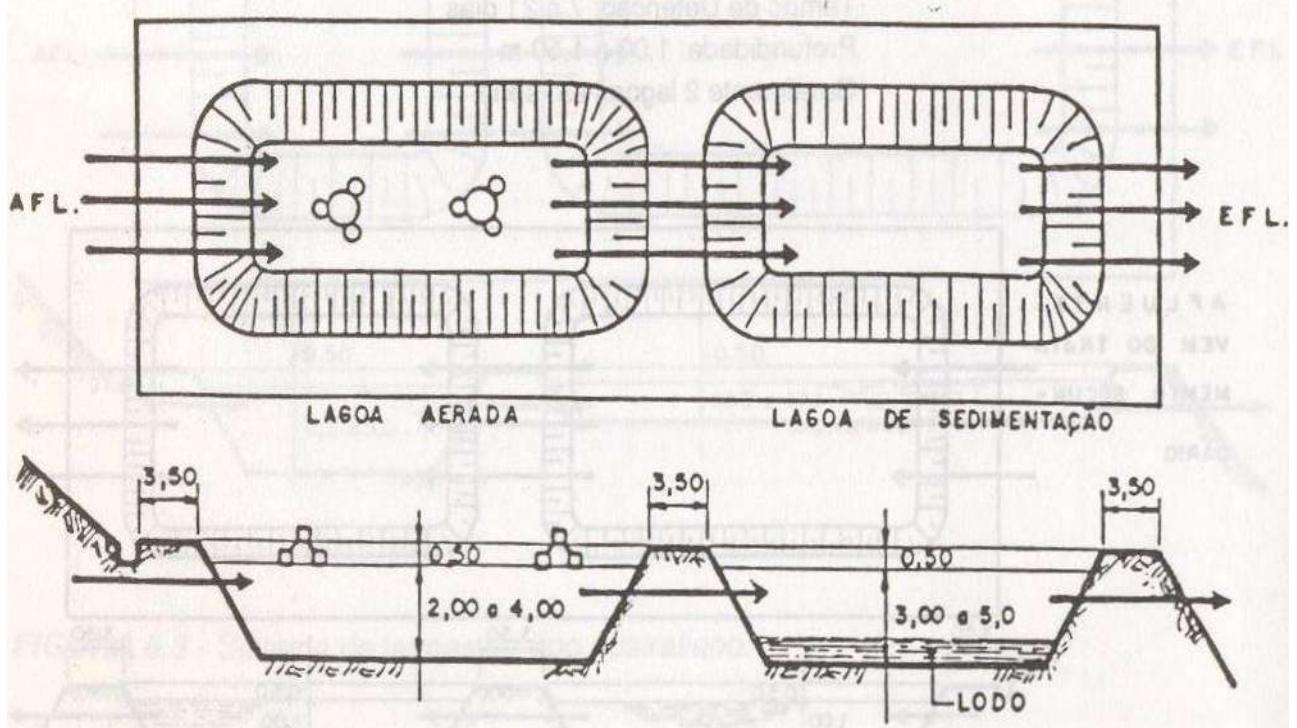
Tempo de retenção: 24 a 100 h

Profundidade: 2,00 a 4,00 m

#### - Lagoa de Sedimentação

Profundidade: 3,0 a 5,0 m

Remoção do Lodo: 2 a 4 anos



**FIGURA 6.5 - Esquema de sistema constituído por lagoa aerada seguida por lagoa de sedimentação de lodo.**

Nesse caso já se tem a necessidade de efetuar a aeração, na primeira lagoa, empregando-se aeradores superficiais ou difusores instalados no fundo da unidade.

Apesar de ser um sistema que exige manutenção relativamente simples, já se tem um fator a mais, e de grande importância, relacionado com o consumo de energia elétrica.

Essa lagoa aerada, quando precedida de decantador primário, pode ter tempo de detenção menor, porém quando somente se usa grade e caixa de areia, normalmente se emprega tempo de detenção hidráulico superior a 2 e 3 dias.

Na aeração há a produção de lodo biológico que tem de ser removido antes do lançamento dos efluentes no corpo receptor. Por esse motivo emprega-se uma segunda lagoa que tem por objetivo a retenção e a digestão desse resíduo.

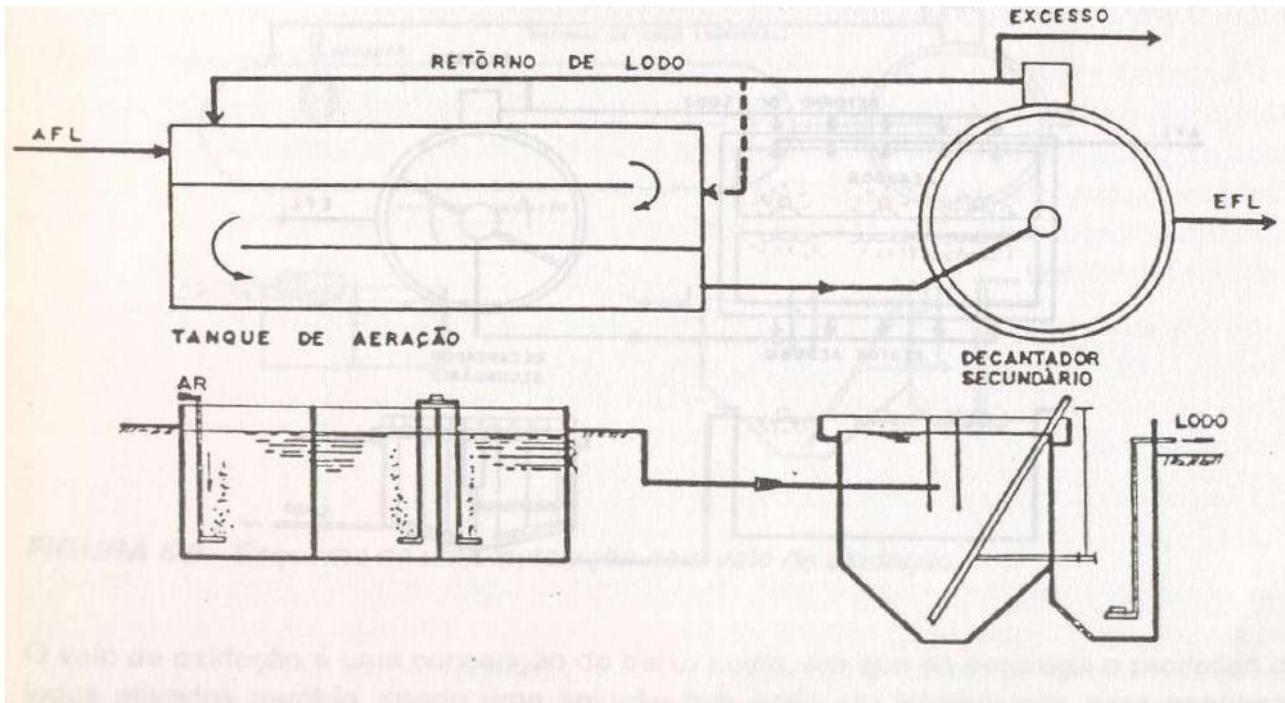
Naturalmente esse lodo tem de ser removido em intervalos regulares e disposto em local adequado. Geralmente efetua-se a limpeza dessa lagoa em intervalos de 2 a 4 anos.

#### 6.2.6 – Sistema De Lodos Ativados Convencional

Esse processo provavelmente foi utilizado pela primeira vez há cerca de 90 anos e constitui uma verdadeira revolução tecnológica para tratamento de águas residuárias. Ele se baseia em processo biológico aeróbio e parte do princípio que se tem de evitar a fuga descontrolada de bactérias ativas produzidas no sistema e que, portanto, deve-se recirculá-la de modo a se manter a maior concentração possível de microrganismos ativos no reator aerado. Veja esquema na Figura 6.6, a seguir.

Tempo de detenção: 4,0 a 12,0 h

Profundidade: 2,0 a 4,0 m



**FIGURA 6.6 - Esquema do processo de lodo ativados convencional**

Esses microrganismos produzem flocos que podem ser removidos por sedimentação em decantador secundário (ou flotador por ar dissolvido). Parte do lodo é recirculada ao reator aeróbio e parte é descartada para tratamento e destino final. Nesse caso também é obrigatório o uso de decantador primário.

Esse sistema tem a vantagem de se basear em tecnologia conhecida perfeitamente e de alta eficiência e, adicionalmente, ocupa espaços relativamente pequenos quando se compara com as propostas anteriores; porém, a operação exige pessoal especializado e o consumo de energia elétrica é bastante elevado.

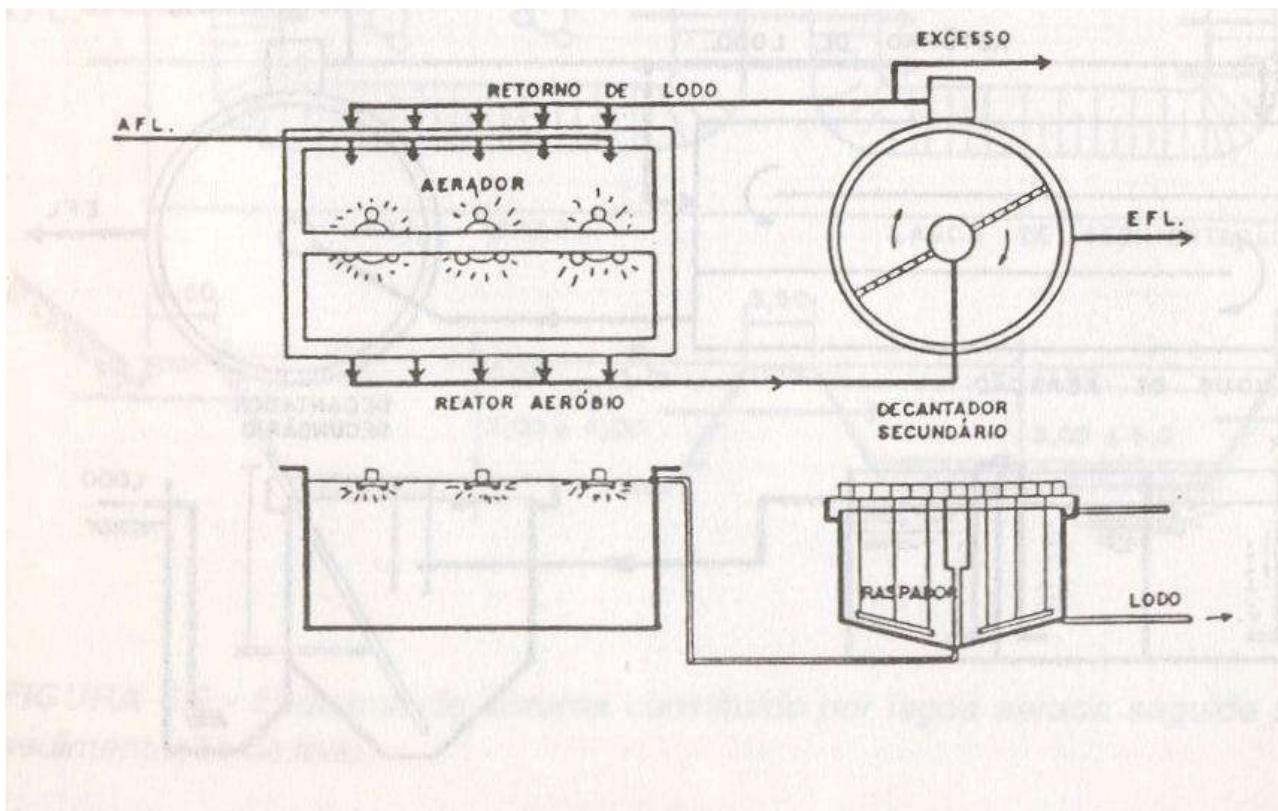
Provavelmente, nos países desenvolvidos essa alternativa e aquela descrita no item 6.2.7 são empregadas em mais de 90% das estações de médio e grande porte.

### 6.2.7 – Sistema de Lodos Ativados com Reator de Mistura Completa

Esse sistema é uma variação da proposta anterior. No caso de lodos ativados convencional geralmente se emprega aeração com difusores ao longo de reatores que apresentem cumprimento acentuado e, neste caso, empregam-se reatores retangulares, com aeradores superficiais (ou outros tipos mais sofisticados, quando a profundidade supera 5,0 m) e se promove mistura bastante intensa para se ter uma homogeneização possível do líquido a ser tratado. Veja Figura 6.7.

Tempo de detenção: 1,5 a 12,0 h

Profundidade: 2,0 a 3,0 m



**FIGURA 6.7 - Esquema de instalação de lodos ativados de mistura completa.**

Esse sistema oferece, de maneira geral, para esgotos sanitários, as mesmas vantagens e desvantagens básicas atribuídas ao descrito em 6.2.6.

Vale acrescentar que o sistema de lodos ativados pode ser empregado segundo uma série de variações no que concerne: concepção das unidades que o compõem, recebendo nomes técnicos distintos, porém sempre se baseando na recirculação de sólidos biológicos e na manutenção da maior quantidade possível de microrganismos em suspensão no reator biológico.

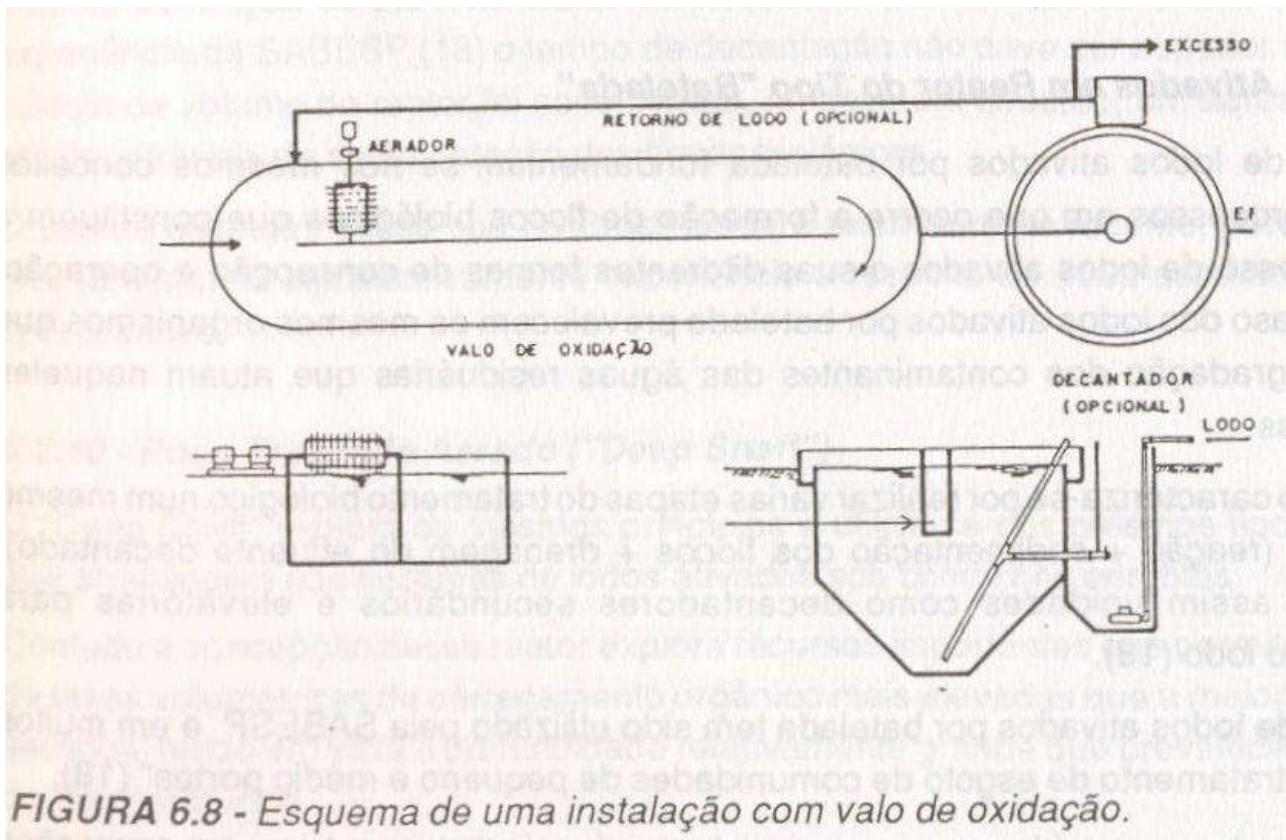
É interessante mencionar o fato de que também existe o sistema de lodos ativados empregando-se o processo anaeróbio.

Neste caso não se promove a aeração e o reator só tem dispositivo mecânico para mistura e, naturalmente, é coberto para não entrar em contato com o ar. O sistema de lodos ativados anaeróbio atualmente é muito pouco utilizado, nessa forma de concepção.

### 6.2.8 – Valo De Oxidação

Na Figura 6.8 apresenta-se um esquema de instalação de valos de oxidação, incluindo o decantador secundário.

Tempo de detenção: 18 a 24 h  
 Profundidade: 1,5 a 4,0 m



**FIGURA 6.8 - Esquema de uma instalação com valo de oxidação.**

O valo de oxidação é uma concepção de baixo custo, em que se emprega o processo de lodos ativados aeróbio, sendo uma solução que pode ser interessante para pequenas comunidades.

Esse sistema foi concebido e desenvolvido pelo pesquisador holandês A. Pasveer, em 1956, e é constituído basicamente por uma canal no qual é mantido o despejo líquido em movimento contínuo através de agitadores, de eixo horizontal (01).

Em certos casos o reator biológico pode ser operado intermitentemente, eliminando assim o uso de decantador secundário. Neste caso deve-se dispor de duas unidades que são operadas em paralelo; enquanto uma é mantida em funcionamento a outra pode ter seu(s) aerador(s) desligado(s), permitindo-se a sedimentação de lodo. A seguir o sobrenadante é descartado e depois é novamente iniciado outro ciclo com enchimento da unidade e o acionamento da aeração.

Atualmente esse conceito de operação por “batelada” (“batch”) está novamente voltando a ser estudado e utilizado, para pequenas e médias instalações. Na nova conceituação não se usa obrigatoriamente canais como reator aerado, podendo-se employar mais comumente reatores de mistura completa operados intermitentemente (“sequencing batch reactor”).

Em 1965 a empresa holandesa DHV propôs modificações na concepção inicial dos valos de oxidação, denominando a nova proposta de sistema carrossel. Neste caso utilizam-se canais de grande porte e aeradores superficiais estrategicamente localizados (apud 01).

Quando se emprega valos de oxidação recomenda-se a utilização de, pelo menos, grade e caixa retentora de areia como pré-tratamento dos esgotos.

### **6.2.9 – Lodos Ativados Em Reator Do Tipo “Batelada”**

Os sistemas de lodos ativados por batelada fundamentam-se nos mesmos conceitos básicos dos processos em que ocorre a formação de flocos biológicos que

constituem a base do processo de lodos ativados e suas diferentes formas de concepção e operação. Também no caso dos lodos ativados por batelada prevalecem os mesmos organismos que efetuam a degradação dos contaminantes das águas residuárias que atuam naqueles outros sistemas.

Esse processo caracteriza-se por realizar várias etapas do tratamento biológico num mesmo tanque reator (reação + sedimentação dos flocos + drenagem do efluente decantado), dispensando assim unidades como decantadores secundários e elevatórios para recirculação do lodo (18).

“O processo de lodos ativados por batelada tem sido utilizado pela SABESP e em muitos países para o tratamento de esgoto de comunidades de pequeno e médio portes” (18).

Em essência pode-se considerar que esses sistemas funcionam com base em operações seqüenciais empregando-se apenas um ou mais tanques, que funcionam como tanque de aeração e como decantador secundário.

A seqüência completa envolve várias fases de operação. Primeiramente é permitido o acesso dos esgotos ao tanque, promovendo o seu enchimento. Naturalmente, ao se executar essa etapa, já há significativa quantidade de microrganismos retidos no fundo, sedimentados após a última etapa do ciclo anterior.

Após a fase de enchimento é realizada a fase de reação em que o reator permanece sob intensa aeração, quando ocorre o contato íntimo entre os microrganismos e os substratos.

Em seguida é interrompida a fase de aeração e o reator é mantido sem agitação, para que ocorra a sedimentação dos flocos biológicos que se formaram na fase anterior; dessa maneira ocorre o acúmulo do lodo no fundo da unidade, no qual existe elevada concentração de microrganismos que participam da depuração dos esgotos.

Em seguida pode ser efetuada a descarga do sobrenadante, que é constituído pelos efluentes tratados.

O lodo sedimentado é utilizado como inóculo e como massa de organismos que irá atuar na degradação dos esgotos que serão lançados no reator, no novo ciclo.

Naturalmente, como qualquer outro sistema de lodos ativados, parte do lodo produzido deve ser descartada regularmente para se manter as condições ideais de tempo de retenção celular (idade do lodo), para cada caso. Esse fato exige que esse sistema tenha também as mesmas necessidades para desidratação e disposição final do lodo como outras concepções envolvendo lodos ativados.

Em artigo de Kamiyama e Tsutiya (18) é mostrado exemplo em que foi considerado tempo mínimo de reação de 2,5 h na vazão de pico, incluindo o tempo de enchimento. Segundo experiência da SABESP (18) o tempo de decantação não deve ser superior a 5,0 h. Para o cálculo de volume do reator foi considerado, no caso em questão, um acréscimo de 50%, em decorrência da sedimentação dos flocos biológicos.

O uso de sistemas desse tipo no Brasil ainda é relativamente recente, porém a SABESP (18) já acumula significativamente experiência à respeito de seus aspectos de projeto e operacionais.

### **6.2.10 – Poço Profundo Aerado (“Deep Shaft”)**

O “Deep Shaft” explora os mesmos princípios e utiliza-se dos mesmos tipos de bactérias que prevalecem nos sistemas de lodos ativados sob condições aeróbias.

Contudo a concepção desse reator explora recursos importantes que permitem a utilização de taxas volumétricas de carregamento orgânico mais elevadas que a maioria dos reatores aerados, tendo em vista a profundidade relativamente grande que prevalece na construção do poço profundo.

Em função dessa profundidade e da elevada turbulência que prevalece na unidade,

são beneficiados os fenômenos da difusão do oxigênio para dentro dos flocos biológicos, e também, ocorre maior tempo de permanência das bolhas no interior do reator.

Na Figura 6.9 apresenta-se um corte esquemático desse tipo de reator e um provável fluxograma básico de um sistema de tratamento de esgotos sanitários envolvendo o uso de poço profundo aerado (15).

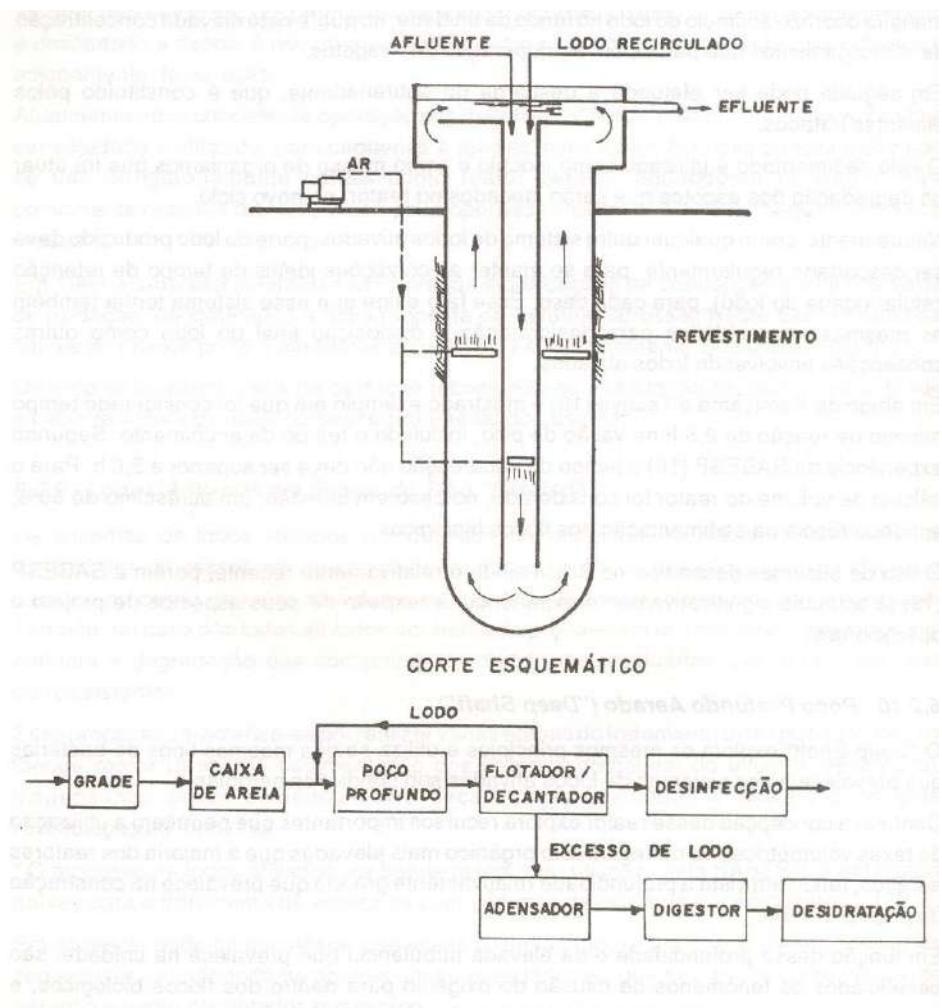


FIGURA 6.9 - Esquema de um poço profundo aerado ("Deep Shaft") - (15)

O ar é introduzido no reator em que ocorre o escoamento no sentido inverso (15).

Já existem dezenas de instalações em operações (construídas a partir de 1975), principalmente no Japão, Canadá, Inglaterra e Estados Unidos, com diâmetro variando entre 0,5 e 6,4 m e profundidade, entre 40,0 e 150,0 m, preponderadamente. O tempo de detenção hidráulico é relativamente pequeno, variando na faixa de 0,8 a 9,0 h, na maioria dos casos (15).

Segundo dossiê elaborado pela Engecorps (15), pode-se alcançar taxas de transferências de oxigênio de até 3 Kg O<sub>2</sub>/m<sup>2</sup>h, sob condições adequadas de projeto e operação.

Para esgotos sanitários esse sistema permite a eliminação do decantador primário porém exige a posterior clarificação do efluente do reator biológico para remoção de sólidos suspensos.

Assim sendo, após o poço profundo aerado deve ser prevista a flotação ou a sedimentação dos flocos biológicos.

Naturalmente, parte desses sólidos é recirculada e parte (excesso) é submetida aos processos e operações usuais para adensamento, desidratação e disposição final,

como qualquer sistema de lodos ativados convencional ou de mistura completa.

Quando se utiliza a decantação, posterior ao processo biológico, deve-se prever uma unidade de degazeificação à jusante do poço profundo para remoção de pequenas bolhas que podem prejudicar a sedimentação dos flocos (15).

Finalizando essa sucinta abordagem sobre poços profundos aerados, pode-se considerar que esta opção pode ser incorporada no elenco de alternativas que devem ser ponderadas técnica e economicamente para escolha da melhor solução para tratamento de esgotos sanitários de uma localidade, principalmente em casos em que se dispõe de área reduzida (ou muito onerosa) ou quando se tem de executar interceptores e emissários muito longos e/ou de alto custo para transportar os esgotos para regiões mais distantes.

### 6.2.11 – Filtro Biológico Aeróbio

O filtro biológico provavelmente foi utilizado pela primeira vez há cerca de 100 anos (apud 08).

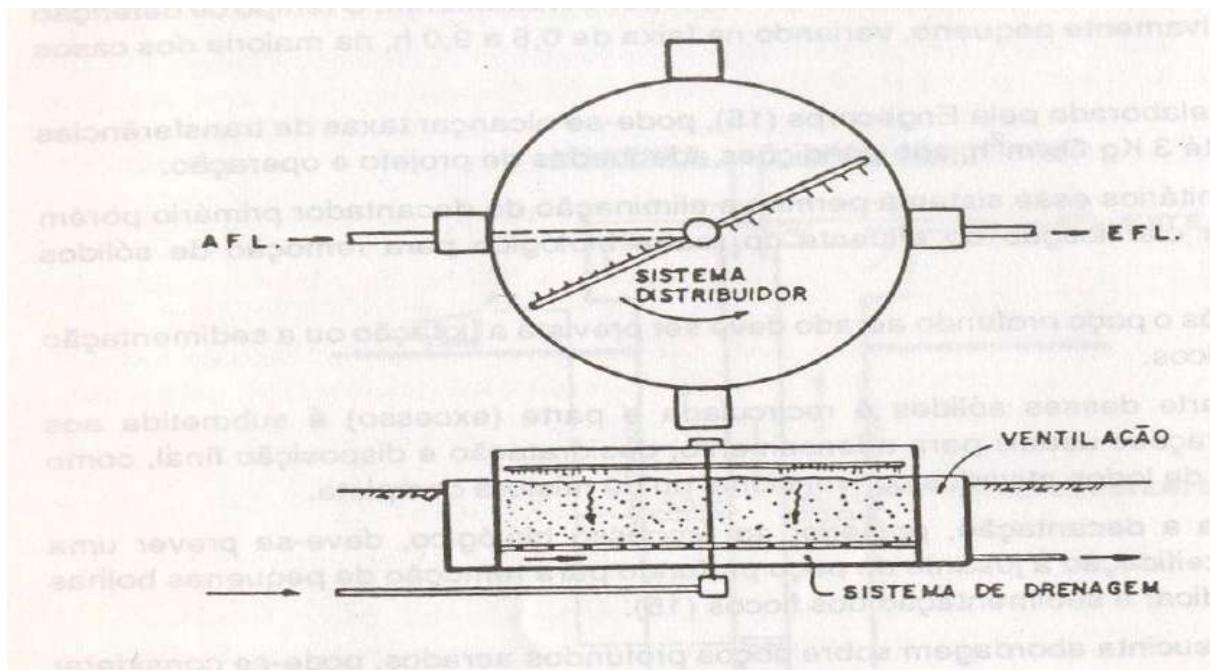
A concepção deste reator difere fundamentalmente daquela empregada no caso de lodos ativados.

No caso de filtro biológico configura-se um reator de fluxo descendente denominado de leito fixo e de filme fixo, ou seja, os microrganismos são mantidos aderidos a um material suporte que constitui o recheio da unidade. Na Figura 6.10 apresenta-se o esquema de um filtro biológico aeróbio.

Taxa de Aplicação Superficial: 1 a 200 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> dia

Altura: 1,50 a 12,0 m

Recheio: Seixos Rolados, Módulos de Material Sintético, etc.



**FIGURA 6.10 - Esquema de um Filtro biológico aeróbio**

Basicamente o filtro biológico aeróbio consta de um leito de pedras ou de meios de outros materiais inertes com forma, tamanho e interstícios adequados, que permitem a livre circulação natural (ou forçada) de ar, sobre o qual dispositivos de distribuição (geralmente giratórios) lançam os esgotos sanitários que percolam por entre as peças que constituem o referido recheio.

Enquanto o líquido percola através do leito ocorre o contato entre os materiais a serem degradados e os organismos que se mantêm constituindo um biofilme aderido ao suporte.

É obrigatório o uso de decantadores primário e secundário. Em certos casos promove-se a recirculação do efluente do decantador secundário.

Mais recentemente também tem-se utilizado a recirculação de parcela do lodo no decantador secundário, porém submetendo-se esse material a uma aeração adequada.

Apesar de muito pouco usado no Brasil, o filtro biológico aeróbio pode constituir-se em um tratamento atrativo, pois apesar de utilizar-se do processo aeróbio necessita de baixo consumo de energia em relação ao sistema de lodos ativados.

Outro reator aeróbio de filme fixo que praticamente é uma evolução técnica mecanizada do filtro aeróbio trata-se do "bio-disco". Essa alternativa baseia-se no uso de um suporte fixo de grande área superficial, que gira parcialmente imerso nas águas residuárias a tratar. Esse processo permite que haja o desenvolvimento do biofilme fixo capaz de degradar aerobicamente os despejos, com grande produtividade.

### 6.2.12 – Filtro Biológico Anaeróbio

O filtro anaeróbio é constituído essencialmente por um tanque com recheio de pedras, peças cerâmicas de material sintético ou de outros materiais que servem de suporte para microrganismos. Adicionalmente à ocorrência do biofilme, nos interstícios do leito do reator também evoluem flocos ou grânulos que possuem elevada participação de microrganismos que atuam na degradação dos contaminantes da água residuária. Na Figura 6.11 apresenta-se o esquema de um filtro anaeróbio com recheio de pedra (brita nº 4).

A maior parte dos filtros anaeróbios funcionam como leito submerso e fluxo ascendente, porém essas unidades também podem funcionar com fluxo descendente.

Tempo de detenção: 15 a 30 h  
Profundidade do leito: 1,00 a 1,20 m

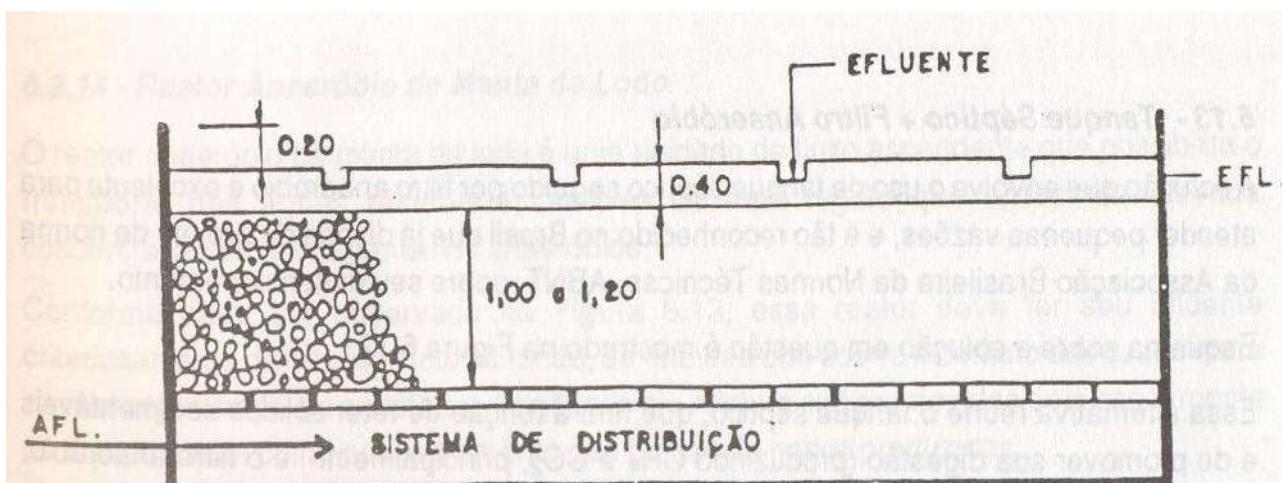


FIGURA 6.11 - Corte esquemático de um filtro anaeróbio com leito de pedras (brita nº 4)

O interesse pelo filtro anaeróbio deve-se, em princípio, a publicações de YOUNG e McCARTY (22,32) em 1968 e 1969, elaboradas com base na operação de pequenas instalações de laboratórios a partir de 1963. Esses trabalhos têm valor histórico pois demonstram que efluentes com DBO relativamente baixa poderiam ser tratadas anaerobicamente, ao contrário do que muitos pesquisadores pensavam até então.

Filtros biológicos, em boas condições de funcionamento podem apresentar eficiência elevada de remoção de DQO e não exigem unidade de decantação complementar (decantador secundário), pois nesses casos o teor de sólidos no efluente é bastante baixo e o resíduo arrastado pela água apresenta aspecto semelhante ao de pequenas partículas de carvão suspensas em líquido bastante clarificado, para a maioria dos despejos líquidos.

É muito importante que o efluente a tratar tenha teores de sólidos suspensos e de óleos e graxas relativamente baixos.

A altura total das unidades pode variar na faixa de 3m até 13m quando se usam recheios comerciais (10); embora, para recheios com pedras, essa faixa de altura seja superior à compatível, por restrições estruturais e funcionais. Além disso, dependendo da situação, pode-se praticamente desprezar-se o fundo falso, para recheios comerciais.

Na opinião do autor do presente texto, quando se optar pelo emprego d pedras (brita nº4), a altura do leito pode ser adotada na faixa de 0,80 a 1,2m.

O processo biológico que se desenvolve nesse reator (anaeróbio) leva à produção de metano ( $\text{CH}_4$ ), cujo aproveitamento dificilmente poderia ser feito economicamente quando se usa leito de pedras (área superficial grande, que onera a cobertura), porém é passível de análise quando se empregam meios sintéticos e leito de altura relativamente grande.

### **6.2.13 – Tanque Séptico + Filtro Anaeróbio**

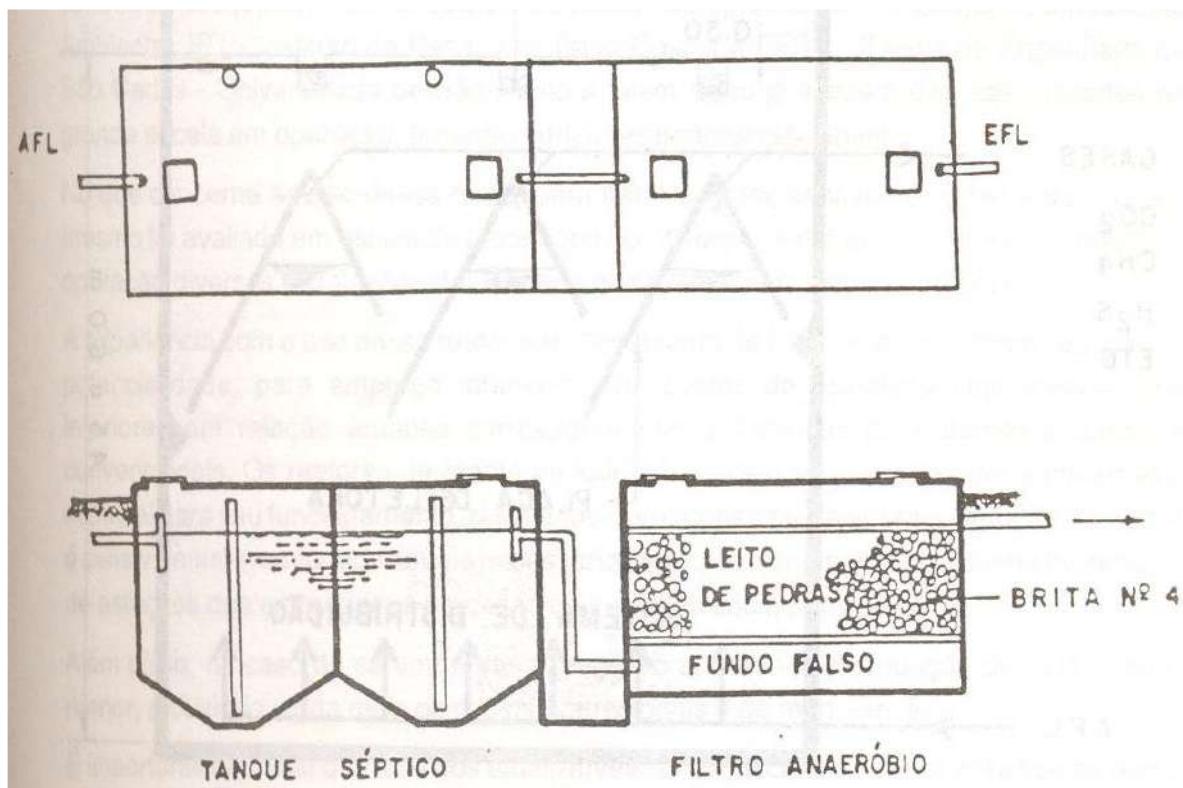
A solução que envolve o uso de tanque séptico seguido por filtro anaeróbio é excelente para atender pequenas vazões, e é tão reconhecido no Brasil que já dispõe de projeto de norma da Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, sobre seu dimensionamento.

Esquema sobre a solução em questão é mostrado na Figura 6.12.

Essa alternativa reúne o tanque séptico, que tem a função de reter sólidos sedimentáveis e de promover sua digestão (produzindo  $\text{CH}_4$  e  $\text{CO}_2$ , principalmente) e o filtro anaeróbio, que retém sólidos mais finos e também aumenta a eficiência do conjunto através da degradação adicional de compostos presentes no efluente da unidade anterior.

O lodo digerido, retido no tanque séptico, tem de ser removido em intervalos de 1 a 2 anos e deve ter destino apropriado.

Tanque séptico  
Tempo de detenção:  
Líquido: 12 a 24h  
Remoção de lodo: 300 a 400 dias



**FIGURA 6.12 - Esquema de tanque séptico seguido por filtro aneróbio.**

#### 6.2.14 – Reator Anaeróbico De Manta De Lodo

O reator anaeróbico de manta de lodo é uma unidade de fluxo ascendente que possibilita o transporte das águas residuárias através de uma região que apresenta elevada concentração de microrganismos anaeróbios.

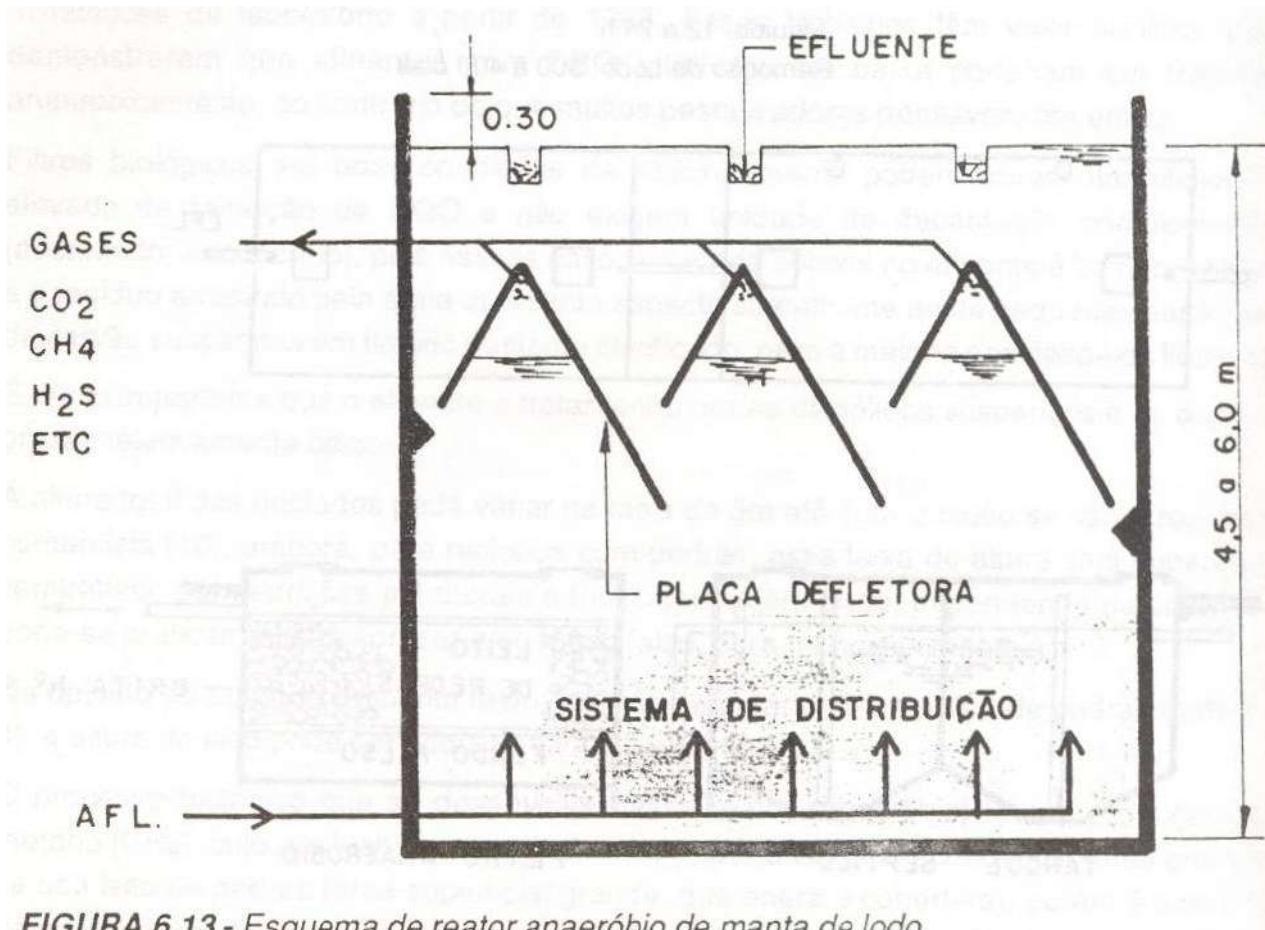
Conforme pode ser observado na Figura 6.13, esse reator deve ter seu afluente criteriosamente distribuído junto ao fundo, de maneira que ocorra o contato adequado entre os microrganismos e o substrato. A agitação e a mistura são promovidas pelo escoamento do líquido assim como pelo movimento das bolhas de gases produzidos.

Esse reator oferece condições para que grande quantidade de lodo biológico fique retida no interior do mesmo em decorrência das características hidráulicas do escoamento e também da natureza desse material que apresenta boas características de sedimentação, conseqüentes de fatores físicos e bioquímicos que estimulam a floculação e a granulação.

Acima da região em que ocorrem a manta de lodo e o leito de lodo existe uma região com dispositivos destinados à sedimentação de sólidos e à separação de gases.

Tempo de Detenção: 6 a 15 h

Profundidade: 4,5 a 6,0 m



**FIGURA 6.13 - Esquema de reator anaeróbio de manta de lodo.**

A proposição e a difusão desse reator, assim concebido é atribuída a LETTINGA e colaboradores (19), (20), (21), que em 1973 efetuaram montagem de unidade em escala de laboratório, na Universidade de Wageningen – Holanda. Logo em seguida foram construídas unidades piloto com volume de 6m<sup>3</sup> e 300m<sup>3</sup>, recebendo como afluente águas residuárias de indústrias produtora de açúcar de beterraba. Esses reatores apresentavam as condições que caracterizam o reator de manta de lodo (“Up Flow Anaerobic Sludge Blanket” – UASB), tal como ora é conhecido.

Na referida instalação piloto de 6m<sup>3</sup> foram aplicadas cargas orgânicas da ordem de 36 Kg de DQO/m<sup>3</sup>, e, em outro reator alimentado com águas residuárias de indústria de processamento de batatas (volume: 6m<sup>3</sup>), foi obtida eficiência de 70 a 90%, aplicando-se carga orgânica de 15 Kg de DQO/m<sup>3</sup>. Nesses estudos foram atingidos tempos de detenção hidráulicos da ordem de 4h.

Lettinga assegura que é possível o tratamento de efluentes industriais contendo alta carga orgânica solúvel (DQO: 1.000 a 1.500 mg/l), empregando o reator UASB, com cargas maiores que 25 Kg de DQO/m<sup>3</sup>, tempo de detenção hidráulico mínimo de 3 h e temperatura de operação de 30°C. Os principais despejos mencionados por esse pesquisador são provenientes do processamento ou produção dos seguintes itens: amido de batata, açúcar de beterraba, conservas alimentícias, abatedouros, álcool e laticínios.

No Brasil, esse tipo de reator também vem sendo estudado intensivamente em diversos centros de pesquisas, entre os quais a CETESB – Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental, IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas e EESC – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo e, além disso já existem diversas unidades de grande escala em operação, tratando águas residuárias industriais.

No que concerne ao uso desse reator para tratar esgotos sanitários, pode-se dizer que o mesmo foi avaliado em escala de laboratório por diversas entidades, e, já se

encontram em operação diversas instalações de pequeno porte, em vários estados do Brasil.

A experiência com o uso desse reator para tratamento de esgotos demonstram sua grande potencialidade, para emprego intensivo com custos de operação significativamente inferiores em relação àqueles correspondentes a sistemas de tratamento aeróbios convencionais. Os reatores de manta de lodo não necessitam de qualquer equipamento especial para seu funcionamento, resultando que o consumo de energia elétrica neste caso é sensivelmente menor que aquele necessário para o funcionamento do sistema de aeração de estações que empregam o processo de lodos ativados, por exemplo.

Além disso, no caso de se empregar o processo anaeróbio, a produção de lodo é muito menor, reduzindo ainda mais os custos operacionais e de manutenção.

É importante destacar que face aos atuais níveis de conhecimento sobre esse tipo de reator é conveniente que se elaborem projetos com unidades que respeitem diretrizes que levem ao dimensionamento conservador e que, sempre que necessário, sejam previstas unidades subsequentes para complementação do tratamento processado na unidade em questão.

Após o melhor conhecimento do desempenho dos reatores de grande porte que hoje se encontram em construção, então poder-se-á elaborar projetos mais ousados.

No Estado de São Paulo já foram projetadas diversas estações de porte considerável para tratamento de esgotos sanitários, contudo, em todos os casos serão utilizados reatores anaeróbios de manta de lodo seguidos por unidade de tratamento complementar.

Como consideração final, recomenda-se que se promova a queima dos gases produzidos, pelo menos em casos em que esses reatores se encontrem em áreas urbanizadas. Para o futuro, após os reatores entrarem em operação, poder-se-á efetuar estudos técnico e econômico visando avaliar a potencialidade do aproveitamento do gás metano, em cada caso.

### **6.2.15 – Reator Anaeróbio Com Chicanas**

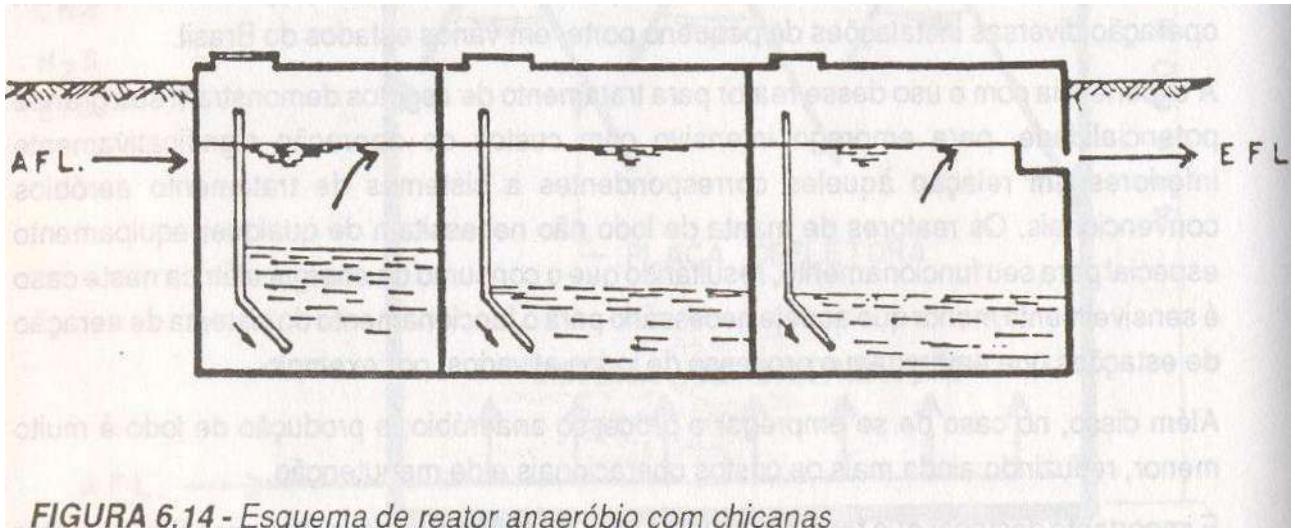
Trabalhos publicados entre 1980 e 1985 (apud 03 02), demonstraram, através de estudos em laboratórios, que seria possível o tratamento anaeróbio de despejos líquidos, empregando-se reator do tipo do apresentado na Figura 6.14.

O reator proposto constitui-se de uma unidade que dispõe de diversas chicanas verticais distribuídas de maneira semelhante àquelas utilizadas em sistemas hidráulicos de flocação de águas para abastecimento.

O líquido apresenta movimentos descendentes e ascendentes necessariamente, atravessando as regiões de elevada concentração de microrganismos ativos, que se formam junto ao fundo do reator.

Tempo de detenção: 12,0 a 24,0 h.

Profundidade: 2,5 a 3,5 m



**FIGURA 6.14 - Esquema de reator anaeróbio com chicanas**

Trata-se de proposta interessante, pois esse reator, exige menor altura que o reator anaeróbio de manta de lodo (UASB), pode ser facilmente construído enterrado, ao mesmo tempo que apresenta a maioria das vantagens do processo que também ocorre no reator UASB. Contudo, à medida que se aumentam as dimensões desse reator, crescem as dificuldades de projeto para que tenham boas condições de funcionamento. Considera-se, portanto, que essa proposta ainda deve ser objeto de pesquisa para que se conheçam todos os seus aspectos positivos e negativos.

No Brasil, a primeira unidade de porte médio a ser construída encontra-se na cidade de Cosmópolis – SP, mediante projeto da Secretaria Executiva do Consórcio das Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí. Na escola de Engenharia de São Carlos, USP, também encontra-se em operação uma unidade piloto desse tipo de reator.

#### **6.2.16 – Reatores de Leito Fluidificado/Expandido**

O reator de leito fluidificado ou de leito expandido é um reator não convencional, contendo um “leito” com partículas inertes de pequenas dimensões, que é submetido a fluxo ascendente suficiente para provocar a sua fluidificação/expansão.

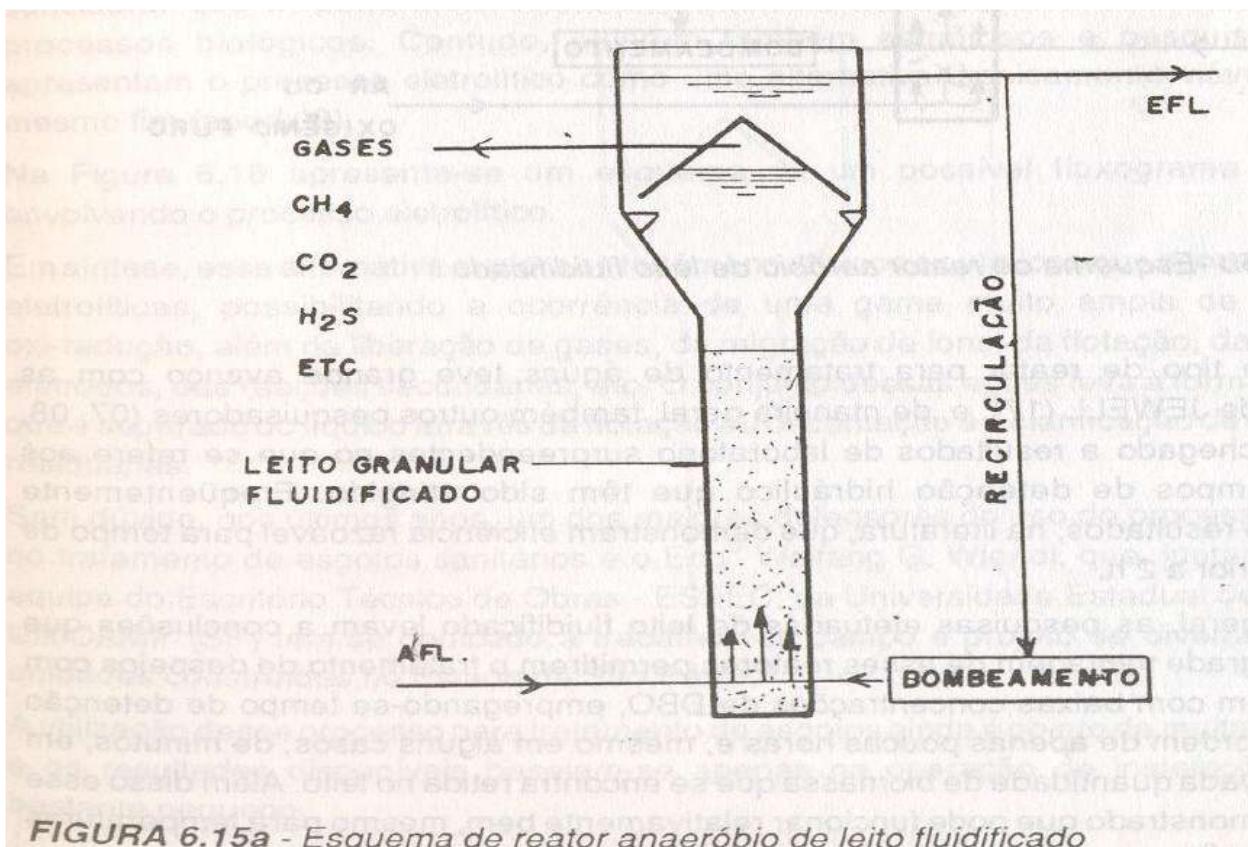
Essas partículas oferecem grande superfície específicas para a fixação de microrganismos, ao mesmo tempo que sua densidade, sendo maior que a dos próprios microrganismos, possibilita aplicação de cargas hidráulicas relativamente grandes sem a perda dos mesmos (dentro de certos limites) através do arrasto pelo afluente.

A fina camada biológica que se desenvolve em torno das partículas permite boa difusão do substrato para as camadas mais profundas desta película, sendo reduzida ao mínimo, ou mesmo não existindo camadas inativas, a exemplo do que ocorre em filtros anaeróbios e filtros biológicos. A independência entre partículas, por sua vez, evita diminuição da superfície específica e entupimentos no decorrer do tempo.

Nas Figuras 6.15a e 6.15b são apresentados esquemas de reatores de leito fluidificado, a primeira relativa ao emprego de processo anaeróbio e a segunda, ao aeróbio.

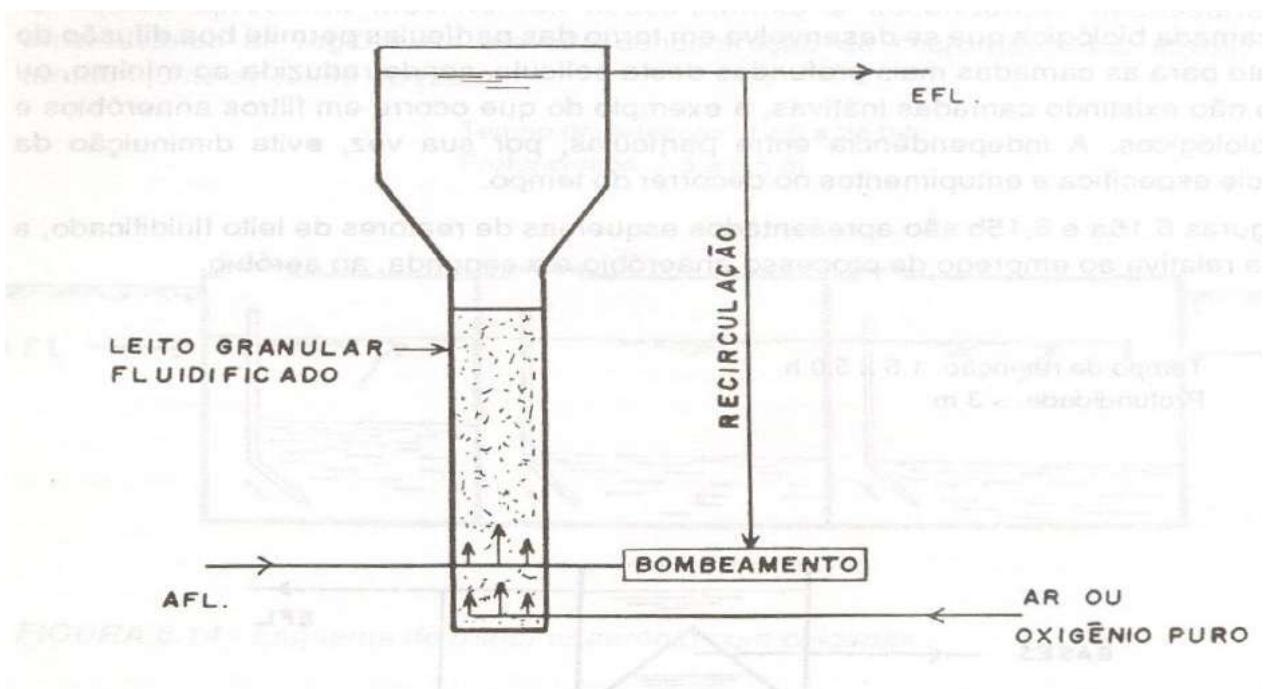
Tempo de retenção: 1,5 a 5,0 h

Profundidade: > 3 m



**FIGURA 6.15a - Esquema de reator anaeróbio de leito fluidificado**

Tempo de retenção: 1,0 a 2,0 h  
 Profundidade: > 3 m



**FIGURA 6.15b - Esquema de reator aeróbio de leito fluidificado**

O uso desse tipo de reator para tratamento de águas teve grande avanço com as proposições de JEWELL (17), e, de maneira geral, também outros pesquisadores (07, 08, 11, 29) têm chegado a resultados de laboratório surpreendentes no que se refere aos pequenos tempos de detenção hidráulico que têm sido atingido. Freqüentemente encontram-se resultados, na literatura, que demonstram eficiência razoável para tempo de detenção inferior a 2 h.

De maneira geral, as pesquisas efetuadas de leito fluidificado levam a conclusões que confirmam a grande vantagem de esses reatores permitirem o tratamento de despejos com altas e também com baixas concentrações de DBO, empregando-se tempo de detenção hidráulico da ordem de apenas poucas horas e, mesmo em alguns casos, de minutos, em função da elevada quantidade de biomassa que se encontra retida no leito. Além disso esse reator tem demonstrado que pode funcionar relativamente bem, mesmo para temperaturas da ordem de 10°C.

Esse tipo de reator vem merecendo também uma série de pesquisas que visam tornar seus custos de operação mais reduzidos, pois existe a imposição de consumo de energia através da exigência de que deve ser mantido expandido ou fluidificado durante sua operação. Assim sendo, encontram-se em estudos diversos materiais para construir o suporte granular assim como o seu melhor tamanho e distribuição granulométrica.

Apesar do grande número de pesquisas efetuadas em escala de laboratório e em escala piloto, ainda é muito pequeno o número de unidades em escala de protótipo que se encontram em funcionamento.

Como se trata de excelente recurso para tratamento de esgotos sanitários e de águas residuárias industriais, fica evidente a necessidade de se ter informações mais aprofundadas nesse sentido.

Trata-se, portanto, de alternativa com grande potencialidade, que ainda demanda mais pesquisa para que possa vir ser usada em larga escala no Brasil (08).

### **6.2.17 – Tratamento por Processo Eletrolítico**

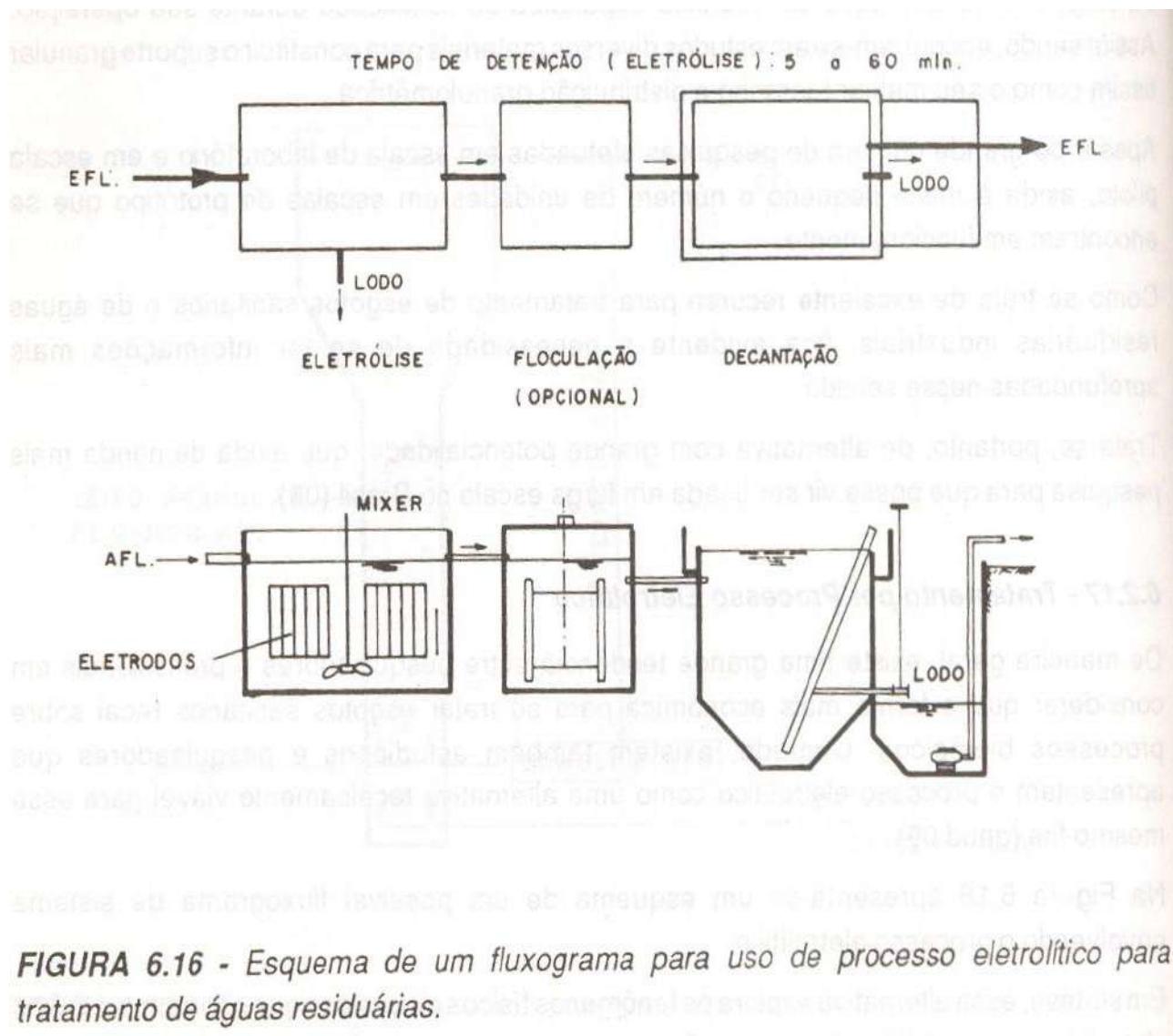
De maneira geral, existe uma grande tendência entre pesquisadores e profissionais em considerar que a forma mais econômica para se tratar esgotos sanitários recai sobre processos biológicos. Contudo, existem também estudiosos e pesquisadores que apresentam o processo eletrolítico como uma alternativa tecnicamente viável para esse mesmo fim (apud 09)

Na figura 6.16 apresenta-se um esquema de um possível fluxograma de sistema envolvendo o processo eletrolítico.

Em síntese, essa alternativa explora os fenômenos físicos e químicos que ocorrem em cubas eletrolíticas, possibilitando a ocorrência de uma gama muito ampla de reações de oxi-redução, além da liberação de gases, da migração de íons, da flotação, da corrosão de eletrodos, das reações secundárias, etc. O conjunto dessas ações leva à formação de lodo que é separado do líquido através da flotação ou decantação e a clarificação de certas águas residuárias.

Sem dúvida, nos últimos anos, um dos maiores defensores do uso do processo eletrolítico no tratamento de esgotos sanitários é o Engº. Wolfgang G. Wiendl, que juntamente com a equipe do Escritório Técnico de Obras – ESTEC, da Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP (SP) tem-se dedicado a trabalhos de campo e projeto de diversas pequenas unidades construídas no Estado de São Paulo.

A utilização desse processo para tratamento de esgotos ainda é objeto de muita controvérsia e os resultados disponíveis baseiam-se apenas na operação de instalações de porte bastante pequeno.



**FIGURA 6.16 - Esquema de um fluxograma para uso de processo eletrolítico para tratamento de águas residuárias.**

## 7 – TRATAMENTO DE DESTINO FINAL DO LODO

Nos casos em que se têm lagoas anaeróbias ou lagoas de sedimentação de lodo (após tratamento aeróbio), o lodo naturalmente é submetido ao processo de digestão anaeróbia, através do qual seu volume é reduzido sensivelmente. Mesmo assim, em intervalos de tempo adequados, esse lodo digerido deve ser removido dessas unidades e disposto adequadamente.

Em estações que dispõem de grade, caixa retentora de areia, decantador primário, reator biológico aeróbio e decantador secundário, há formação de diferentes resíduos sólidos nas diversas unidades. Por exemplo, na grade são retidos sólidos grosseiros com as características mais diversas; na caixa retentora de areia são retidos predominantemente os materiais inertes de pequena dimensão (grãos de areia, etc) e, na sua maior parte, inertes e que têm densidade bastante superior à da água, nos decantadores primários são retidos sólidos em suspensão com dimensões pequenas constituídos de materiais inertes e degradáveis e, nos decantadores secundários são retidos sólidos constituídos em grande parte por bactérias e outros organismos que proliferaram no reator biológico e parcela de material em degradação.

O material retido na grade geralmente é transportado para aterros sanitários, ao passo que a areia (após remoção de material orgânica) é lançada no solo, em locais apropriados.

O lodo do decantador primário é bastante putrescível e, portanto, pode produzir maus odores. Assim sendo é importante que esse material seja submetido a adensamento (por gravidade) e posterior digestão (anaeróbia ou, mais raramente, aeróbia), para redução do volume e do teor de matéria orgânica.

O lodo do decantador secundário não apresenta tantos problemas como decantador primário, porém, mesmo assim é recomendável que se promova o adensamento (por gravidade ou flotação), seguido por digestão.

O lodo digerido, por sua vez, após acondicionamento químico (cal, cloreto férlico, etc) pode ter seu volume reduzido (através de remoção de grande parcela de água que o compõe) empregando-se equipamentos específicos para esse fim, tais como filtros- prensa (com "placas" ou 'correia'), centrífugas e filtros à vácuo.

O lodo digerido também pode ter seu teor de umidade reduzido naturalmente através de leitos de secagem e de lagoas de lodo.

Na figura 7.1, apresenta-se um esquema que mostra as alternativas mais comuns para desidratação de lodos.

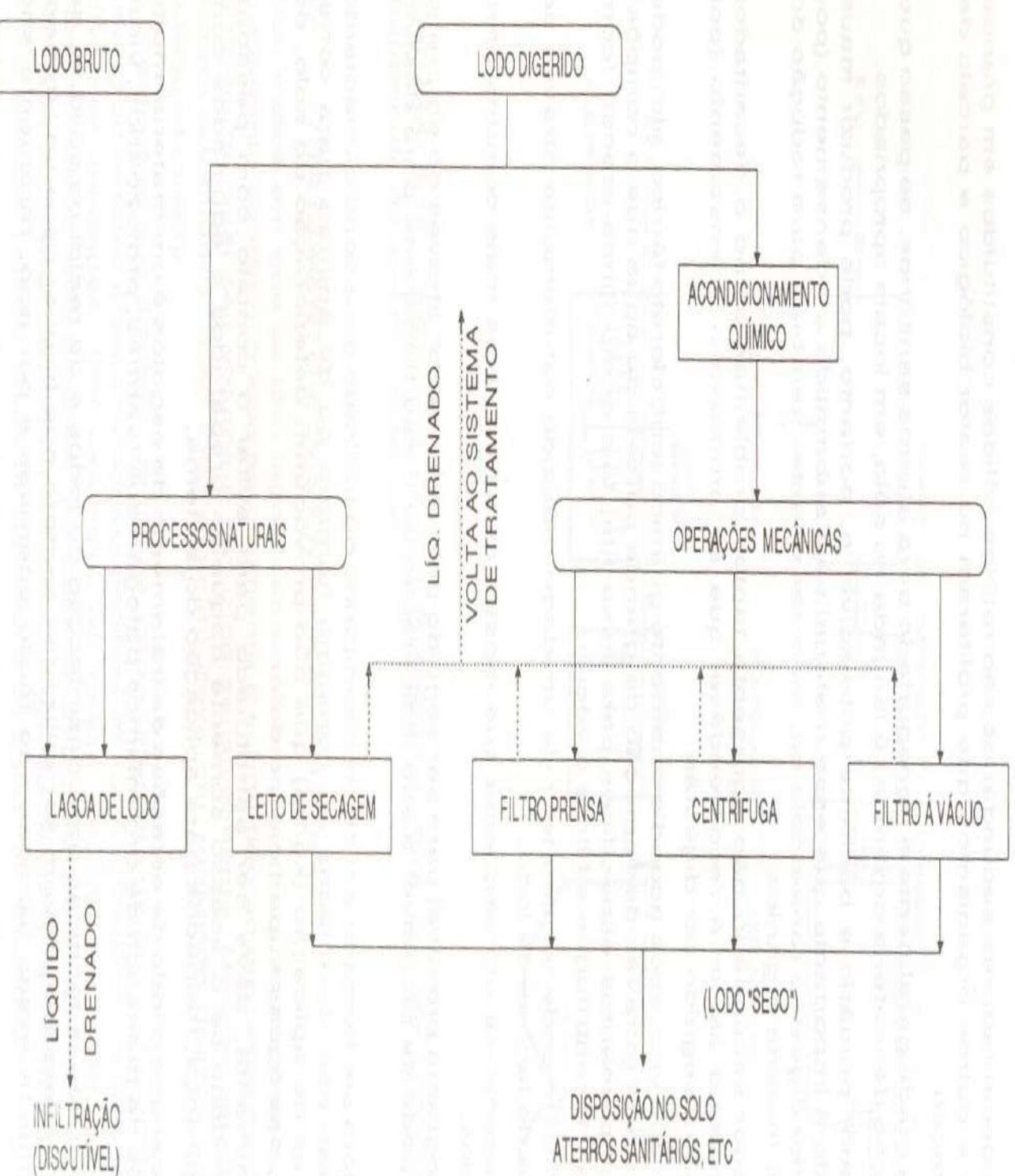
Continuando o fluxograma provável para ser seguido pelo lodo "seco" através do emprego de equipamentos, pode-se promover a sua incineração ou o seu transporte para destino conveniente.

Esse lodo pode agora ser lançado em aterros sanitários ou utilizado para condicionamento de solo, em culturas não destinadas ao consumo humano ou de animais para corte, respeitando-se taxas de aplicação (Kg/ha) que não provoquem deterioração do solo, do lençol subterrâneo, das águas superficiais e do ar.

Esse local, naturalmente, deve ser estruturado para evitar o contato com pessoas desprotegidas, admitindo-se ao acesso somente daqueles preparados e equipados com dispositivos de segurança, treinados para aplicação do sistema.

É importante destacar que o lodo de estações de tratamento de esgotos é um material muito perigoso, em termos de presença de organismos patogênicos (vermes, protozoários, vírus e bactérias).

Hoje já se conhecem várias técnicas para desinfecção de lodos e de resíduos sólidos, de maneira que, caso necessário, devem ser utilizadas sempre que houver risco ao Homem ou ao meio. Geralmente essas técnicas são muito onerosas e por isso, raramente são empregadas.



**FIGURA 7.1 -** Esquema demonstrativo das soluções mais comuns para desidratação e disposição final de lodos de estações de tratamento de esgotos sanitários.

Quando se promove a desinfecção dos lodos o seu uso fica muito ampliado e se reduz o perigo de danos ao Homem e a animais, de maneira geral.

Para finalizar este item, é interessante chamar a atenção sobre as vantagens inerentes ao uso do processo anaeróbio no que concerne à produção e à qualidade do lodo.

De maneira geral, quando se empregam reatores anaeróbios, o lodo produzido já se encontra em estado adiantado de digestão, o que pode eliminar, e,m muitos casos, o uso de digestor específico para esse fim. Adicionalmente, deve ser lembrado que no caso de uso de processo anaeróbio, como o valor do coeficiente de produção celular é muito menor do que aquele do processo aeróbio, tem-se que a produção global de lodo é sempre muito menor, o que faz em si uma sensível redução dos problemas associados com o tratamento e destino final desse material.

## 8 – DESINFECÇÃO

Naturalmente, além de promover a degradação dos componentes orgânicos e de outros contaminantes que estão presentes nos esgotos sanitários, a estação de tratamento também deve ser projetada de forma a efetuar a redução do número de organismos patogênicos que potencialmente poderão provocar sérios danos aos consumidores ou usuários da água do corpo receptor, a jusante do ponto de lançamento.

A eficiência de remoção em cada caso é estabelecida em função dos Padrões de Emissão e dos Padrões de Qualidade do corpo receptor.

As únicas alternativas que podem promover naturalmente (quando bem projetadas) a redução adequada do número de microorganismos patogênicos são os sistemas de lagoas e a disposição de esgotos no solo, desde que especialmente e adequadamente projetados e operados para alcançar esse objetivo.

Para as outras alternativas é necessário prever-se sistema complementar de desinfecção que geralmente recai no uso de cloro e de certos compostos desse elemento (hipoclorito, mais comumente), ozônio e, mais recentemente, a radiação ultravioleta.

Muito embora, apenas em torno de 1880 se tenha demonstrado que determinadas bactérias eram causa de doenças específicas, dispõem-se de informações que, a partir de 1832, soluções de cloro já eram empregadas nas desinfecção de hospitais, e que houve larga utilização desse produto durante a grande epidemia de cólera ocorrida na Europa em 1831.

Na Inglaterra, em 1879, Willian Soper reportou o uso de óxido de cloro para o tratamento de fezes de pacientes portadores de febre tifóide, antes da disposição no esgoto (apud 27).

Em escala de projeto, a primeira utilização do cloro como agente desinfetante de esgotos sanitários foi realizada em Hamburgo, Alemanha, em 1893. Desde então, o uso do cloro na desinfecção de águas residuárias teve um crescimento vertiginoso, em decorrência do desenvolvimento de técnicas e equipamentos apropriados.

Em 1958, nos Estados Unidos, aproximadamente 2200 estações de tratamento de esgoto, servindo população de mais de 38 milhões, empregavam esse método de desinfecção (apud 27).

O cloro pode ser utilizado no tratamento de águas residuárias para uma série de outras finalidades além da desinfecção, dentre as quais:

- controle de odor e prevenção de condições sépticas ;
- remoção de DBO;
- controle eventual de colmatação em filtros biológicos;
- controle de proliferação de moscas em filtros biológicos;
- controle do volume de lodos ativados;

- prevenção do entumecimento dos flocos;
- controle de odor no leito de secagem;
- destruição de cianetos;
- destruição de fenóis;
- remoção de nitrogênio.

Os compostos de cloro mais comumente utilizados na desinfecção de águas residuárias são o cloro gasoso ( $\text{Cl}_2$ ), hipoclorito de cálcio  $\text{Ca}(\text{OCL})_2$ , hipoclorito de sódio  $\text{NaOCL}$  e dióxido de cloro  $\text{CLO}_2$ . O emprego do cloro na forma de hipoclorito de cálcio e de sódio, usualmente conhecido por hipocloração, limita-se a pequenas estações de tratamento, onde a simplicidade e segurança de operação constituem fatores prioritários. Atualmente o dióxido de cloro tem uso bastante restrito na desinfecção de águas residuárias, porém, devido a certas propriedades que possui, como, por exemplo, não reagir com os compostos amoniacais, acredita-se que sua aplicação possa, no futuro, crescer consideravelmente. No início desse século, foi desenvolvida a técnica que viabilizou a obtenção do cloro na forma líquida., permitindo redução acentuada do custo de produção, transporte e operação (apud 27).

Nos últimos anos, porém, críticas vêm sendo formuladas com relação aos perigos do uso indiscriminado do cloro como agente desinfetante de águas. Essas críticas partem, geralmente, de entidades e pesquisadores merecedores de total credibilidade e mostram a necessidade de conhecimentos mais seguros a respeito do assunto.

As críticas recaem principalmente no que se refere à produção de compostos de cloro que podem provocar danos à vida aquática e que, em certos casos, também pode ocorrer a formação de compostos potencialmente carcinogênicos (apud 25) (27) (28) (34). No entanto, a questão relativa aos efeitos dos sub-produtos da cloração na saúde pública é, ainda, muita polêmica, envolvendo opiniões divergentes de estudiosos do assunto.

Para evitar-se ou atenuar o problema de agressão do cloro e de certos subprodutos da cloração à vida aquática, pode-se incluir no fluxograma geral dos sistemas de tratamento de esgotos uma unidade complementar prevista para promover a remoção dessas substâncias através da adição de produtos químicos ou do uso de carvão ativado (descloração).

As operações e processos de tratamento e as técnicas de aplicação de cloro e seus compostos vêm sendo continuamente estudadas e pesquisadas, visando o aumento de sua eficiência e a minimização da formação de substâncias que possam ser prejudiciais aos ecossistemas aquáticos e à saúde pública.

Outra alternativa para desinfecção, trata-se da utilização de ozônio, cujo custo, porém, é sensivelmente maior do que aquele relativo ao emprego do cloro.

Além da desinfecção, o ozônio pode também ser utilizado no tratamento de águas residuárias com o objetivo de remoção de cor, DBO, DQO, fenóis, cianetos nitrados e sólidos suspensos. Como vantagem adicional, os efluentes tornam-se saturados de oxigênio, o que particularmente é benéfico à vida de organismos aeróbios no meio aquático receptor. A ozonização não é afetada pelos compostos amoniacais e pH do efluente. Sendo um agente oxidante enérgico, entretanto, é sujeito à demanda orgânica e reage com ferro e o manganês, formando compostos insolúveis (apud 27).

Assim como no caso do uso do cloro, também a técnica de emprego de ozônio tem pesquisadores favoráveis e outros desfavoráveis, fundamentando-se no conceito da potencialidade de produção de sub-produtos não totalmente identificados e que possam eventualmente provocar danos ao consumidor da água do corpo receptor.

A alternativa que vem despertando grande interesse nos anos recentes recai sobre o uso de desinfecção com radiação ultravioleta, gerada a partir de lâmpadas de baixa pressão de vapor de mercúrio, que emitem a maior parte de sua energia (85 a 90 %) no comprimento de onda de 253,7 nm, que é efetivo na inativação de microrganismos (14).

Os esgotos são submetidos durante tempo geralmente inferior a um minuto à radiação ultravioleta, obtendo-se eficiência elevada na remoção de microrganismos patogênicos.

Nesse caso, os custos são superiores aos do emprego de cloro, porém muito inferiores àqueles correspondentes à utilização de ozônio (26).

As dosagens de radiação ultravioleta normalmente empregadas na inativação de microrganismos em águas residuárias são tão pequenas que pode-se dizer seus efeitos sobre as substâncias químicas presentes no efluente são insignificantes, com relação à formação de novas substâncias através de reações fotoquímicas. Essa afirmação foi feita por OLIVER & CAREY (24), baseada na realização de bioensaios com truta arco-íris em efluentes desinfetados com radiação ultravioleta da estação de tratamento secundário (Iodo ativado) de Brampton. Os resultados obtidos evidenciaram que os efluentes tratados com radiação ultravioleta não acarretaram a morte de peixes; por outro lado, verificou-se a morte de peixes que foram expostos ao efluente clorado.

O uso da radiação ultravioleta para desinfecção de esgotos sanitários vem sendo pesquisado intensivamente nos países desenvolvidos, e, no caso particular do Brasil, a Escola de Engenharia de São Paulo – USP, também tem uma linha de pesquisa nesse campo desde 1975, e os resultados obtidos até o presente são bastante estimulantes e mostram que essa tecnologia pode ser aplicada no país em muitos casos (06) (13) (14) (27).

## 9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

O texto apresentado procura mostrar uma visão ampla sobre problemas associados à escolha da melhor alternativa para tratamento de esgotos sanitários, não aprofundando, porém, até níveis técnicos essenciais para o pré-dimensionamento de unidades ou sistemas.

Assim sendo, esse documento deve ser entendido como uma introdução ao assunto para leitores que querem adquirir conhecimentos mínimos para iniciar o contato com profissionais da área ou para leitores que desejam assimilar a nomenclatura, simbologia e os conceitos básicos referentes à tecnologia do tratamento de esgotos sanitários.

Ressalta-se o fato de que, mesmo para pequenas instalações, é muito importante a consulta a profissionais capacitados que realmente conheçam todas as alternativas técnicas para as diferentes situações, e que não se baseiam apenas em idéias pré-concebidas para proposição da melhor solução.

A melhor solução para uma cidade, como ficou demonstrado, deve ser alcançada com base em ponderações concretas sobre as diferentes possibilidades compatíveis com cada caso.

## 10 - REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) AZEVEDO NETTO, J.M. Valos de Oxidação e Sistema Carroussel. Aspectos de Projeto. 9º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária – Belo Horizonte, MG, 1977.
- (2) BACHMANN, A.; BEARD, V.L. e McCARTY, P.L. Comparisin of fixed-film reactors with a modified sludge blanket reactor. Proc. of the First International Conference on Fixed – Film Biological Processes. Vol. II: 1192 – 1211, 1982.
- (3) BACHMANN, A.; BEARD, V.L. e McCARTY, P.L. Performance Caracteristics of the anaerobic baffled reactor. **Water Research** , Vol. 19 , n º 4:99-106, 1985.

- (4) BRASIL. Leis, Decretos, etc. Decreto nº 8468 de 8 de setembro de 1976. In: Legislação. Controle de Poluição Ambiental, Estado de São Paulo. São Paulo, CETESB, jun. 1986,138p.
- (5) BRASIL, Leis, Decretos, etc. Resolução CONAMA nº 20, de 18 de junho de 1986. In Diário Oficial da União. Distrito Federal, jul 1986.
- (6) CAMPOS, J.R & PIZZIRANI, J.A. Desinfecção com Radiação Ultravioleta. 9º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária. Belo Horizonte, 1977, 19 p.
- (7) CAMPOS, J.R. e AKUTSU, J. Emprego de reator biológico de leito fluidificado no tratamento de despejos líquidos de indústrias de conservas. **Revista DAE**, vol. 44, nº 139:331 – 334, 1984.
- (8) CAMPOS, J.R. Remoção de DQO e de Nitrogênio em Sistema de Três Reatores Biológicos de Filme Fixo em Série. São Carlos, SHS – EESC – USP, 1989, 335 p. Teses (Livre – Docência). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- (9) CAMPOS; J.R. et alii Avaliação do Processo Eletrolítico para Tratamento de Esgotos Sanitários. Relatório SE 04/90 Consórcio Intermunicipal das Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí 1990, 27p.
- (10) CAMPOS, J.R. Proyecto y Operación de Filtros Anaeróbios para Tratamiento de Aguas Residuales. Anais do Taller Regional y Conferencia sobre Tratamiento de Aguas Residuales en America Latina, pp.133 – 177, Mexico DF, Mexico nov.,1990.
- (11) COOPER, P.F. & ATKINSON, B. et alii. Biological Fluidized bed treatment of water and wastewater. Water Research Centre, Ellis Horwood Limited. Manchester-UK, 1980, 411 p.
- (12) CRAVEIRO, AM. Considerações sobre tratamento de resíduos em país em desenvolvimento. Separata do Curso “Tratamento Biológico de Resíduos Orgânicos Líquidos”, CETESB – Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, IPT- Instituto de Pesquisas Tecnológicas, CABBIO- Centro Argentino-Brasileiro de Biotecnologia , São PAULO, outubro, 1989, 14 p.
- (13) DANIEL, L. A. Desinfecção de Esgotos Sanitários. Pré – Decantadores empregando Radiação Ultravioleta. SHS – EESC, 1989, 124p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.
- (14) DANIEL, L.A. e CAMPOS, J.R. Fundamentos e Aspectos de Projetos de Sistemas de Desinfecção de Esgotos Sanitário com Radiação Ultravioleta. Apresentando no IV SILUBESA, Simpósio Luso-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Belo Horizonte, MG, dez, 1990, 28 p.
- (15) ENGECORPS – Coletânia de artigos sobre “Deep shft”; S. Paulo. 1992.
- (16) ESTEC Escritório Técnico de Obras. Processos Eletrolíticos no Tratamento de Resíduos Líquidos – Informações Técnicas, UNICAMP – 1989.

- (17) JEWELL, J.W. et alii. Anaerobic attached film expanded bed process – a collection of papers. College of Agriculture and Life Sciences (State University of New York), june 1982.
- (18) KAMIYAMA, H e TSUTIYA, MT. Lodo ativado por batelada, um processo econômico para o tratamento de esgotos em estações de grande porte. **Revista Dae**, vol 52, nº 165, pp. 1-7, 1992.
- (19) LETTINGA, G. et alii Feasibility of the Upflow anaerobic sludge blanket (UASB) - Process. Proc. of the National Conference an Environmental Engineering – ASCE, São Francisco, USA, July, 1979.
- (20) LETTINGA – G. et alli. Anaerobic treatment of wastewater tretment and energy production. Interr – american Seminar on Biogas, João Pessoa - Brasil 1981.
- (21) LETTINGA – G. et alii. The use of a floating settling granular sludge bed reactor in anaerobic treatment. Proc. of the European Symposium : Anaerobic Wastewater Treatment, (411 –429), Netherlands, November 1983.
- (22) MCCARTY, P.L.: Anaerobic treatment of soluble wastes. Special lecture series on advances in Water Quality Improvement, 4 – 7, 1966.
- (23) METCALF & EDDY, inc. Wastewater Engineering Treatment, Disposal, Reuse. 2<sup>nd</sup> ed. USA , **McGraw Hill Book Company**, 1979, 920 p.
- (24) OLIVER, R.G. & CAREY, J.H. Ultraviolet Disinfection: An Alternative to Chlorination. **Journal Water Pollution** Control Federation. 48 (11):2619-2624, nov. 1976.
- (25) PENDYGRAF, G.H. et alii. Organics in Drinking Water: A Health Perspective. Journal American Water Works Association. 77(3): 118-126 march 1979.
- (26) SAMPAIO, A.C. Desinfecção de Esgotos Sanitários com Utilização de Radiação Ultravioleta SHS-EESC-USP. 1985, 96 p, Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.
- (27) SAMPAIO, O. A. e Campos, J.R. Algumas Considerações sobre Desinfecção de Águas Residuárias. Apostila. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, 1988, 12p.
- (28) SYMONS, G.E. & HENDERSON, KW. Disinfection – Where Are We ? **Journal American Water Works Association**. 69(3): 148-154, march, 1977.
- (29) SWITZEMBAUM, M.S. A comparison of the anaerobic, and the expanded / fluidised bed process. **Water Science** Tech., Vol. 15, Copenhagen, IAWPRC, (345-358), 1983.
- (30) VIEIRA, S.M.M., SOBRINHO, P.A. Resultados de operação e recomendações para o projeto de sistema de decanto-digestor e filtro anaeróbio para tratamento de esgotos sanitários. **Revista DAE**, nº 135, pp. 51 – 57,

dez., 1983.

- (31) VIEIRA S.M.M. Anaerobic Treatment of Domestic Sewage in Brasil – Research Results and Full Scale Experience. São Paulo, Companhia de Tecnologia e Saneamento Ambiental, 1988, 12p.
- (32) YOUNG, J.C. Factors affecting waste treatment in fixed film for waste treatment. **Journal Water Pollution Control Federation**, Vol. 41, nº 05, (160-173), 1969.
- (33) YOUNG, J.C. Factors affecting waste treatment in fixed film anaerobic processes. **Engineering Research** Intitute, Iowa State University, August, 1971.
- (34) WINKEHAUS, C. Chlorination: Assessing its Impact. **Journal Water Pollution Control Federation**, 49(3): 2354-2357, dec., 1977.

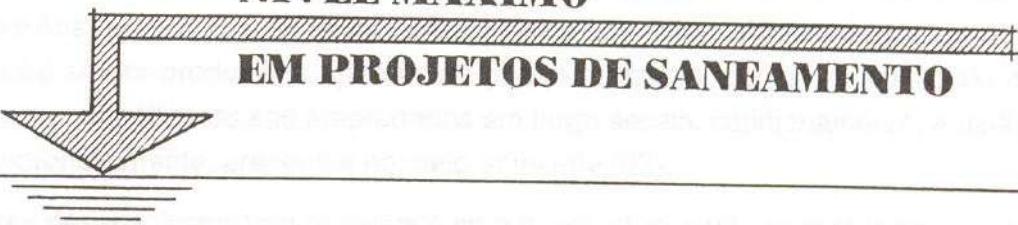
## **II - Pré-Tratamento de Águas para Abastecimento**

Este II módulo é o resultado da parceria de engenharia entre a SEREC e a CPTM, que visa a elaboração de um projeto para a construção de uma estação de tratamento de águas residuais no bairro do Jardim São Luís, na cidade de São Paulo. O projeto é destinado ao abastecimento de água para consumo humano, com capacidade de 100.000 m<sup>3</sup>/dia. A estação terá uma capacidade de 100.000 m<sup>3</sup>/dia, para atender à demanda da população da área de abrangência da estação, que é de aproximadamente 100 mil habitantes. A estação terá uma capacidade de 100.000 m<sup>3</sup>/dia, para atender à demanda da população da área de abrangência da estação, que é de aproximadamente 100 mil habitantes.

O projeto é destinado ao abastecimento de água para consumo humano, com capacidade de 100.000 m<sup>3</sup>/dia. A estação terá uma capacidade de 100.000 m<sup>3</sup>/dia, para atender à demanda da população da área de abrangência da estação, que é de aproximadamente 100 mil habitantes.

### **NÍVEL MÁXIMO**

**EM PROJETOS DE SANEAMENTO**



### **A SEREC APOIA TAMBÉM O DESENVOLVIMENTO TECNOLÓGICO**



SEREC SERVIÇOS DE ENGENHARIA CONSULTIVA LTDA.  
RUA CONCEIÇÃO DE MONTE ALEGRE Nº 1568  
TELEFONE: (011) 543-8144 FAX: (011) 530-7058  
CEP. 04558-040 SÃO PAULO - S.P.

## 1 – INTRODUÇÃO

A análise de uma água revela a presença de gases, de íons, de substâncias e de sólidos orgânicos e inorgânicos em suspensão e em solução e organismos vivos. São a qualidade e a quantidade desses diversos “contaminantes” que caracterizam uma água e condicionam sua aptidão aos usos mais diversificados.

A água destinada ao consumo humano deve respeitar uma série de requisitos, de maneira que não venha a causar mal à saúde do Homem, quer ela seja consumida por um certo período de tempo, quer ela seja consumida durante toda uma vida.

Nos países do Terceiro Mundo, os agentes infecciosos e parasitas, cujo vetor é a água, são responsáveis pela maior parte das doenças. No Brasil, cerca de 65% dos leitos hospitalares são ocupados por pacientes vítimas de doenças de veiculação hídrica. A mortalidade devida a essas doenças é da ordem de 50.000 pessoas por dia, segundo a Organização Mundial da Saúde (apud 02). Nos países desenvolvidos, as principais afecções são as doenças cardiovasculares e o câncer (20% das mortes, nos Estados Unidos), cujas causas ainda são mal definidas sob pontos de vista epidemiológico e toxicológico. Certos fatores de risco em carcinogênese são estabelecidos e outros são apenas considerados prováveis e não se dispõem ainda de comprovação formal.

Por outro lado, a cada dia que passa, maior se torna o número de novos produtos sintéticos que têm acesso aos mananciais disponíveis, obrigando a maiores cuidados com o tratamento da água para consumo humano.

Até 1979 foram registradas cerca de 5 milhões de substâncias químicas diferentes no Chemical Abstract Survey, da Associação Química Americana. Apesar de grandes parcelas desse total serem produzidas apenas em pequena escala, estima-se que, pelo menos, 66.000 produtos distintos são empregados em larga escala, cotidianamente, e estão, pelo menos potencialmente, presentes no meio ambiente (03).

Os países desenvolvidos têm observado com maior intensidade os problemas associados à presença desses novos produtos no meio ambiente, porém, mesmo os países do Terceiro Mundo acabam por sofrer a agressão de novos contaminantes em regiões específicas, onde ocorre densidade populacional elevada, associada à grande concentração de indústrias.

Em países do Terceiro Mundo, na maioria dos casos, os problemas regionais podem ser extremamente distintos, pois, enquanto em um extremo existem comunidades que nem dispõem de água tratada (ou mesmo canalizada), em outro extremo existem comunidades que necessitam ter sua água tratada empregando-se as técnicas mais avançadas para atingir, inclusive, a remoção de micro-contaminantes orgânicos e inorgânicos originados pelas múltiplas atividades do Homem.

Essa amplitude do problema exige que os profissionais que trabalham com tratamento de água tenham não só o conhecimento de sistemas avançados de purificação de água como também, o conhecimento das técnicas mais simples, para que possam sempre optar pela solução mais apropriada para cada caso.

Naturalmente, a solução mais racional geralmente recai na melhor na melhor proteção e recuperação dos mananciais e na escolha das fontes que ofereçam água de melhor qualidade.

As operações e processos fundamentais utilizados na clarificação de água, não mudaram muito em sua essência (coagulação, floculação, sedimentação e filtração), porém, através de conhecimentos mais profundos adquiridos em pesquisa e na prática, houve evolução significativa, dando origem a novas concepções e novos critérios de projeto e operacionais.

Essa evolução levou à elaboração de projetos de execução mais simples associados a maior eficiência na remoção dos contaminantes da água.

Nesse sentido, nos últimos anos, tem-se observado avanço considerável na

América Latina, onde a evolução do conhecimento e a dedicação de muitos profissionais e pesquisadores conduziram à proposição de técnicas e de soluções que, à despeito de serem simplificadas, produzem água de qualidade comparável à da tratada em estações altamente sofisticadas e automatizadas.

É importante, no entanto, que o uso dessas soluções simplificadas e das soluções complexas seja associado à qualidade da água do manancial adotado. Esse elo é importantíssimo e fundamental para que seja escolhida a solução apropriada, que realmente venha a levar à produção de água que respeita a saúde do consumidor.

Deve-se levar em consideração que face às circunstâncias sócio-econômicas diferentes entre os países desenvolvidos e os países em desenvolvimento, a concepção do projeto deve levar em conta que enquanto nos primeiros prevalecem, na maioria dos casos, estações equipadas e automatizadas, no caso dos países em desenvolvimento prevalece, ainda, o uso mais acentuado de operações não automatizadas. Naturalmente a opção por maior ou menor automatização deve ser analisada caso a caso, ponderando-se custos e benefícios e também a compatibilidade com a qualidade de mão-de-obra disponível.

Naturalmente, em grandes estações de tratamento mesmo em países de terceiro mundo, pode ocorrer a necessidade de maiores recursos de automação, principalmente aqueles relacionados com o controle da qualidade da água.

Em síntese, o tratamento adotado deve adaptar-se sempre às condições sócio-econômicas da região, porém, nunca a qualidade da água deverá ser relegada a segundo plano, sob a justificativa de se escolher a solução de menor custo.

Por outro lado as estações usualmente empregadas, constituídas por filtração direta ou por seqüência de unidade envolvendo coagulação (com coagulante primário e alcali), flocação, decantação e filtração rápida, podem não ser totalmente eficazes na remoção de alguns contaminantes presentes em água de mananciais poluídos.

Neste caso pode tornar-se muito interessante a implantação de pré-tratamento (geralmente empregando tecnologias simples) antecedendo a estação de tratamento de água (ETA) propriamente dita.

O pré-tratamento da água tem por objetivo, de maneira geral, reduzir a concentração de contaminantes presentes na água bruta de tal forma a se ter maior segurança e melhor desempenho da estação de tratamento (ETA) como um todo.

O pré-tratamento pode visar, por exemplo, a redução do número de patogênicos ou diminuição da concentração de íons ou moléculas em solução, ou mesmo de materiais em suspensão, presentes na água bruta.

É importante salientar que em muitos casos o pré-tratamento por si só não resolve totalmente os problemas técnicos de uma estação face à qualidade ruim do manancial, contudo sua aplicação pode trazer melhorias consideráveis.

A título de ilustração pode-se citar o caso de Londres – Inglaterra, que tem a maior parcela de sua água de abastecimento captada no rio Tâmisa e tratada através de filtros lentos. Precedendo o tratamento propriamente dito, a água é armazenada durante algumas semanas em grandes reservatórios (represas) que além de desempenharem o papel de unidade de segurança e de pré-tratamento também têm a função de oferecer lazer às pessoas que querem desfrutar de atividades de natação, esqui-aquático, náutica (somente barcos à remo ou à vela), etc.

No Brasil existem muitos rios pertencentes a regiões densamente povoadas ou industrializadas (como ocorre nas Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí – Estado de São Paulo) que se transformaram em corpos receptores de organismos patogênicas e dos mais diversos resíduos, biodegradáveis ou não, que direta ou indiretamente podem chegar até o consumidor de água.

Não se deve relegar o fato de que parcela considerável de contaminação chega aos rios através do escoamento superficial decorrente de chuvas que arrastam as mais

diferentes impurezas (compostos químicos, organismos patogênicos, etc.), que são lavados das ruas dos pátios residenciais e industriais, das lavouras, das áreas de pecuária, etc.

É evidente que mesmo considerando que as cidades e as indústrias disponham de estações de tratamento de águas residuárias, em termos práticos não se pode considerar que esses sistemas tenham eficiência na remoção de contaminantes próxima a 100%.

Naturalmente, parcela significativa dos contaminantes pode ser removida da água pela própria capacidade de auto-depuração do corpo receptor, porém o restante fatalmente tem acesso às estações de tratamento de água e que nem sempre estão capacitadas para complementação da remoção até serem alcançadas concentrações compatíveis com os padrões de potabilidade.

Existem muitas formas para melhorar o desempenho de uma determinada estação de tratamento para que sua eficiência na remoção de contaminantes atinja valores mais elevados, caso tenha sido constatado que a mesma não pode produzir, com segurança e continuidade, água de qualidade considerada potável.

Entre as alternativas, que podem ser empregadas, conjunta ou separadamente destacam-se:

#### I - Pré – tratamento:

Entre as principais formas de pré-tratamento, destacam-se:

- Reservatório de água bruta;
- Captação de água por drenos junto ao manancial;
- Captação em lençol com recarga artificial;
- Filtros intermitentes de areia;
- Solos filtrantes;
- Aeração;
- Reatores de Leito Fluidificado;
- Reatores Biológicos Aerados de Leito Fixo;
- Pré-filtragem Grossa.

II - Pós-Tratamento com filtro lento (como usado, por exemplo, em certos casos na Holanda);

III - Aplicação de oxidantes fortes, tais como dióxido de cloro, ozônio, cloro, etc;

IV - Aplicação de adsorventes, como carvão ativado;

V - Emprego de auxiliares de floculação e de filtração;

VI - Emprego de processos biológicos como nitrificação e desnitrificação;

VII - Emprego de processos específicos para remoção de microcontaminantes, etc.

O presente texto abordará apenas o uso de pré-tratamento.

Não se tem neste trabalho o objetivo de apresentar um manual completo sobre o tema, e sim procurar-se-á destacar algumas alternativas que podem ser adotadas caso configure-se a necessidade real da utilização desse recurso.

É fundamental que a escolha da melhor alternativa seja estudada caso a caso, de tal forma que a solução proposta só seja estabelecida após estudo técnico e econômico responsável, abrangendo diversas concepções com diferentes tecnologias. É

recomendável que o projeto executivo seja fundamentado em dados levantados em instalações piloto e elaborado por especialistas das áreas de conhecimento envolvidas.

Não se devem aceitar proposições que não envolvam estudos comparativos, abordando os aspectos técnicos e econômicos.

## 2 – QUALIDADE DA ÁGUA PARA CONSUMO HUMANO

Entende-se por água potável aquela que apresenta qualidade adequada para consumo humano, mesmo quando consumida por períodos bastante longos. Isto quer dizer que seus componentes, em solução e suspensão, devem obedecer limites máximos, de tal forma que essa água possa ser consumida durante toda uma vida sem causar problemas de origem ou veiculação hídrica.

Ao conjunto de valores limite permissíveis das características de qualidade da água destinada ao consumo humano, dá-se o nome de Padrão de Potabilidade.

O Padrão de Potabilidade em discussão no Brasil foi definido através da Portaria 36 do Ministério da Saúde, publicada no Diário Oficial da União, em 23 de janeiro de 1990 (11). Os principais dados desta portaria são apresentados na Tabela 2.1, na forma de “Valor Máximo Permissível” (VMP), que significa “o valor de qualquer característica da qualidade da água, acima do qual ela é considerada não potável”.

Lembre-se que os valores apresentados não levam em conta eventuais efeitos sinérgicos entre os parâmetros considerados. Se forem verificados esses efeitos entre elementos, íons ou substâncias, os limites estabelecidos devem ser reavaliados.

Vale ressaltar que através dessa Portaria os serviços de abastecimento de água devem enviar a Secretaria de Estado de Saúde (ou órgão equivalentes) relatórios mensais relativos a qualidade da água distribuída, demonstrando o cumprimento de suas disposições.

A Portaria 36 também apresenta outras recomendações entre as quais destacam-se:

- a) O pH deve estar na faixa entre 6,5 a 8,5;
- b) A concentração mínima de cloro residual livre em qualquer ponto da rede deve ser de 0,2 mg/l; e,
- c) A água de abastecimento não deverá apresentar as substâncias, a seguir, em concentrações que confirmam odor, a saber: clorobenzenos (0,1 a 0,3 ug/l); clorofenois e fenóis (0,1 ug/l) e sulfeto de hidrogênio, não ionizável (0,025 a 0,250 ug/l, em S). Os valores entre parênteses correspondem à concentração de limiar de odor.

Esta Portaria também exige que a água, na entrada do sistema de distribuição, não tenha coliformes fecais e bactérias do grupo coliformes totais.

A radioatividade alfa total e a beta total, não deve superar, os seguintes valores 0,1 Bq/l e 1,0 Bq/l, respectivamente.

**TABELA 2.1** – Valores máximos permissíveis das características físicas, organolépticas e químicas da água potável (11).

CARACTERÍSTICAS	UNIDADE	VMP
I - Físicas e organolépticas		
Cor aparente	UH (1)	5 (obs-1)
Odor		Não objetável
Sabor		Não objetável
Turbidez	UT	1 (obs-2)
pH		6,5 a 8,5

II- Químicas		
IIa) Componentes Inorgânicos que afetam a Saúde		
Arsênio	mg/l	0,05
Bálio	mg/l	1,0
Cádmio	mg/l	0,005
Chumbo	mg/l	0,05
Cianetos	mg/l	0,1
Cromo Total	mg/l	0,05
Fluoretos	mg/l	(0,6 a 1,7) obs-3
Mercúrio	mg/l	0,001
Nitratos	mg-N/l	10
Prata	mg/l	0,05
Selênio	mg/l	0,01
IIb) Componentes Orgânicos que afetam a Saúde		
Aldrin e Dieldrin	µg/l	0,03
Benzeno	µg/l	10
Benzo-a-pireno	µg/l	0,01
Clordano (total e isômeros)	µg/l	0,3
Clorobenzenos	µg/l	0,1 a 0,3
Clorofenois	µg/l	0,1
DDT (p-p'DDT; o-p'DDT; o-p'DDE)	µg/l	1,0
Endrin	µg/l	0,2
Fenol	µg/l	0,1
Heptacloro + Heptacloro Epóxido	µg/l	0,1
Hexaclorobenzeno	µg/l	0,1
Lindano (Gama HCH)	µg/l	3,0
Metoxicloro	µg/l	30
Pentaclorofenol	µg/l	10
Tetracloreto de Carbono	µg/l	3,0
Tetracloroetenos	µg/l	10
Toxafeno	µg/l	5,0
Tricloroetenos	µg/l	30
Trihalometanos	µg/l	100 (obs-4)
1.1 Dicloroeteno	µg/l	0,3
1.2 Dicloroetano	µg/l	10
2.4 D	µg/l	100
2.4.6 Triclorofenol	µg/l	10 (obs-5)
IIc) Componentes que afetam a qualidade Organoléptica (aspecto, sabor e odor)		
Alumínio	mg/l	0,2 (obs-6)
Agentes tenso-ativos (reagentes ao azul de metíleno)	mg/l	0,2
Cloretos	mg Cl/l	250
Cobre	mg/l	1,0
Dureza Total	mg CaCO <sub>3</sub> /l	500
Ferro Total	mg/l	0,3
Manganês	mg/l	0,1
Sólidos Totais Dissolvidos	mg/l	1000
Sulfatos	mg SO <sub>4</sub> /l	400
Sulfetos de Hidrogênio	µg/l	0,025 a 0,25

Zinco	mg/l	5
- não objetável: até certos limites, apenas é prejudicada a estética da água.		

- (1) UH é a unidade de cor na escala de Hazen (de Platina - Cobalto).  
(2) UT é a unidade da turbidez, seja em unidade de Jackson ou Nefelométrica.

**Obs. 1** – Para a cor aparente, o VMP é 5 (cinco) UH para água entrando no sistema de distribuição. O VMP de 15 (quinze) UH é permitido em pontos da rede de distribuição.

**Obs. 2** – Para a turbidez, o VMP é 1,0 UT, para a água entrando no sistema de distribuição. O VMP de 5,0 UT é permitido em pontos da rede de distribuição, se for demonstrado que a desinfecção não é comprometida pelo uso desse valor menos exigente.

**Obs. 3** – Os valores recomendados para a concentração de íon fluoreto em função da média das temperaturas máximas diárias do ar deverão atender à legislação em vigor.

**Obs. 4** – Sujeito a revisão em função dos estudos toxicológicos em andamento. A remoção ou prevenção de trilhalometanos não deverá prejudicar a eficiência da desinfecção.

**Obs. 5** – concentração limiar de odor de 0,1 ug/l.

**Obs. 6** – Sujeito a revisão em função de estudos toxicológicos em andamento.

Atualmente tem havido muita discussão à respeito de alguns pontos impostos pela Portaria 36, sendo que há serviços de água e profissionais da área que contestam a aplicabilidade imediata da totalidade do teor deste documento.

Não há dúvida acerca da validade e do grande avanço alcançado com a elaboração daquele documento, porém a ASSEMAE – Associação Nacional dos Serviços Municipais de Água e Esgotos, manifesta a dificuldade de os serviços de água e esgoto implantarem imediatamente uma estrutura para atender a essa Portaria, principalmente no que se concerne as limitações de equipamento de laboratório para execução das análises (custos e pessoal especializado) no que se refere a abrangência espacial das amostragens; e número e variedade de parâmetros controladas, etc.

### 3 – QUALIDADE DA ÁGUA DE MANANCIAIS

#### 3.1 – Considerações Gerais

Entendendo-se a estação de tratamento como um sistema destinado a receber uma matéria-prima e transformá-la em um produto de boa qualidade, é muito importante que essa matéria-prima apresente uma série de requisitos que permitam efetuar a sua purificação dentro dos melhores princípios de segurança e através da maneira mais simples e econômica possível.

Nenhuma série de recomendações ou de critérios consegue impor segurança absoluta ao consumidor, e da mesma forma pode-se afirmar que não existe sistema de tratamento absolutamente infalível, pois, mesmo uma estação de tratamento muito complexa pode estar sujeita a acidentes e pode ser submetida a problemas imprevistos decorrentes de contaminações accidentais no manancial utilizado.

Isso faz com que a escolha do manancial e a sua proteção sejam de importância extrema.

Há necessidade de se procurar efetuar escolha de manancial mais apropriado com base em critérios técnicos e econômicos, levando-se em conta o conhecimento da capacidade e qualidade dos lençóis subterrâneos, rios, lagos, etc; considerando-se dados seguros que permitam inferir as condições do manancial escolhido para períodos, pelo menos de médio alcance.

A despeito do grande progresso das técnicas de tratamento de água superficial, sempre que possível, deve haver preferência pela água de lençol subterrâneo, pois esta, apesar de não ser quimicamente pura, na maior parte dos casos não apresenta problemas relacionados com agentes patogênicos biológicos.

Na tabela 3.1, apresentam-se dados mostrando a predominância evidente da utilização de água de lençol subterrâneo em relação à mananciais superficiais, em diversos países do mundo.

No Brasil, cerca de 81% da água de abastecimento é proveniente de mananciais superficiais.

Evidentemente, esta opção por água subterrânea só deve prevalecer quando há lençóis com qualidade e quantidade de água passíveis de exportação econômica e quando são comprovadas maiores vantagens sobre os mananciais superficiais disponíveis, ou ainda, quando é possível forçar a recarga contínua do aquífero subterrâneo, a partir de obras bem projetadas.

**TABELA 3.1 – Porcentagem de Água Subterrânea e de Água de Superfície Consumidas em alguns países (08).**

PAÍS	ÁGUA SUBTERRÂNEA (%)			ÁGUA DE SUPERFÍCIE (%)
	CAPTAÇÃO C/ BOMBEAMENTO	MINAS	TOTAL	
Áustria	47	52	99	1
Luxemburgo	0	90	90	10
Itália	55,4	33,3	89	11
Hungria	-	-	88	12
Países Baixos	80	0	80	20
Bulgária	-	-	80	20
Suíça	44	31	75	25
Bélgica	73	0	73	27
URSS (ex)	-	-	70	30
Tchecoslováquia	-	-	58	42
Polônia	-	-	50	50
França	30	16	46	54
Suíça	44	0	44	56
Grã-Bretanha	-	-	34	60
Finlândia	-	-	30	70
Espanha	27	2	29	71
Noruega	-	-	5	95

Alem disso, é fundamental que as autoridades competentes tenham perfeito conhecimento sobre os mananciais explorados e que mantenham controle rigoroso acerca do manejo desses mananciais, caso contrário os resultados ao longo do tempo, decorrentes da exploração indiscriminada poderão ser catastróficos.

Além da soluções relacionadas com o uso de água subterrânea “natural”, podem ser citadas outras , muito interessantes, em que se utilizam, de águas de lençóis recarregados artificialmente, como o que ocorre na região do Rio Ruhr, Alemanha.

Os mananciais superficiais, principalmente em regiões industrializadas e com densidade populacional relativamente alta, são passíveis de acidentes, além da constante vulnerabilidade a descargas pontuais ou não.

Estudos efetuados na França (03) demonstram que as contaminações accidentais à montante de estações de tratamento de água exigem a tomada de uma serie de medidas preventivas e corretivas para atenuar a gravidade do problema.

De maneira geral, naquele país, as industrias são responsáveis por cerca de 54%

dos casos de contaminação accidental; as atividades de particulares, por sua vez causam 30% dos eventos e as alternativas urbanas e atividades agrícolas, 5 % e 11%, respectivamente. O dado mais impressionante é que em 69% dos casos, os eventos foram causados por atos voluntários e em 20% por atos involuntários. O restante foi causado por acidentes em estradas (1,4%), por acidentes de navegação (1%) e por causas imprecisas.

Em 361 casos reportados, uma centena provocou efeitos sobre as estações de tratamento, de maneira a exigir atitudes como: modificação de fluxograma, abandono das instalações (38%), inclusão de tratamento extras, etc.

Entre as medidas preventivas, destacam-se:

- organização de programa geral de educação, pois mais de 50% dos casos ocorrem de atos voluntários (pessoal que manuseia, transporta, armazena produtos perigosos e, até mesmo, a população em geral);
- desenvolvimento de serviços de coleta, disposição final e de destruição controlada de produtos perigosos;
- normalização de métodos de produção, armazenamento e transporte de produtos perigosos;
- regulamentação de itinerários para transporte de produtos perigosos na bacia do manancial;
- estabelecimento de restrições para instalação de indústrias ou de outras atividades em que haja possibilidade de acidentes graves à montante de tomadas de água;
- inspeção regular às instalações perigosas existente à montante das captações;
- estabelecimento de lista de substâncias perigosas usadas ou produzidas na bacia, e obtenção de bibliografia para conhecer suas propriedade e meios de análise;
- levantamento de dados acerca de eventuais acidentes ocorridos com esses produtos em outros locais.

### **3.2 – Necessidade de Pré-Tratamento e Melhoria da ETA**

Partindo-se da hipótese de que podem existir falhas (mesmo que de curta duração) em estações de tratamento ou deficiências crônicas de projeto ou operacionais, é desejável que a água bruta apresente características mais próximas possíveis às desejáveis para a água que será distribuída. Além do mais, as estações de tratamento convencionais ou simplificada apresentam certas limitações em relação a remoção de alguns contaminantes que exigem a inclusão de produtos, processos ou operações adicionais ou substitutivos para que realmente se consiga atingir a qualidade desejável da água tratada.

Existem estudos que apresentam critérios que foram estabelecidos com base na experiência de grupos de especialistas e em ocorrências históricas, que sugerem a imposição de determinadas restrições fundamentadas em fatos anteriores, através dos quais foi tomado conhecimento do perigo potencial ou efetivo da presença, acima de determinados níveis, de eventuais compostos ou microrganismos.

Um desses estudos encontra-se apresentado na obra “REPORT OF THE COMMITTEE ON WATER QUALITY CRITERIA”, re-impressa pela Environmental Protection Agency EPA-1972, e elaborado sob a assistência técnica da Federal Water Pollution Control Administration – USA.

Um resumo desses critérios referentes a alguns parâmetros que caracterizam a qualidade de água bruta para tratamento convencional é apresentado na tabela 3.2.

Entenda-se nesse caso, por tratamento convencional, o tratamento através de coagulação (e floculação) com sulfato de alumínio, sulfato férrico, com ou sem adição de alcali, sedimentação (6 h ou menos), filtração rápida e desinfecção com cloro.

Nessas condições não se incluem nem mesmo o uso de carvão ativado nem o de

auxiliares de coagulação e/ou floculação.

Chama-se a atenção ao fato de que os parâmetros marcados com asterisco (\*) geralmente não sofrem reduções consideráveis através do tratamento convencional, e, portanto merecem cuidados especiais quando ocorrem no manancial, em concentrações acima das permitidas nos padrões de portabilidade.

Quando esse fato for constatado deve-se ponderar sobre a possibilidade de se utilizar um pré-tratamento adequado ou se deve prover a estação de tratamento de recursos adicionais para se promover a remoção necessária.

Além das propriedades físico-químicas da água também não deve ser esquecida a presença de organismos vivos passíveis de causarem danos ao sistema de abastecimento de água e ao consumidor. Quando a densidade de patogênicos é muito elevada na água bruta, corre-se o risco de não se ter a necessária segurança com relação à eficiência da desinfecção realizada de acordo com os métodos mais comumente empregados.

**Tabela 3.2 – Critérios Relativos a Alguns Parâmetros característicos de qualidade da Água Bruta (Water Quality Criteria; EPA – Environmental Protection Agency)**

CONSTITUINTE OU CARACTERÍSTICA	QUANTIDADES PERMISSÍVEIS
Coliformes	10.000/100 ml
Coliformes Fecais	2.000/100 ml
Amônia	0,05 (como N) mg/l
Arsênio*	0,05 mg/l
Bário*	1,0 mg/l
Boro*	1,0mg/l
Cádmio*	0,01 mg/l
Cloreto*	>250 mg/l
Cromo* Hexavalente	0,05 mg/l
Cobre*	1,0 mg/l
Oxigênio dissolvido	>4 (média mensal) e >3 (amostra individual)
Ferro (filtrável)	0,3 mg/l
Chumbo*	0,05 mg/l
Manganês* (filtrável)	0,05 mg/l
Nitratos + Nitritos*	10 (como N) mg/l
pH	6,0 a 8,5
Selênio	0,01 mg/l
Prata*	0,05 mg/l
Sulfatos*	250 mg/l
Sólidos Totais Dissolvidos*	500 mg/l
Zinco*	5,0 mg/l
Cianetos*	0,20 mg/l
Óleos e Graxas*	Virtualmente Ausentes

<b>Pesticidas*</b>	
Aldrin	0,017 mg/l
Chlordane	0,003 mg/l
DDT	0,042 mg/l
Dieldrin	0,017 mg/l
Endrin	0,001 mg/l
Heptachlor	0,018 mg/l
Heptachlorepoxi	0,018 mg/l
Lindane	0,056 mg/l
Methoxichlor	0,035 mg/l
Organofosforados + Carbomatos	0,10 mg/l
Taxaphene	0,005 mg/l
<b>Herbicidas*</b>	
2,4 – D + 2,4,5 – T + 2,4,5 - TP	0,10 mg/l
Fenóis	0,001 mg/l
<b>Radioatividade*</b>	
Beta	1000 pc/l
Radio 226	3 pc/l
Estrôncio 90	10 pc/l

\* não removíveis de forma considerável em ETA convencional.

**NOTA:** Valores acima do limite geralmente significar a necessidade de pré-tratamento ou a sofisticação da ETA.

Em muitos países os rios, lagos, etc., costumam ser classificados em função da qualidade que se deseja manter ou alcançar para as suas águas. No Brasil, atualmente, é respeitada classificação, estabelecida através da Resolução Nº 20 do CONAMA (Conselho Nacional do Meio Ambiente) de 18 de junho de 1986 (14); resumidamente citada a seguir.

#### Águas Doces:

- Classe Especial: destinadas ao abastecimento doméstico sem prévia ou simples desinfecção, e à preservação do equilíbrio natural das comunidades aquáticas;
- Classe 1: destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento simplificado, à proteção das comunidades aquáticas, à recreação de contato primário, à irrigação de hortaliças e de frutas cultivas rente ao solo e consumidas cruas, e à agricultura de espécies destinadas à alimentação humana;
- Classe 2: destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento convencional, à proteção das comunidades aquáticas, à recreação de contato primário, à irrigação de hortaliças e de plantas frutíferas e à agricultura;

- Classe 3: destinadas ao abastecimento doméstico após tratamento convencional, à irrigação de culturas arbóreas, cerealíferas e forrageiras e à dessedentação de animais;
- Classe 4: destinadas à navegação, à harmonia paisagística e aos usos menos exigentes;

**Águas Salinas:**

- Classe 5: destinadas à recreação de contato primário, à proteção das comunidades aquáticas e a agricultura;
- Classe 6: destinadas à navegação comercial, à harmonia paisagista e à recreação de contato secundário;

**Águas Salobras:**

- Classe 7: destinadas à recreação de contato primário, à proteção das comunidades aquáticas e à agricultura;
- Classe 8: destinadas á navegação comercial, à harmonia paisagística e à recreação de contato secundário.

Para cada uma dessas classes foi estabelecido Padrão de Qualidade, perfeitamente definido no texto da referida Resolução (14).

Ressalta-se o fato de que em muitos corpos d'água, notam-se características que nem sempre obedecem o padrão de Qualidade correspondente à sua classe. Contudo, entende-se nesses casos que a meta a ser alcançada para aquele local recai na melhoria gradual da qualidade da água visando o correspondente enquadramento na referida classe, em função do controle mais restritivo das fontes de poluição.

Em 1974 a CETESB iniciou um programa de monitoramento em 47 pontos de amostragem, em 29 bacias hidrográficas do Estado de São Paulo, com o objetivo principal de monitorar a qualidade da água dos rios mais importantes. Tanto o número de pontos como a freqüência de coleta sofreram modificações posteriores, porém o plano de trabalho, em sua essência manteve-se obedecendo a idéia inicial.

Evidentemente, é muito difícil a definição de um único padrão para caracterizar a qualidade da água de um rio, lago, etc. Contudo, com base em trabalhos anteriores da National Sanition Foudation, dos Estados Unidos, a CETESB definiu o IQA – Índice de Qualidade da Água, que incorpora certos parâmetros: (Oxigênio, Demanda Bioquímica de Oxigênio, Coliformes Fecais, Temperatura, pH, Nitrogênio Total, Fósforo Total, Sólidos Totais e Turbidez), e que é calculado segundo a fórmula (15) (16):

$$IQA = \sum_{i=1}^n q_i w_i$$

IQA: Índice da Qualidade da Água, que varia entre 0 e 100;

qi: Qualidade do i-ésimo parâmetro, um número entre 0 e 100, obtido de um “gráfico de qualidade”, (Ver FIGURA 3.1) em função de sua concentração ou media;

wi: "Peso" corresponde ao i-ésimo, atribuído em função da importância desse parâmetro para a conformação global da qualidade; é um número entre 0 e 1,0;

sendo n o número de parâmetro que entram no cálculo.

De acordo com o valor obtido para o seu IQA um água pode ser classificada obedecendo às faixas específicas à seguir:

80 a 100: qualidade ótima

52 a 79: qualidade boa

37 a 51: qualidade aceitável

20 a 36: qualidade ruim

0 a 19: qualidade péssima

Como no cálculo de IQA conforme a fórmula anterior, não se incluem as substâncias e elementos tóxicos, na realidade, a nota final que recebe uma determinada água é o produto entre um índice de Toxicidade (IT), que varia entre 0 e 1, e o valor do IQA.

Esse índice de toxicidade (IT) tem método de cálculo bem definido, porém não inclui todos os tóxicos passíveis de serem encontrados. Assim sendo, mesmo de posse do valor da IQA final de uma água, devem-se ter cuidados adicionais específicos para a qualificação de uma determinada água destinada para o consumo humano.

Como são de escopo deste trabalho, não serão aqui apresentados maiores detalhes sobre os critérios e curvas para Determinação de IQA, IT, etc., pois esses dados podem ser localizados em obras específicas para esse fim, editadas pela CETESB.

Na bacia do Rio Piracicaba, em 1991 existiam dez pontos de monitoramento para determinação da IQA e um Rio Capivari.

Nas figuras 3.2 e 3.3, a título de ilustração apresenta-se o IQA, de 4 estações de coleta, no rio Piracicaba, à saber:

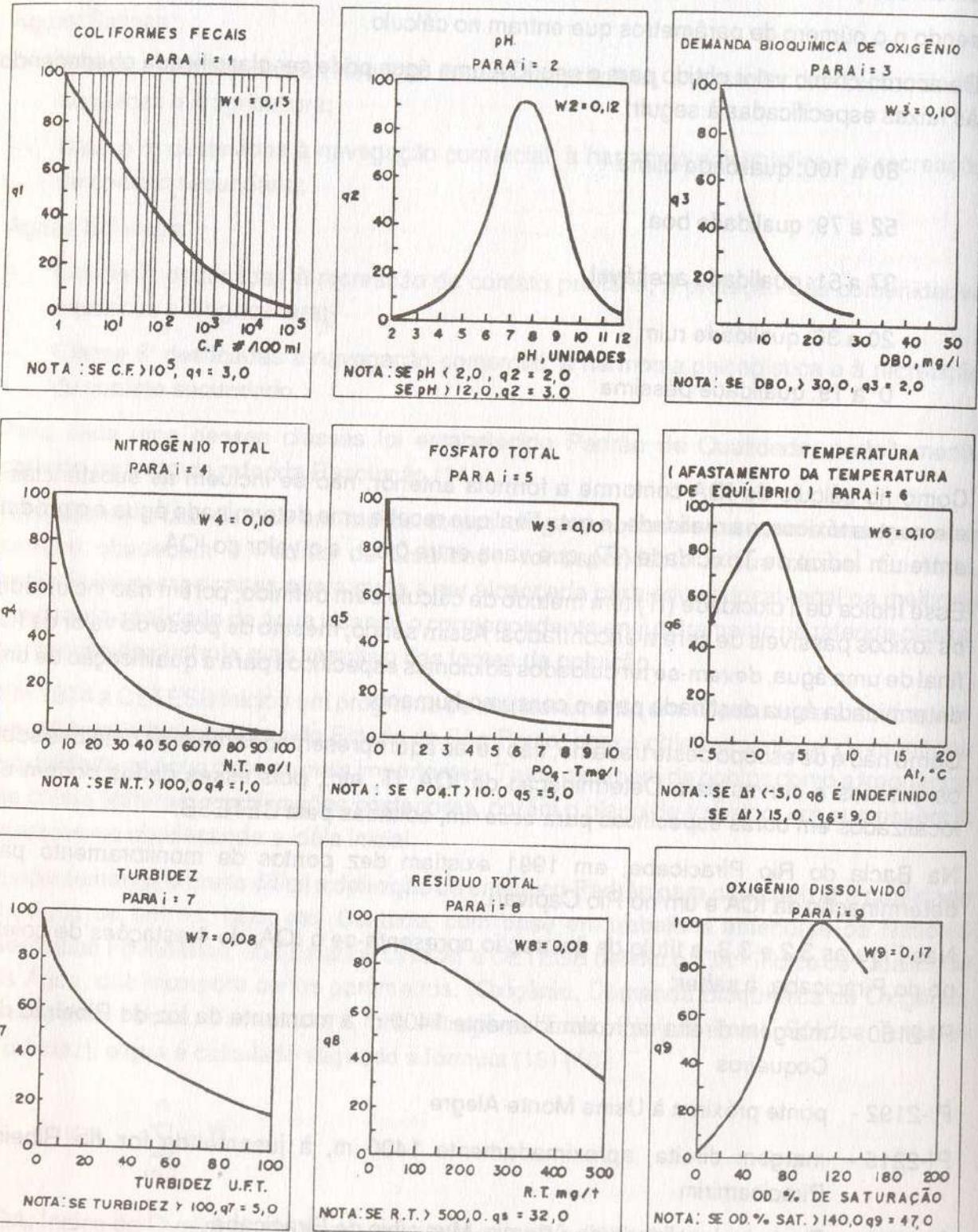
PI-2160 – margem direta, aproximadamente 1400 m à montante da foz do Ribeirão dos coqueiros;

PI-2192 – ponte próxima à Usina Monte Alegre;

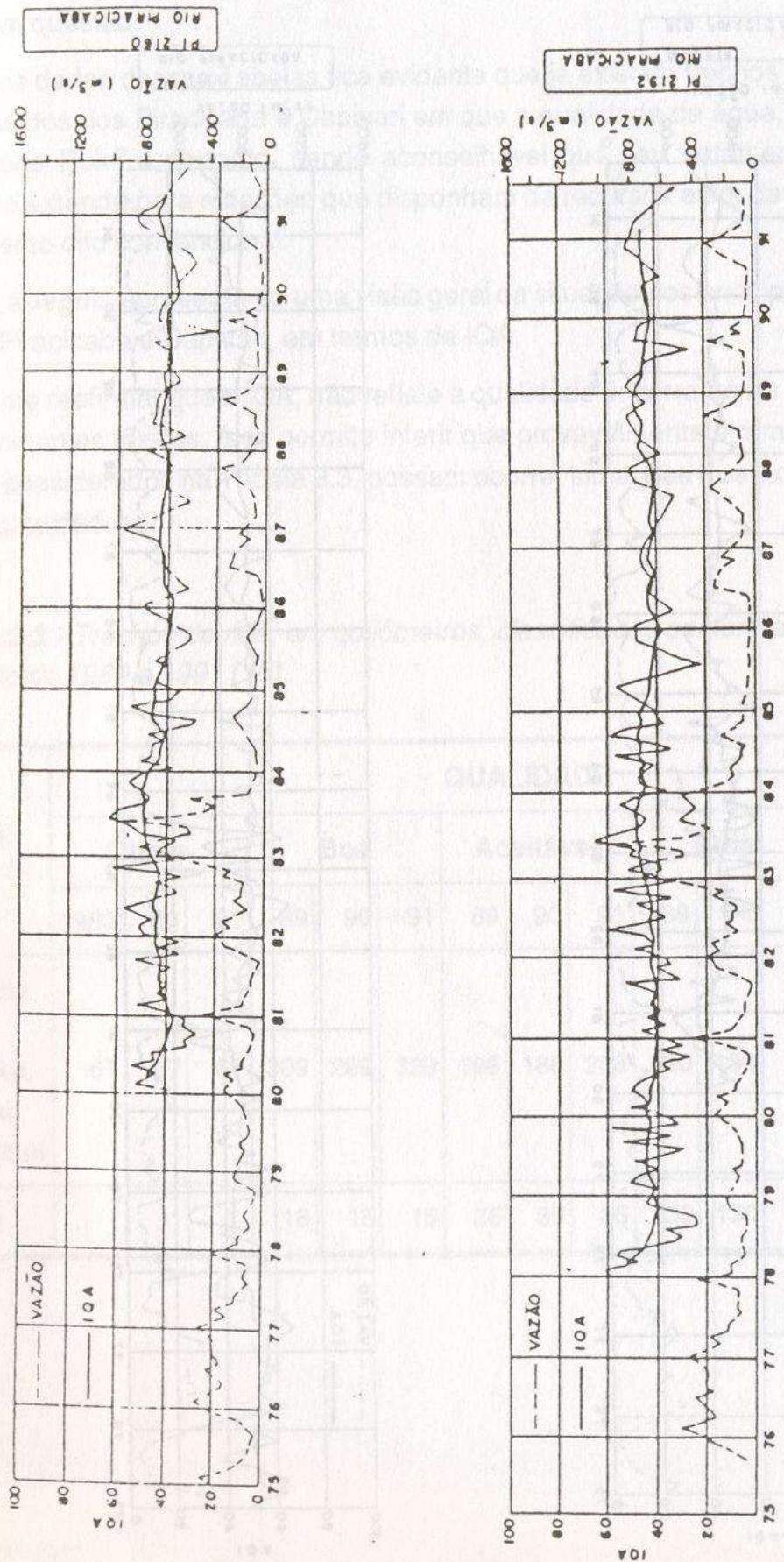
PI-2215 – margem direta, aproximadamente 1400 m, à jusante da foz do Ribeirão Piracicamirim;

PI-2800 – Ponte na localidade de Artemis, Município de Piracicaba.

baseado nessa equação no enunciado que calcula o fator de correção para a variação da concentração de oxigênio dissolvido em função da variação da temperatura.



**FIGURA 3.1** - Gráficos de Qualidade Utilizados para Determinação de  $q_i$  [Fonte: CETESB-(15)]



**FIGURA 3.2 - Valores de IQA para as estações PI 2192 e PI 2160 do rio Piracicaba (Fonte: CETESB - (16))**

## FIGURA 3.3 - Valores de IQA para as estações PI 2800 e PI 2213 do rio Piracicaba (Fonte: CETESB - (16))

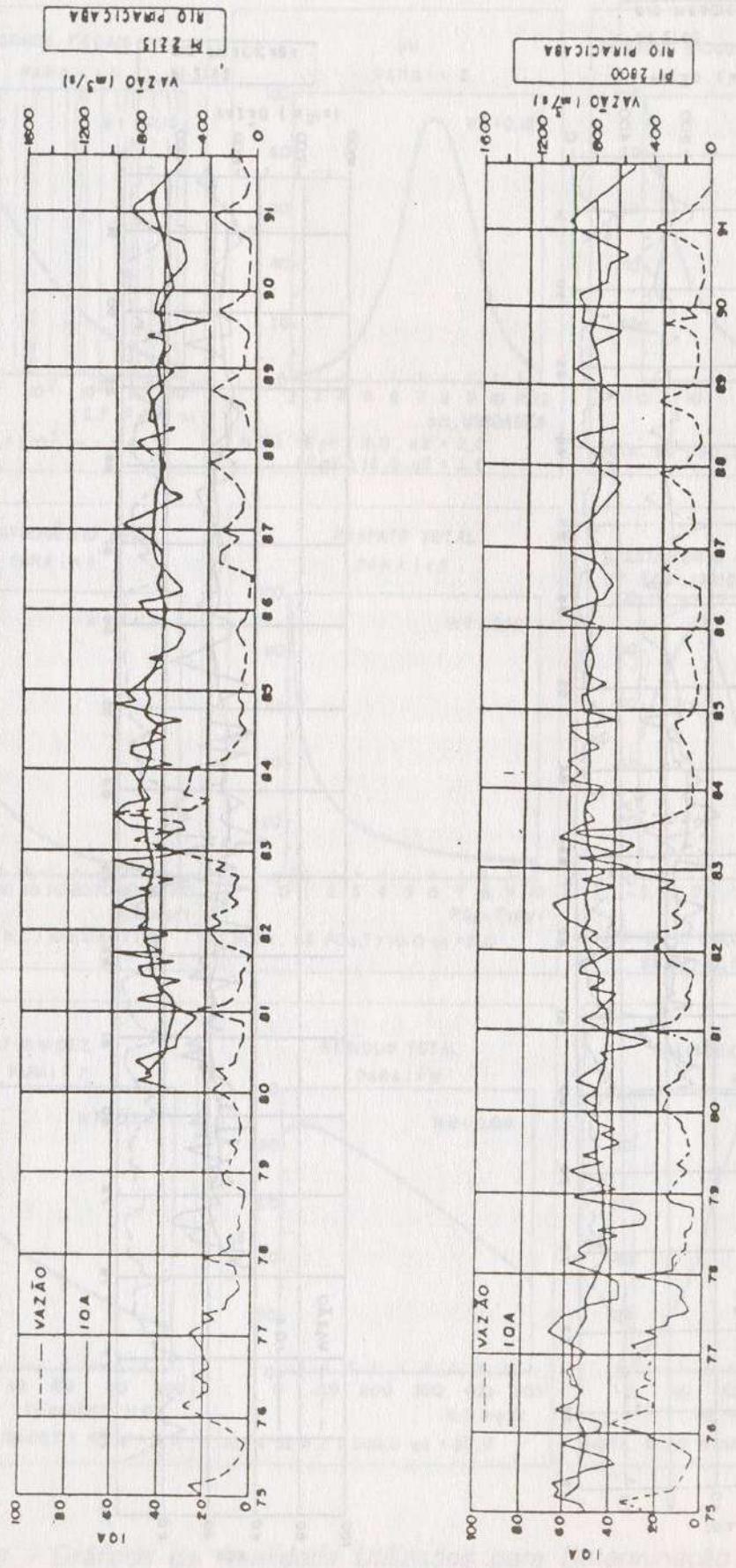


FIGURA 3.3 - Valores de IQA para as estações PI 2800 e PI 2213 do rio Piracicaba (Fonte: CETESB - (16))

De acordo com dados publicados pela CETESB (16), apresentam-se nas Tabelas 3.3 e 3.4, dados acerca da classificação da qualidade da água e sua distribuição temporal e espacial nos rios em questão.

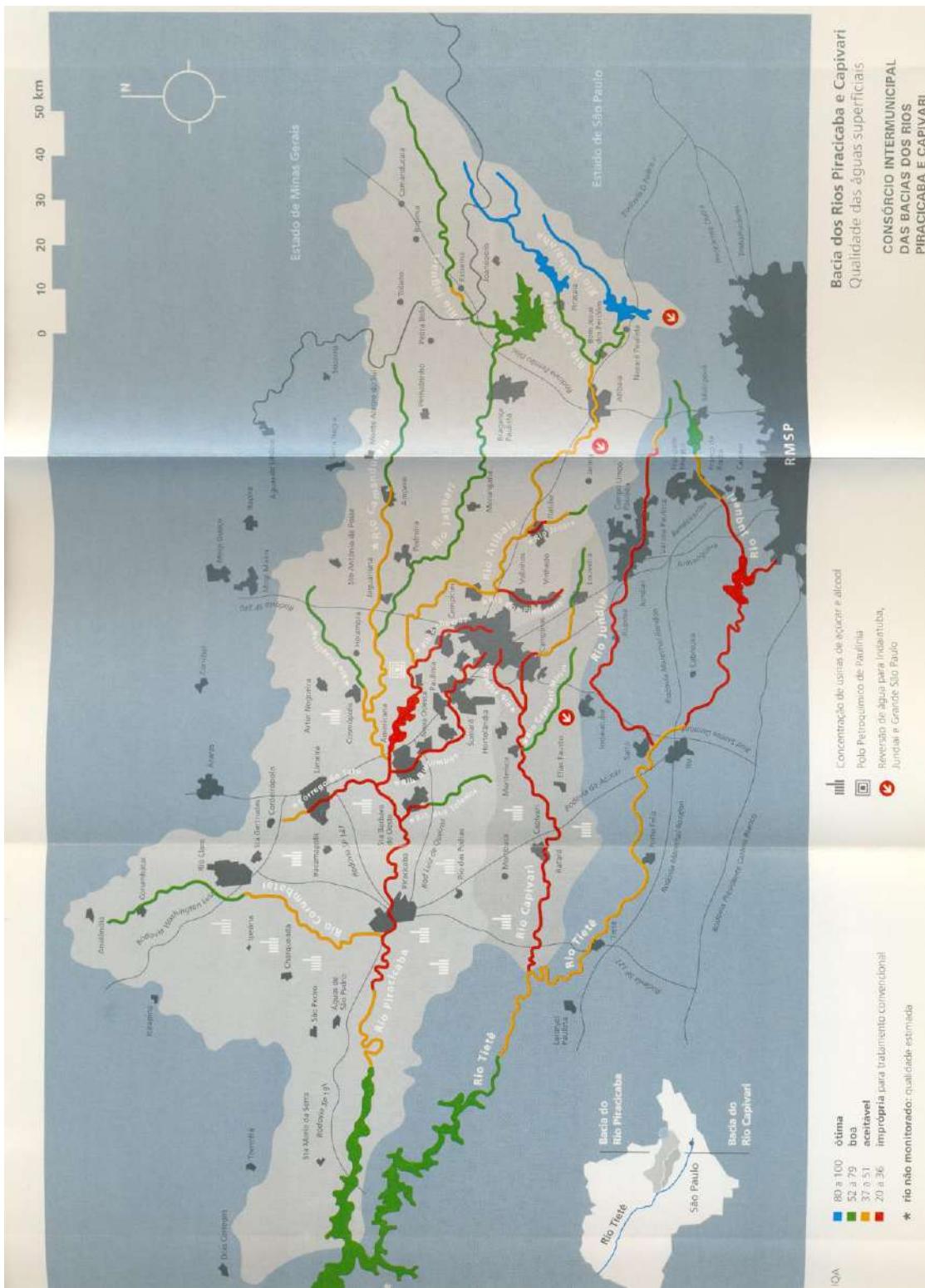
Através dos dados dessas tabelas fica evidente que já existem trechos nos principais rios das Bacias dos rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí em que a qualidade da água, segundo o IQA, é de categoria Ruim e, portanto, sendo aconselhável que seu tratamento para consumo humano se extenda para estações que disponham de recursos além daqueles pertinentes ao tratamento dito convencional.

No mapa, a seguir, apresenta-se em visão geral da situação dos principais rios das Bacias dos Rios Piracicaba, Capivari e Jundiaí em termos de IQA.

É importante reafirmar que o IQA, não reflete a qualidade decorrente da presença de todos os contaminantes tóxicos. Isso permite inferir que provavelmente em muitos trechos além daqueles considerados na Tabela 3.3, possam ocorrer situações que exijam tratamento de água mais cuidadoso.

**TABELA 3.3 – Trechos de rios, em quilômetros, classificados conforme os valores de IQA no período de 1989 a 1991 (16).**

RIOS	QUALIDADE														
	Ótima			Boa			Aceitável			Ruim			Péssima		
	1989	90	91	89	90	91	89	90	91	89	90	91	89	90	91
Piracicaba															
Atibaia	67	67	67	309	299	329	198	188	288	110	130				
Cachoeira															
Jaguari e Corumbataí															
Capivari				18	18	18	35	35	35	130	130	130			



**Fonte:** Níveis de Qualidade IQA – CETESB 1991 com modificações

#### **4- A ESCOLHA DA MELHOR SOLUÇÃO PARA TRATAMENTO COMPLEMENTAR**

#### **4.1- Eficiência Provável de Operações e Processos Empregados em Tratamento de Águas**

O número de comunidades que recebem água com características que não respeitam as recomendações acerca de qualidade de água para consumo humano, ainda é bastante elevado, mesmo em países desenvolvidos. Essa situação prevalece em

comunidades de tamanho modesto, porém ocorre em outras que já possuem população significativa.

Na maior parte dos casos, o desrespeito mais comum refere-se a qualidade bacteriológica e biológica da água que chega às residências. Esses problemas são mais acentuados em países de Terceiro Mundo, porém nessas regiões existem poucos dados compilados à respeito do assunto.

A água potável deve respeitar padrões, já citados, que envolvem a qualidade estética e organoléptica, qualidade microbiológica e biológica e a qualidade relacionada com contaminantes orgânicos e inorgânicos.

Os contaminantes podem estar presentes na forma de gases dissolvidos, sólidos em suspensão e sólidos dissolvidos.

A remoção de gases e de substâncias voláteis pode ser conseguida através de reações químicas (reação de H<sub>2</sub>S com sais de ferro, por exemplo) ou por "stripping", ou seja, através do seu arraste para a atmosfera (aeração, etc).

Os sólidos suspensos podem ser removidos empregando-se desde uma sedimentação simples; por coagulação-flocação seguida por decantação e/ou filtração, ou ainda, por flotação, e também por filtração direta. Nesse caso os sólidos suspensos são, geralmente, grãos de areia, silte, argila, partículas de material inorgânico ou orgânico, bactérias, protozoários, etc.

Evidentemente o tamanho, densidade e concentração das partículas em suspensão são fatores que influenciam fundamentalmente na escolha do processo ou operação adequados.

Os contaminantes na forma de sólidos dissolvidos (sulfatos, metais, cloretos, tensoativos e pesticidas, por exemplo) oferecem distintos graus de dificuldade para sua remoção.

Metais, por exemplo, geralmente, podem ser removidos com a elevação do pH. O ferro bivalente pode ser removido após aeração, que tem a propriedade de promover sua oxidação para ferro trivalente, que é mais facilmente removido por sedimentação.

No que concerne aos padrões relacionados com a qualidade microbiológica e biológica, os problemas de desrespeito ficam mais evidentes pelo triste quadro da elevada mortalidade infantil e a enorme incidência de problemas de doenças associadas a veiculação hídrica.

Neste ponto do presente texto é muito importante destacar que quanto maior for a degradação do manancial, decorrente de atividades do Homem, maiores serão os custos para recuperação da qualidade da água de forma a colocá-la em condições seguras para consumo humano.

As técnicas de tratamento podem levar a obtenção de água potável, do melhor nível, porém, os custos podem alcançar valores muito altos.

Assim sendo, deve-se procurar recuperar os mananciais degradados e controlar adequadamente aqueles que ainda se encontram em condições relativamente boas.

Para se obter água de boa qualidade microbiológica e biológica tem-se que efetuar a desinfecção (empregando-se ozônio, cloro, composto contendo cloro e radiação ultravioleta) de uma água que contenha baixo teor de sólidos em suspensão. Caso a quantidade de materiais em suspensão seja elevada a desinfecção pode ser falha.

No Brasil usam-se predominantemente o cloro e alguns compostos contendo cloro para se promover a desinfecção. Quando a densidade de coliformes na água bruta é relativamente alta, costuma-se também efetuar a pré-cloração além da cloração da água tratada.

A prática da pré-cloração atualmente é vista com certos cuidados face à possibilidade de provocar a formação de sub-produtos potencialmente carcinogênicos, que não são removidos nas unidades subsequentes da estação.

No que concerne à segurança da água para evitar a propagação de doenças de

veiculação hídrica, a American Water Works Association (07) sugere os seguintes cuidados:

- A desinfecção simples como único tratamento de água de manancial é ineficiente para evitar a transmissão de Giárdia, de outros protozoários, cistos, ovos de helmintos, etc. Toda água de superfície deve receber tratamento químico e filtração, além da desinfecção;
- Filtros de pressão e de gravidade com leito de areia provaram ser ineficientes na remoção dos cistos de Giárdia, quando a operação não é boa. Esse fato ocorre principalmente quando a turbidez de água era baixa e não são usados coagulantes;
- A remoção de cistos de Giárdia é conseguida em filtros de gravidade, mas a água precisa efetivamente passar por tratamento físico-químico preliminar da filtração. Por tratamento físico-químico preliminar efetivo entende-se coagulação, floculação e sedimentação, antes da filtração ou, se não for usada decantação, há necessidade de se usar produtos apropriados para o condicionamento da água ou do meio filtrante;
- Podem ocorrer casos de transmissão de doenças pela água, mesmo em instalações em que a turbidez limite recomendado padrões de potabilidade;
- A água de superfície só pode ter sua qualidade assegurada pela existência de instalação de filtração bem projetada e bem operada, empregando coagulantes ou auxiliares de filtração, além da desinfecção;
- Podem ocorrer infecções em consequência de microrganismos na água, mesmo em casos em que se comprova a ausência de coliformes;
- É mais importante conhecer a fonte da água e as fontes potenciais de contaminação, para se promover a proteção do manancial e o devido tratamento, do que se basear apenas em resultados de NMP (Número Mais Provável) de coliformes;
- Em alguns casos, indicadores indiretos dos padrões microbiológicos como a análise de cloro residual, podem ser mais importantes para evitar incidentes eventuais do que o controle de coliformes;
- Infecções podem ocorrer por causa de contaminação dos sistemas de distribuição, desinfecção inadequada ou interrompida ou pelo não tratamento apropriado da água de mananciais contaminados;
- Os sistemas de abastecimento de água devem ter condições para ter água não corrosiva em todas as partes que o compõem.

Na tabela 4.1 apresenta-se a eficiência provável de diversas unidades na remoção de microorganismos patogênicos.

**TABELA 4.1 – Eficiência Esperada para Operações Utilizadas em tratamento de Água, na Remoção de Microorganismos Patogênicos (apud 04)**

OPERAÇÃO E/OU PROCESSO	Remoção Bactéria (%)	Remoção Vírus (%)	Remoção Protozoários (%)	Remoção Helmíntos (%)
Reservatório de armazenamento	80 a 90	80 a 99	*	*
Aeração	*	*	*	*
Coagulação + Floculação + Decantação	90 a 99	90 a 99	90	90
Abrandamento (muito cal)	90 a 99,9	90 a 99,9		*
Abrandamento (muito cal)	90 a 99	90 a 99		*
Filtração Rápida				
- com Coagulação + Floculação + Decantação	90 a 99,9	90 a 99,9	90 a 99,9	*
- sem Coagulação + Floculação + Decantação	0 a 90	0 a 50	0 a 90	*
- com Coagulação e Floculação	90 a 99	90 a 99	90 a 99,9	*
Filtração Lenta	90 a 99,9	90 a 99,9	90 a 99,9	*
Filtração em terra diatomácea, com pré-tratamento e com a formação de pré-capas	90 a 99	95	99	*
Carvão Ativado	*	10 a 99	*	*

\* dado não conhecido; dados obtidos de 55 referências

Note-se que sempre que possível o armazenamento temporário de água antes de encaminhá-la a uma estação de tratamento deve ser adotado se adotado, pois além do efeito mostrado na Tabela 4.1, (1º linha) não deve ser esquecido o fato de que ao se ter certa quantidade de água armazenada, caso ocorram contaminações accidentais à montante da captação da água, dispõe-se de ampla margem de segurança ao sistema.

A remoção de contaminantes orgânicos e inorgânicos é função, entre outros fatores, da forma em que os mesmos se encontram presentes na água. Um mesmo metal, por exemplo, pode estar formando um complexo orgânico ou complexo mineral, e também pode estar não complexado, na forma catiônica ou aniônica. Cada uma dessas situações envolve condições diferentes que atribuem distintas propriedades ao contaminante.

Sabe-se que em função da forma em que se encontra o metal, o mesmo poderá ser ou não eliminado em uma estação de tratamento. Pode-se citar o exemplo do cromo, que em seu estado de oxidação hexavalente pode “atravessar” uma estação de tratamento de água convencional sem sofrer remoções sensíveis, ao passo que, na forma trivalente, a situação é completamente diferente.

Também a toxicidade é muito variável em função da forma em que o metal se encontra na água. Sabe-se, por exemplo, que os complexos orgânicos de Mercúrio são cerca de 100 vezes mais perigosos que o Mercúrio Mineral, e que o Cobre é muito mais tóxico às algas em seu estado mineral do que nas formas orgânicas.

Na tabela 4.2, apresentam-se dados sobre a potencialidade de remoção de alguns processos e operações relacionadas com alguns contaminantes.

Esses dados aqui apresentados apenas visam mostrar alguns aspectos relacionados com as dificuldades de se conseguir uma água com completa obediência aos padrões de potabilidade quando dispõe-se de água muito contaminada.

Assim sendo, o perfeito conhecimento das características da água bruta e da água

tratada torna-se primordial para a desinfecção da eventual necessidade de se ter de implantar tratamento preliminar ou de se ter de adotar soluções técnicas específicas a serem incorporados no fluxograma da estação existente.

#### **4.2 – Critérios para Decisão**

Uma vez detectadas as limitações de uma estação em tratar completamente a água bruta e verificada a necessidade de se efetuar o pré-tratamento, tem-se de desenvolver uma série de estudos para determinar qual será ser esse pré-tratamento.

Isso significa que primeiramente deve-se escolher, entre as alternativas tecnicamente disponíveis aquelas que têm potencialidade de remover os contaminantes de interesses no caso.

A seguir deve-se desenvolver a elaboração de ante-projetos relacionados com essas alternativas e deve-se efetuar estudo comparativo de custos de execução, operacionais e de manutenção.

CONTAMINANTE	FLOCULAÇÃO	SULFATO FÉRRICO	SULFATO ALUMÍNIO	ABRANDEMTO CAL	EXCESSO DE CAL	ADSORÇÃO EM ALUMININA	CARVÃO ATIVADO GRANULAR	TROCA IÔNICA	ELETRO- DIALISE	OSMOSE REVERSA	FILTRAÇÃO EM DIATOMITA	AERAÇÃO
ARSENIO	90-99(pH:6-6)	90 (pH:6-7)	60 - 90	95	99	-	55 - 9	80	90 - 97	-	-	-
BÁRIO	-	-	88-95(pH:10-11)	90	-	-	95	80	90 - 97	-	-	-
CADMIO (FORMAS SOLÚVEIS)	-	-	-	-	-	-	95 - 99	80	90 - 98	-	-	-
CADMIO (FORMAS INSOLÚVEIS)	90 (pH>7)	-	98	98	-	-	-	-	-	80 - 97	-	-
CROMO (FORMAS SOLÚVEIS)	-	-	-	-	-	-	80	80	-	-	-	-
CROMO <sup>3+</sup> (FORMAS INSOLÚVEIS)	98 (pH:6)	90-98(pH:7-9)	70 - 98	98	-	-	-	-	-	-	-	-
CROMO <sup>6+</sup> (FORMAS INSOLÚVEIS)	98-99(pH:7-9)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FLUOR	-	90	-	30-70	95	-	95	80	90 - 97	99	-	-
CHUMBO (FORMAS SOLÚVEIS)	-	-	-	-	-	-	95	80	90 - 99	-	-	-
CHUMBO (FORMAS INSOLÚVEIS)	95-97(pH:6-9)	80-97 (pH:6-9)	98	98	-	-	-	-	-	-	-	-
MERCÚRIO (FORMAS INORGÂNICAS)	66-97 (pH:7-8)	-	60-60(pH:10-11)	-	-	80	95 - 98	80	90 - 97	-	-	-
MERCÚRIO (FORMAS ORGÂNICAS)	85	-	-	-	-	>80	95 - 98	80	90 - 97	-	-	-
NITRATO	-	-	-	-	-	-	97 - 99	80	90 - 97	-	-	-
SELÊNIO **	85-90(pH:6-7)	-	-	-	-	-	95 - 97	80	90 - 97	-	-	-
SELÊNIO *	-	-	-	-	-	-	95 97	80	90 - 97	-	-	-
PRATA	70-90(pH:7-9)	70-90(pH:6-9)	70 - 90	70-90	-	80A	95 97	80	90 - 97	-	-	-
RÁDIO	-	80 - 80 (pH>10)	-	-	-	95 - 98	-	95	-	-	-	-
EMISSORES (BETA + FOTON)	-	-	87-96	-	-	75 - 96	-	90 - 99	-	-	-	-
COBRE	-	-	-	-	-	95	80	90 - 97	-	-	-	-
FERRO	-	90-97 (pH:9,4)	-	-	-	95	80	90 - 99	-	80	-	-
MANGANESE	-	90-98(pH:9,4)	-	-	-	95	80	90 - 99	-	80	-	-
SULFATOS	-	-	-	-	-	97	80	99	-	-	-	-
SÓLIDOS DISSOLVIDOS TOTAIS	-	-	-	-	-	> 99	50 - 90	60 - 99	-	-	-	-
ZINCO	-	-	-	-	-	95	80	90 - 59	-	-	-	-
COR	95 (pH:4-6)	95 (pH:4-6)	-	-	-	100	100	-	99	50 - 95	-	-

Obs.: Dados não disponíveis

**TABELA 4.2 – Remoção da alguns contaminantes inorgânicos em unidades ou operações utilizados para tratamento de água (09)**

Após essa fase, sempre que possível, deve-se construir uma unidade piloto, que, através de sua operação, servirá de subsídio para obtenção de parâmetros de projeto para a execução da unidade de parte adequada as circunstâncias.

Lembre-se que atualmente ocorre, em vários países, tendência por optar-se por pré-tratamentos que envolvem processos biológicos, pois a atividade de microrganismos pode ser muito importante na remoção de contaminantes orgânicos, e, em muitos casos, também de inorgânicos.

Os processos puramente físicos devem prevalecer mais comumente apenas em casos que se deseje remover sólidos grosseiros sedimentáveis (areia, silte) e gases dissolvidos.

A seguir serão apresentadas algumas alternativas tecnicamente viáveis para pré-tratamento de águas de abastecimento.

Essas alternativas não esgotam a gama extremamente grande de operações e processos que podem ser utilizados para esse fim, pois a criatividade do projetista deve ser sempre levada em consideração para alcançar-se as soluções mais simples e econômicas para cada caso.

Por outro lado, face ao escopo deste trabalho, não foi possível apresentar cada solução em detalhe, de forma que os leitores terão uma visão ampla sobre o tema que servirá de base para formalização de conceitos que poderão ser aprofundados pelos interessados e para a contratação de consultoria especializada, para a elaboração de projeto e apoio na decisão de escolha de alternativas.

## 5- SISTEMAS DE PRÉ-TRATAMENTO DE ÁGUAS PARA ABASTECIMENTO

### 5.1- Reservatório de Água Bruta

O emprego de reservatório de água bruta é uma solução muito interessante, pois além de permitir a melhoria da qualidade da água, pode oferecer maior segurança ao sistema de abastecimento e também pode constituir uma opção de lazer à população da região.

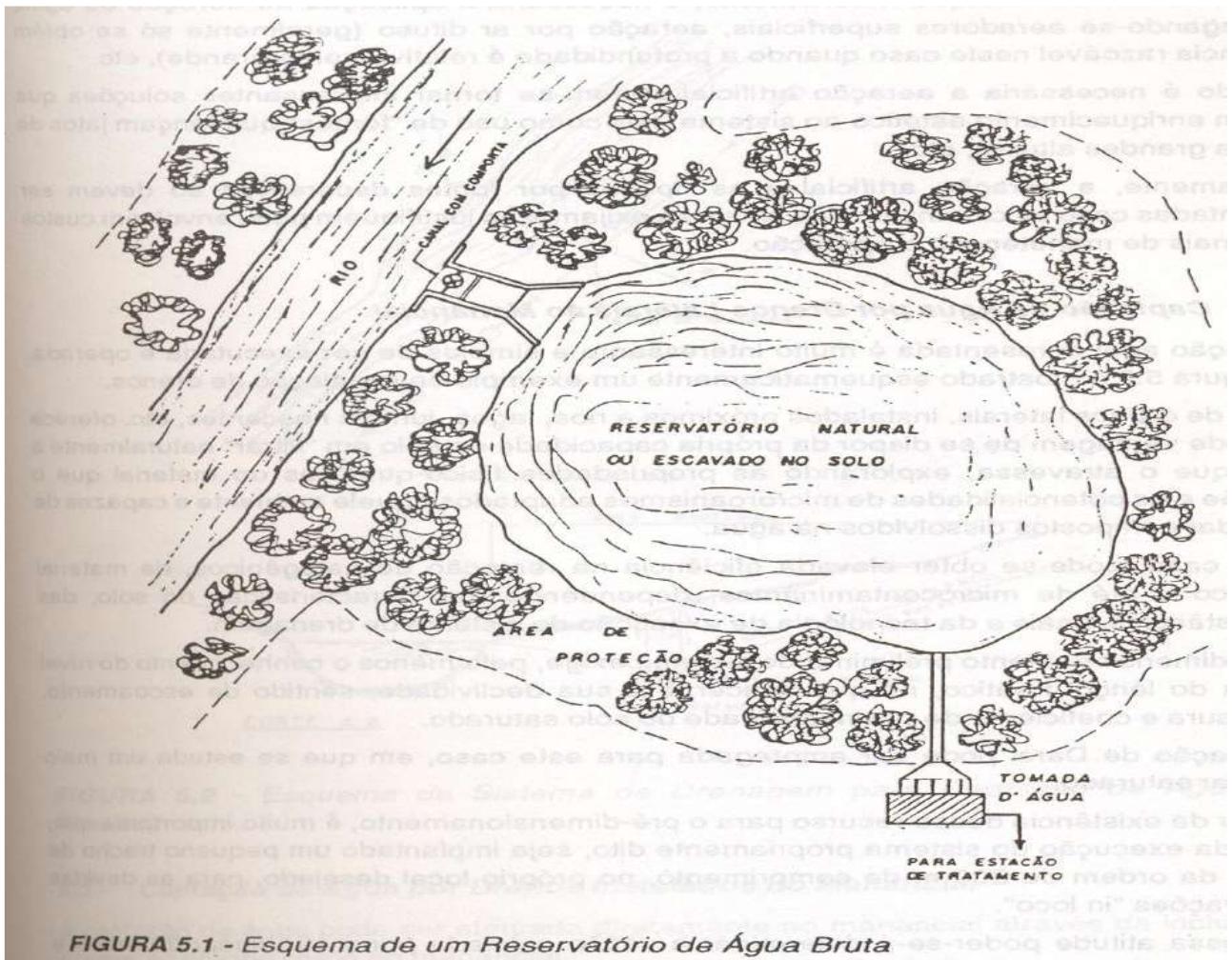
O ideal seria armazenar-se a água por período da ordem de 2 meses para possibilitar a sedimentação de partículas de tamanho da ordem de até 1  $\mu\text{m}$ . Porém tempos de detenção maiores que 15 dias já admitem considerável remoção de patogênicos e de turbidez.

Ao se reservar água bruta por certo período de tempo ocorre a sedimentação de materiais grosseiros e de organismos como: vermes, protozoários, ovos e cistos. Além disso, as coes de bacteriófagos e da radiação ultravioleta do sol, aliadas a outros fenômenos, podem reduzir consideravelmente a densidade de organismos patogênicos presentes nessa água.

Outro fator positivo da reservação preliminar refere-se à proteção contra eventuais descargas acidentais de poluentes no manancial. Havendo essa reservação, os operadores têm condições de isolar parcela considerável de água para abastecer a cidade por muitos dias, (até semanas, conforme as dimensões do Reservatório).

A Cidade sempre terá um grande volume de água protegida, para seu consumo seguro.

Na figura 5.1, apresenta-se um esquema de Reservatório de água bruta.



**FIGURA 5.1 - Esquema de um Reservatório de Água Bruta**

Conforme já citado, Londres tem parcela significativa de água consumida, retirada do rio Tâmisa, que é previamente armazenada em represas, que além de terem as funções aqui mencionadas, também prestam-se ao lazer, para pesca não predatória, natação e para náutica à vela. Neste caso, o uso de barcos à motor é totalmente vedado.

É importante que o teor de oxigênio nesses reservatórios seja mantido em valores apropriados para que ocorram atividade aeróbia de microrganismos e a vida de peixes. Caso isso não se verifique naturalmente, é necessária a aplicação de aeração da água, empregando-se aeradores superficiais, aeração por ar difuso (geralmente só se obtém eficiência razoável neste caso quando a profundidade é relativamente grande), etc.

Quando é necessária a aeração artificial podem-se tornar interessantes soluções que trazem enriquecimento estético ao sistema, tais como uso de "fontes" que lançam jatos de água a grandes alturas, etc.

Logicamente, a aeração artificial e as opções por fontes decorativas só devem ser implantadas caso circunstâncias locais as exijam e as justifiquem, pois, envolvem custos adicionais de manutenção e operação.

## 5.2- Captação de Água por Drenos Laterais ao Manancial

A solução aqui apresentada é muito interessante e simples de ser executada e operada. Na Figura 5.2 é mostrado esquematicamente um exemplo de instalação de drenos.

O uso de drenos laterais, instalados próximos a rios, lagos, junto a nascentes, etc., oferece a grande vantagem de se dispor da própria capacidade do solo em "filtrar" naturalmente a água que o atravessa, explorando as propriedades físico-químicas do

material que o compõe e as potencialidades de microorganismos adaptados àquele ambiente e capazes de degradar compostos dissolvidos na água.

Neste caso, pode-se obter elevada eficiência na remoção de patogênicos, de material orgânico e até de microcontaminantes, dependendo das características do solo, das circunstâncias locais e da tecnologia de execução do sistema de drenagem.

O pré-dimensionamento preliminar do sistema exige, pelo menos o conhecimento do nível d'água do lençol freático, no que concerne à sua declividade, sentido de escoamento, espessura e coeficiente de permeabilidade do solo saturado.

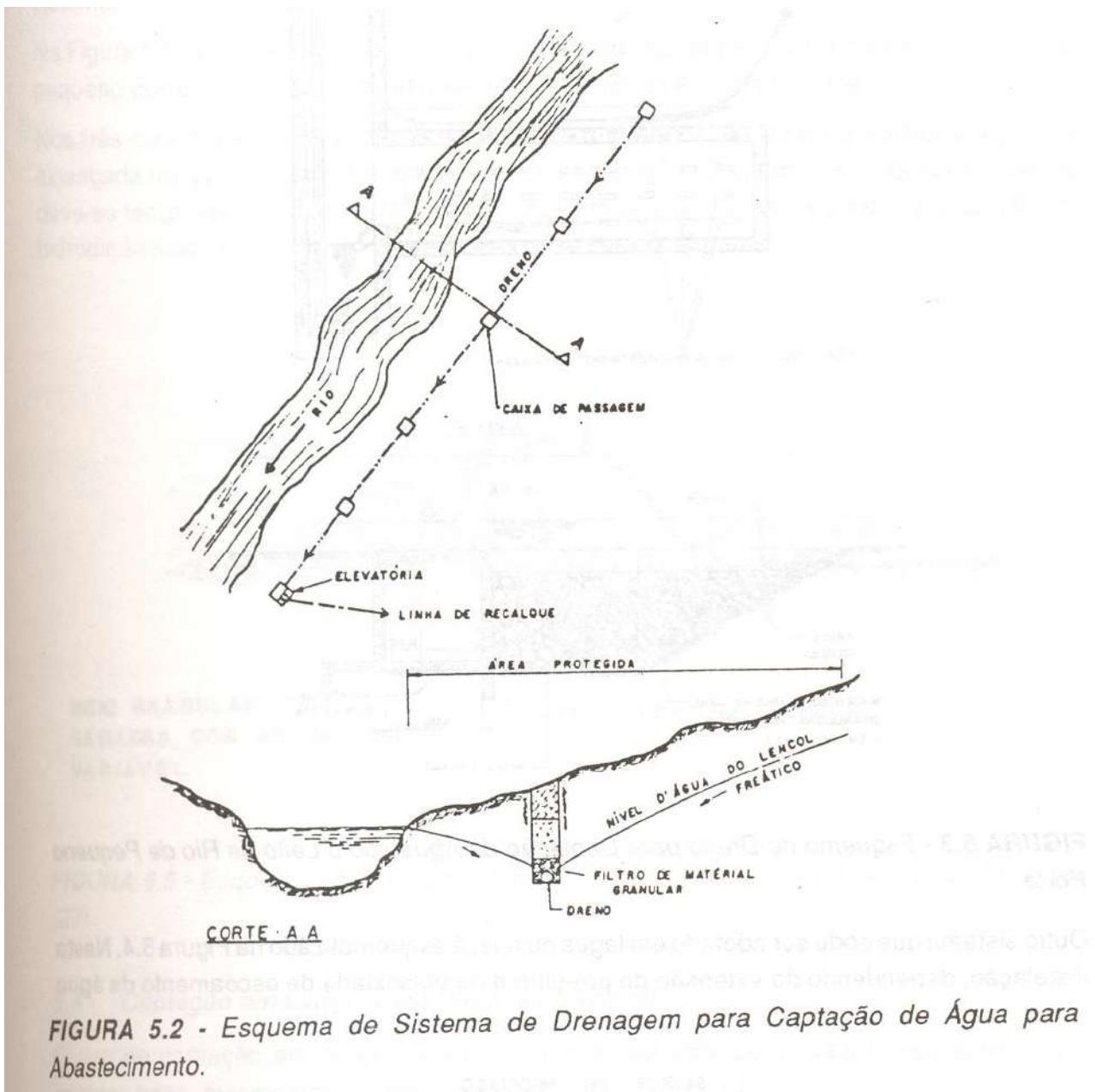
A equação de Darcy pode ser empregada para este caso, em que se estuda um meio granular saturado.

Apesar da existência desse recurso para o pré-dimensionamento, é muito importante que, antes da execução do sistema propriamente dito, seja implantado um pequeno trecho de dreno, da ordem de 200 m de comprimento, no próprio local desejado, para as devidas observações "in loco".

Com essa atitude poder-se-á determinar a vazão coletada por metro linear de dreno e também poder-se-á verificar a eficiência do "tratamento", através da comparação das características da água bruta do manancial com as do líquido drenado.

Dependendo da qualidade da água bruta e das características da execução do sistema, em muitos casos o tratamento complementar pode até ser dispensável, exigindo-se apenas a desinfecção, para se ter a divida segurança para o consumidor.

No Brasil existem algumas instalações desse tipo, podendo-se citar um sistema que vem sendo operado há mais de 40 anos, na cidade de Jaboticabal (SP), sem necessidade de tratamento convencional. Neste ano é efetuada a desinfecção com cloro.

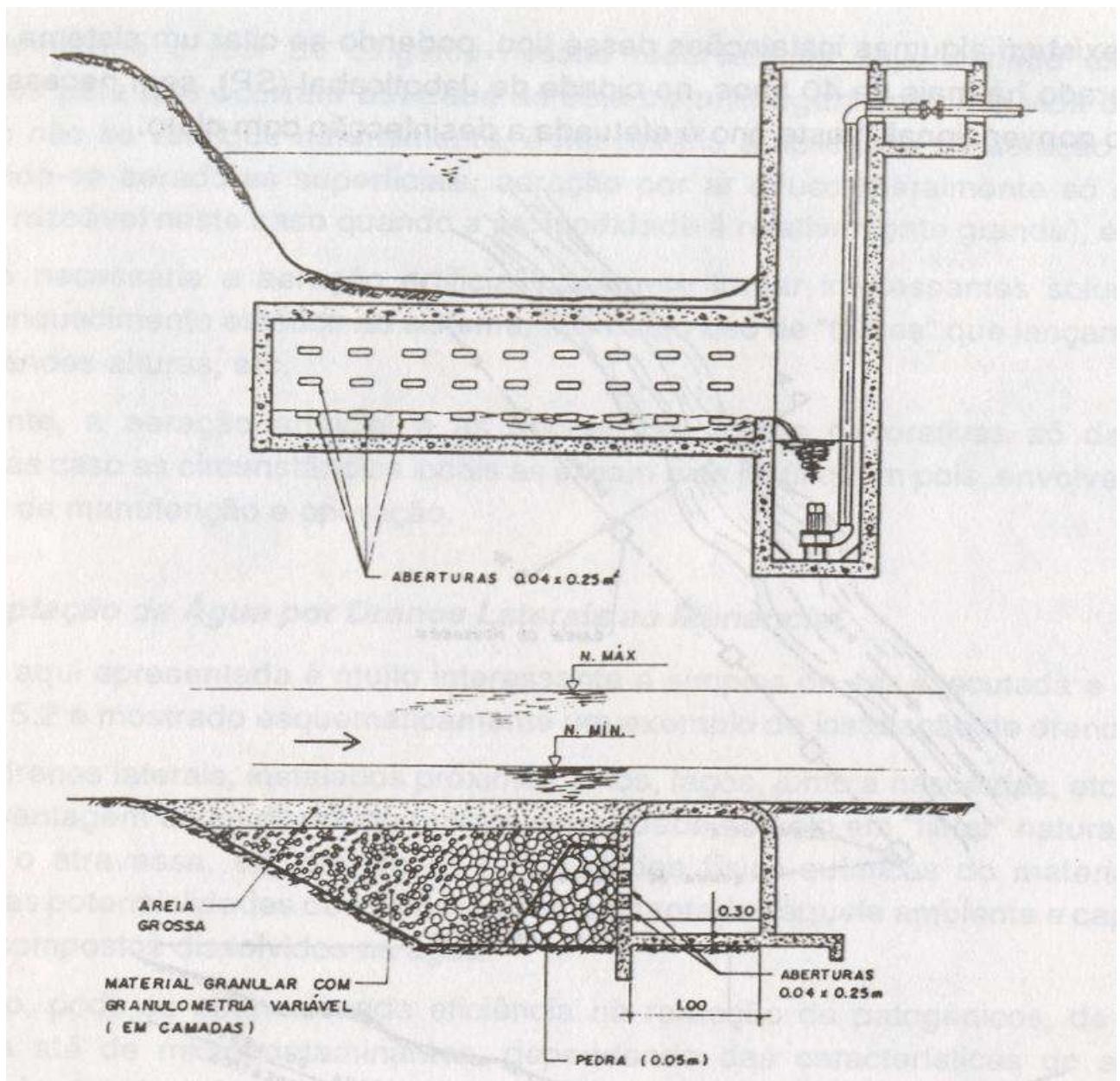


**FIGURA 5.2 - Esquema de Sistema de Drenagem para Captação de Água para Abastecimento.**

### 5.3- Captação de Água por Drenos Instalados no Manancial

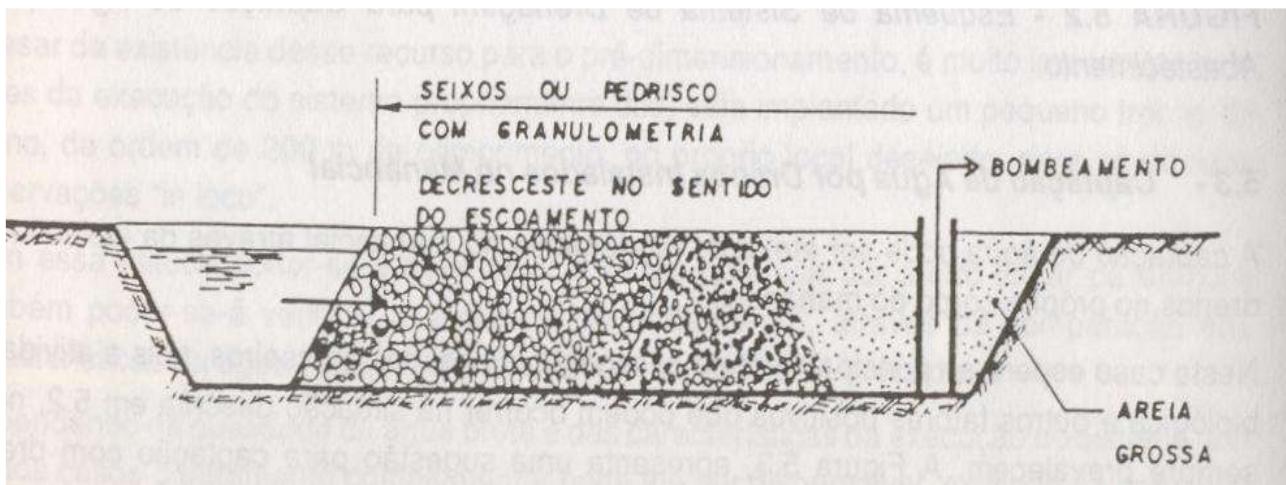
A captação de água pode ser efetuada diretamente no manancial através da inclusão de drenos no próprio corpo do manancial.

Neste caso espera-se principalmente a eliminação de sólidos grosseiros, pois a atividade biológica e outros fatores positivos que podem ocorrer na situação descrita em 5.2, nem sempre prevalecem, A Figura 5.3, apresenta uma sugestão para captação com dreno instalado sob o fundo de um pequeno rio.



**FIGURA 5.3 – Esquema de Dreno para Captação de Água sob o Leite de Rio de Pequeno Porte.**

Outro sistema que pode ser adotado em lagos ou rios, é esquematizado na Figura 5.4. Nesta instalação, dependendo da extensão do pré-filtro e da velocidade de escoamento da água.

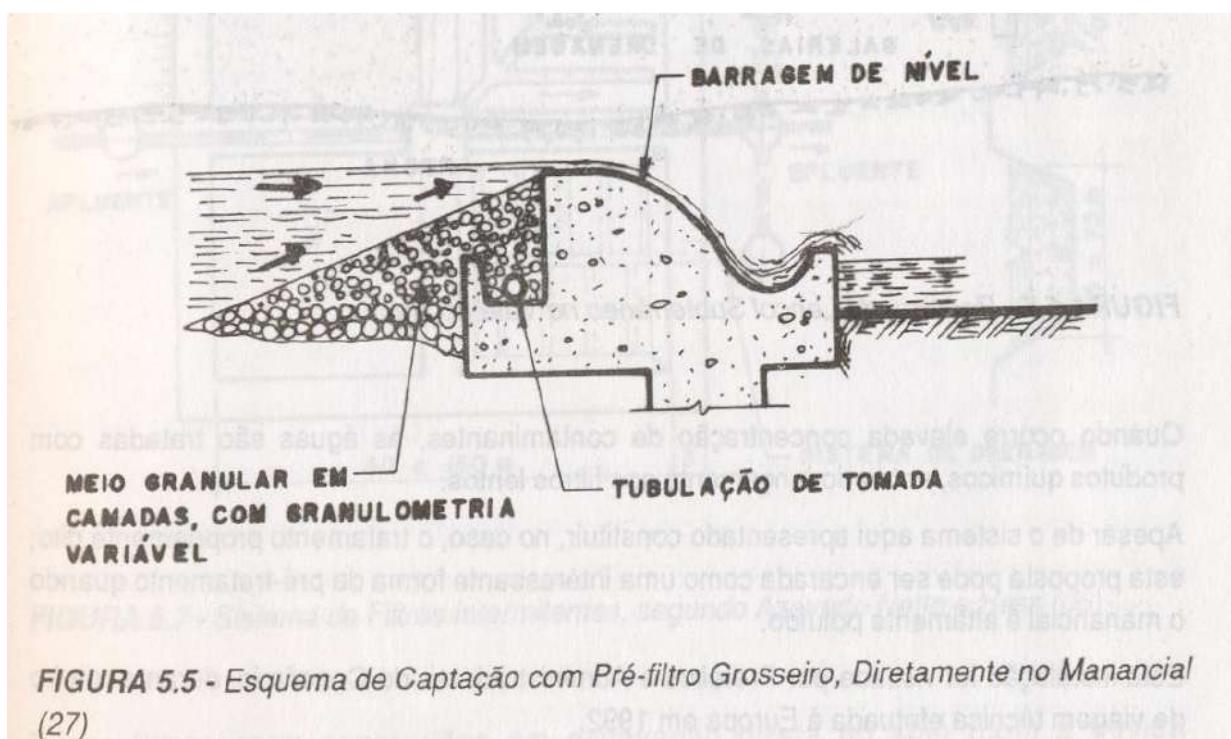


**FIGURA 5.4 – Esquema de captação Direta com Pré-filtro Grosseiro (27)**

pode-se admitir, além da remoção de partículas grosseiras também a remoção de microrganismos e de alguns contaminantes orgânicos e inorgânicos, decorrente da atividade de microrganismos que poderão aderir ao material granular que consiste o sistema.

Na Figura 5.5, é apresentada outra alternativa muito interessante para captação em rios de pequeno porte, cujas águas apresentam turbidez relativamente elevada.

Nos três casos esquematizados é muito difícil prever com exatidão a melhoria que será alcançada na qualidade da água, antes da sua execução. Contudo, na medida do possível deve-se tentar fazer alguns testes preliminares em pequena unidade piloto, com condições hidrodinâmicas semelhantes às do sistema que será implantado.



**FIGURA 5.5 - Esquema de Captação com Pré-filtro Grosseiro, Diretamente no Manancial (27)**

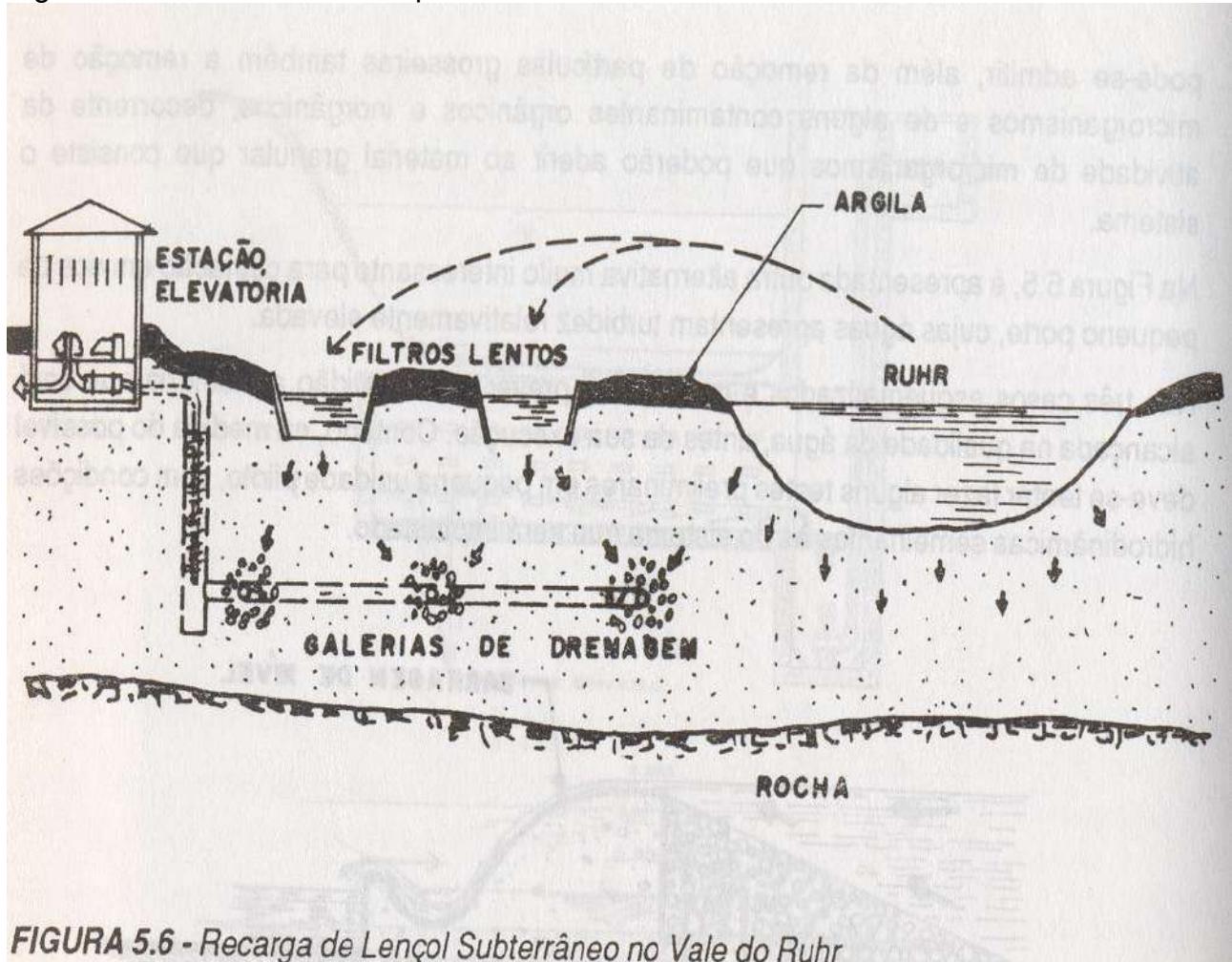
#### 5.4- Captação em Lençol com Recarga Artificial

O uso de captação em lençol recarregado artificialmente pode trazer resultados

muito interessantes, mesmo para instalações de grande porte.

Nesse sentido julgou-se interessante incluir neste texto a apresentação de sistema de captação e tratamento de água de uma região da Alemanha, que capta, em vários sistemas, cerca de 15,8 m<sup>3</sup>/s do Rio Ruhr.

As águas deste rio são lançadas em filtros lentos, que por sua vez alimentam o lençol freático. O aquífero é uma camada com cerca de 6 m de cascalho, sobre rocha impermeável (Ver Figura 5.6). A superfície do aquífero é protegida com uma camada de argila com cerca de 2 m de espessura.



**FIGURA 5.6 - Recarga de Lençol Subterrâneo no Vale do Ruhr**

Quando ocorre elevada concentração de contaminantes, as águas são tratadas com produtos químicos, antes do lançamento nos filtros lentos.

Apesar de o sistema aqui apresentado constituir, no caso, o tratamento propriamente dito; esta proposta pode ser encarada com uma interessante forma de pré-tratamento quando o manancial é altamente poluído.

Esta instalação foi visitada por Prefeitos e Administradores do Consórcio, durante roteiro de viagem técnica efetuada à Europa em 1992.

## 5.5- Filtros Intermitentes de Areia

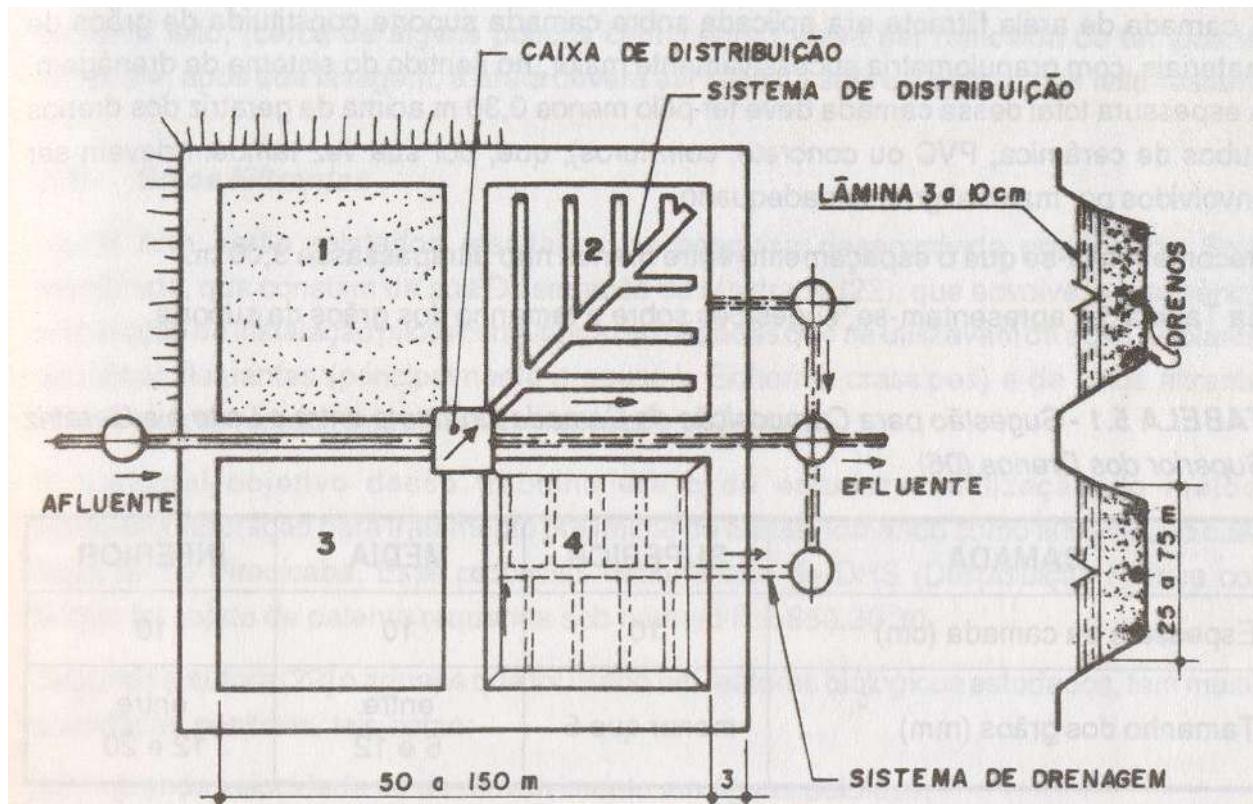
Azevedo Netto e Hess (06) relatam a aplicação de filtros intermitentes de areia, cujas especificações básicas foram estabelecidas pelo D.O.S. (Departamento de Obras de Saneamento), em 1947, publicadas na obra “Instruções para a elaboração de projetos de Estações de Tratamento de Esgotos Sanitários”.

Segundo a configuração proposta, esse sistema era utilizado para pós-tratamento

de esgotos sanitários, porém, segundo o autor do presente texto, pode-se inferir sua aplicação, também ao pré-tratamento de águas destinadas ao abastecimento público.

Na realidade, esse sistema tem características de filtros lentos rudimentares, e, portanto, seu emprego deve ser limitado para águas que não apresentam turbidez ou teores de sólidos suspensos muito elevados. Nesses filtros ocorre ativa participação de microrganismos.

Na figura 5.7, apresenta-se esquema de um sistema constituído por quatro unidades.



**FIGURA 5.7 - Sistema de Filtros Intermittentes, segundo Azevedo Netto e Hess (06)**

Esses filtros eram construídos em escavação direta no solo (com a devida impermeabilização). A distribuição do afluente era feita através de calhas niveladas, mantendo-se uma lâmina líquida da ordem de 3,0 a 10,0 cm, sobre a superfície do leito. Os autores (06) recomendavam o uso de tanque fluxível (com descargas intermitentes) para melhorar as condições de distribuição.

Segundo o autor do presente texto, poder-se-iam utilizar lâminas pouco maiores, líquidas eliminando-se o sistema de distribuição.

A taxa de aplicação superficial recomendada para tratamento de efluentes de reatores de processos biológicos, para esgotos sanitários, variava na faixa de 86 a 9.350 l/s.ha. A taxa de carregamento orgânico superficial era variada na faixa 50 a 150 kg DBO/ha.dia. A aplicação era efetuada em ciclos de 12 horas.

A espessura do leito de areia era fixada entre 0,75 e 1,00 m, empregando-se areia com tamanho efetivo entre 0,2 e 0,7 mm e coeficiente de não uniformidade sempre inferior a 5,0. A areia deve ser isenta de materiais capazes de serem degradados ou de serem agregados em função da ação dos componentes dissolvidos presentes no afluente.

A camada de areia filtrante era aplicada sobre camada suporte constituída de grãos

de materiais, com granulometria sucessivamente maior, no sentido do sistema de drenagem. A espessura total dessa camada deve ter pelo menos 0,30 m acima da geratriz dos drenos (tubos de cerâmica, PVC ou concreto, com furos), que, por sua vez também devem ser envolvidos por materiais granular adequado.

Recomenda-se que o espaçamento entre drenos não ultrapassasse 3,00 m.

Na tabela 5.1 apresentam-se, sugestões sobre o tamanho dos grãos da suporte.

**TABELA 5.1 – Sugestões para Composição da Camada Drenante entre o Leito e a Geratriz Superior dos Drenos (06)**

CAMADA	SUPERIOR	MÉDIA	INFERIOR
Espessura da camada (cm)	10	10	10
Tamanho dos grãos (mm)	menor que 5	entre 6 e 12	entre 12 e 20

Segundo os autores (06), o sistema, além de remover da DBO, também pode promover nitrificação e remoção de coliformes, da ordem de 90%. Lembre-se que caso se aumente a lâmina líquida sobre o leito, o processo de nitrificação poderá ser menos intenso.

Vale ressaltar que as condições aqui expostas versam sobre a concepção original, visando seu uso como pós-tratamento de esgotos, e, dessa forma caso se deseje utilizá-la para pré-tratamento de águas para abastecimento, podem-se constatar condições diferentes daquelas que são o objeto inicial.

Não há dúvida sobre a potencial aplicação desse sistema para o pré-tratamento de águas brutas poluídas, porém caso a caso deve-se estudar as características do afluente e avaliar o emprego do sistema, efetuando-se a operação de unidade piloto para a determinação dos parâmetros de projeto, otimizados para as circunstâncias que predominam na determinada situação.

Segundo os autores citados (06) os filtros intermitentes de areia são unidades que ocupam grande áreas de terreno e podem ter custos elevados de construção e de manutenção. Para que esse fato não seja condição restritiva de seu uso, naturalmente, na localidade em que se desejar implantação deve haver boa disponibilidade de áreas adequadas, de baixo custo e de areia de qualidade satisfatória e de custo também relativamente baixo.

Na opinião do autor do presente texto, a espessura do leito poderia ser diminuída um pouco, visando redução de custos, sem prejuízo considerável da qualidade da água para os fins propostos.

À exemplo do que ocorre em filtros lentos, é muito provável que uma pequena camada de areia do leito, (cerca de alguns poucos centímetros), deva ser removida de tempos em tempos e, após sua lavagem, a areia deverá ser repostada sobre a camada de leito restante.

## 5.6 – Solos Filtrantes

Neste item serão relatados resultados de pesquisa desenvolvida por Eneida Salati Manfrinato, que constam de sua Dissertação de Mestrado (22), que envolve, em essência, a operação de instalação piloto constituída de unidades que se utilizavam de ação de plantas aquáticas flutuantes (principalmente o aguapé, *Eichornia crassipes*) e de solos filtrantes cultivados com arroz (*Oriza Sativa*-variedade IAC 44/40).

O principal objetivo desse trabalho era o de estudar a utilização do método edafofitodepuração para o tratamento preliminar de águas, tomando como efluente, no caso, água do rio Piracicaba. Esse processo, denominado de DHS (Despoluição Hídrica com

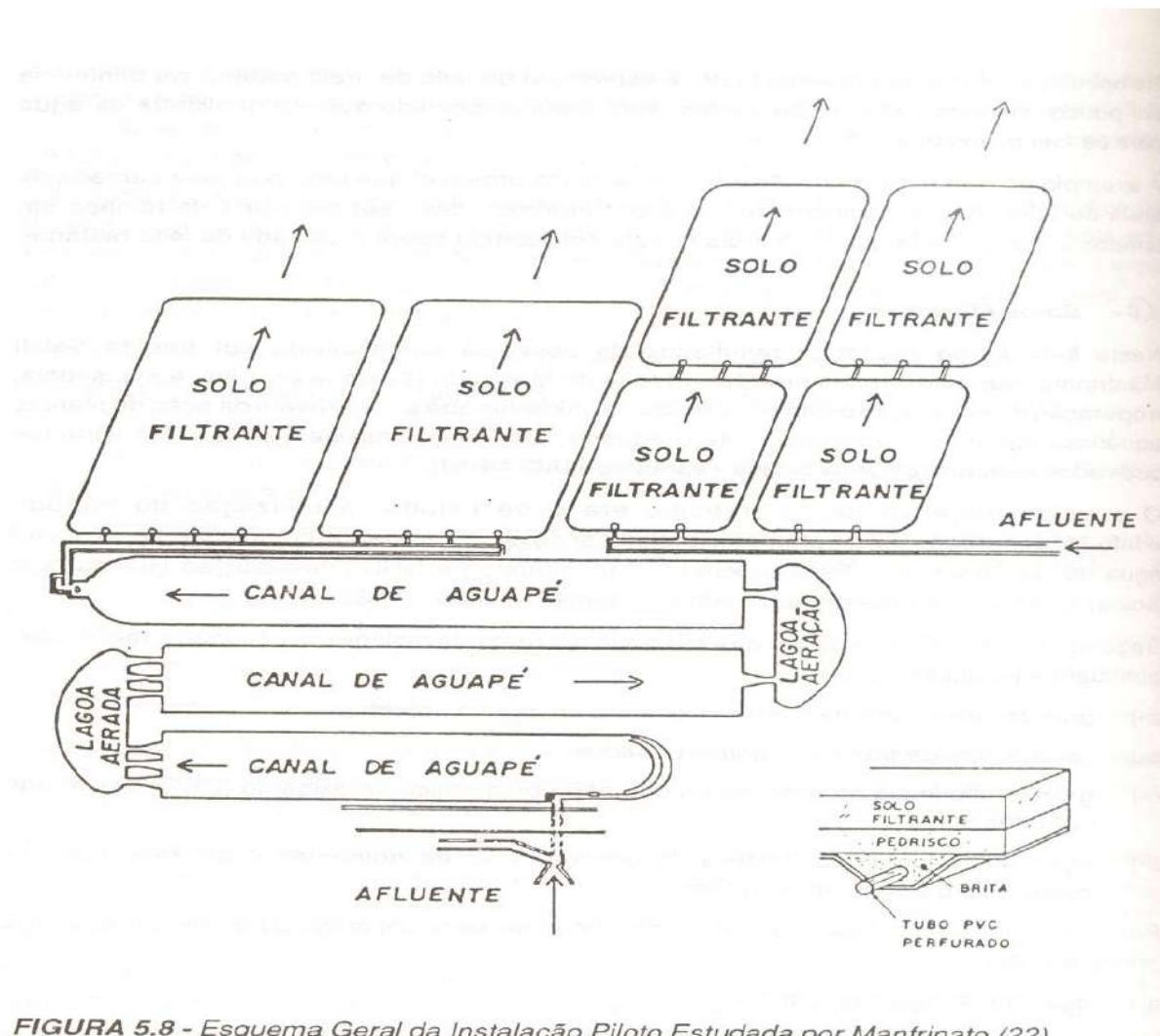
Solos) foi objeto de patente requerida sob número P.I.850.30.30.

Segundo a autora (22) o aguapé que foi usado em reatores biológicos estudados, tem muitas qualidades positivas, tais como:

- a) Grande velocidade de desenvolvimento em águas poluídas;
- b) Capacidade de adsorver metais pesados;
- c) Grande eficiência na redução da demanda bioquímica de oxigênio (DBO) das águas poluídas;
- d) Ação de redução significativa da concentração de nutrientes e da densidade de coliformes da água afuente, etc.

Por outro lado, a ação depuradora dos solos filtrantes pode ser atribuída às seguintes ações principais (22):

- a) Ação de filtragem mecânica;
- b) Ação físico – química (retenção de cátions e ânions); e,
- c) Ação biológica. Essa última, por sua vez ocorre através de ações de microrganismos que decompõem matéria orgânica, que ativam processos biogeoquímicos, etc e ação de plantas que “crescem nos solos e retiram nutrientes, ao mesmo tempo em que o sistema radicular melhora as condições físico – químicas do solo”. Foram operados dois sistemas, conforme esquematizados na Figura 5.8.



**FIGURA 5.8 - Esquema Geral da Instalação Piloto Estudada por Manfrinato (22)**

O primeiro sistema (Sistema I) era constituído por três canais em paralelo (largura: 15,0 m; profundidade: 0,70 m; área total: 4.320 m<sup>2</sup>) interligados por duas lagoas aeradas, cada qual com 250 m<sup>2</sup> de superfície. Nos canais, foi cultivado o aguapé e nas lagoas aeradas, cultivavam-se Elodea densa e Vilisneria gigantes.

O canteiro de solo filtrante tinha área total de 2014 m<sup>2</sup> e dispunha de sistema de drenagem constituídos por tubos de PVC de 100 mm de diâmetro perfurados, espaçados de 2,00 m e assentados em valas de 0,40 m.

Sobre a camada de brita, que servia como sistema básico de drenagem, foi aplicada uma camada de 0,15 m de pedrisco e, sobre esta, uma camada de 0,30 m de um latossolo vermelho amarelo da região de Piracicaba, misturando com 20% de vermiculita, em relação ao volume total da mistura.

O segundo sistema (Sistema II) era constituído apenas de dois módulos, cada qual com dois canteiros de solos filtrantes, cada um com área de 40 m<sup>2</sup>.

Concepção desses canteiros obedeceu aos mesmos critérios descritos para aqueles componentes do outro sistema.

No Sistema I, o tempo de detenção hidráulico nos canais de aguapé resultou da ordem de 27,5 h (93 l/s.ha) e a taxa hidráulica de aplicação superficial no solo filtrante foi mantida em 99 l/s.ha.

No Sistema II, manteve -se taxa hidráulica de aplicação no solo filtrante de 49 l/s.ha de carga hidráulica sobre o leito de 0,10 m.

Os principais resultados da pesquisa sobre o leito são apresentados na tabela 5.2.

**TABELA 5.2** – Remoção de Alguns Parâmetros Constatados na Pesquisa Desenvolvida por Manfrinato (22)

PARÂMETRO	REMOÇÃO DO SISTEMA I (%)		REMOÇÃO DO SISTEMA II (%)	
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima
DBO	28,7	89,4	52,3	86,6
Coliformes Fecais	75,3	99,9	46,5	99,9
Coliformes Totais	94,7	99,9	94,3	99,9
Turbidez	75,9	97,7	63,6	96,0
Cor	50,0	94,4	50,0	95,4
N-Amonical	25,9	95,2	25,9	90,9
Nitrato	53,7	91,8	26,2	98,1
Fósforo	9,1	63,0	9,1	63,0
Ferro	36,7	97,3	66,9	90,6
Alumínio	35,6	89,6	29,3	95,0

Não há dúvida que o sistema pesquisado oferece grande potencialidade para tratamento preliminar de águas para abastecimento, contudo, assim como para as outras alternativas aqui apresentadas, deve-se sempre efetuar estudos em instalação piloto para atestar sua eficiência para o determinado caso e deve-se analisar a viabilidade econômica comparativa, considerando-se a execução e a operação do sistema.

No que se refere especialmente ao emprego do tanque com macrófita (aguapé) e de canteiro de solo filtrante com plantio de arroz, devem ser salientados certos aspectos que precisam ser levados em consideração ao se optar por essas soluções.

Como se sabe, hoje existe, em muitos países, grande e justificado interesse sobre o uso de macrófitas para depuração de águas residuárias e são conhecidos muitos casos em que houve sucesso considerável e, outro, para os quais os resultados foram desanimadores a ponto de se ter de retirar estas plantas do sistema (10).

Como a produtividade do aguapé é muito acentuada, a formação de “biomassa” é extremamente elevada (10) e exige que, no projeto do sistema, inclua-se estudo aprofundado sobre a forma de remoção das macrófitas dos tanques e o que fazer com o material retirado.

Quando o sistema é bem projetado e tem manejo adequado (provada a viabilidade econômica para o caso), podem-se obter grandes vantagens de exploração da biomassa produzida. Contudo, quando isso não ocorre o aguapé passa a constituir-se em problema.

O aguapé, ao degradar-se pode acentuar o acúmulo de matéria orgânica no tanque, aumentando a carga bruta do sistema. Por outro lado a forma dessa planta permite o prevalecimento de condições que podem resultar, eventualmente, proliferação de pernilongos que causam sérios incômodos as circunvizinhanças (10).

No que se refere ao plantio de arroz, que tem seus aspectos positivos reconhecidos e comprovados na pesquisa citada (22), também de ser chamada atenção para o aspecto sanitário relacionado com as operações do plantio e de colheita desse vegetal.

Naturalmente, as águas do manancial devem ter em suspensão muitos organismos (vermes, bactérias, vírus, esporos, ovos de helmintos, etc) em suspensão que serão concentrados junto à superfície do solo filtrante. Isso redonda no fato de este ambiente torna-se insalubre para os operários encarregados de efetuar as referidas tarefa, exigindo, portanto todos os equipamentos de segurança aplicáveis às circunstâncias.

Ao adotar-se a opção por solos filtrantes com plantio de vegetação, é de suma importância tomar-se as devidas medidas para a total segurança dos operadores e dos consumidores do produto colhido no local.

## 5.7 – Aeração

Nas estações de tratamento de água mais antigas, não era incomum encontrar-se torres de aeração (às vezes na forma de “fontes”, iluminadas à noite), precedendo entrada da água na unidade de coagulação.

Essa aeração preliminar pode ter efeitos muito benéficos sobre a água, dentre as quais se destacam (05):

- Remoção de gases dissolvidos dióxidos de carbono ( $\text{CO}_2$ , gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ), etc);
- Remoção de microcontaminantes voláteis;
- Remoção de sabores e odores devidos a: gás sulfídrico ( $\text{H}_2\text{S}$ ); substâncias provenientes de algas e outros organismos; produtos de decomposição de matéria orgânica; ferro e manganês; etc.
- Elevação do pH mediante a remoção de  $\text{H}_2\text{S}$ ;
- Oxidação de ferro e manganês, auxiliando a sua remoção;
- Elevação do teor de oxigênio na água a ser tratada.

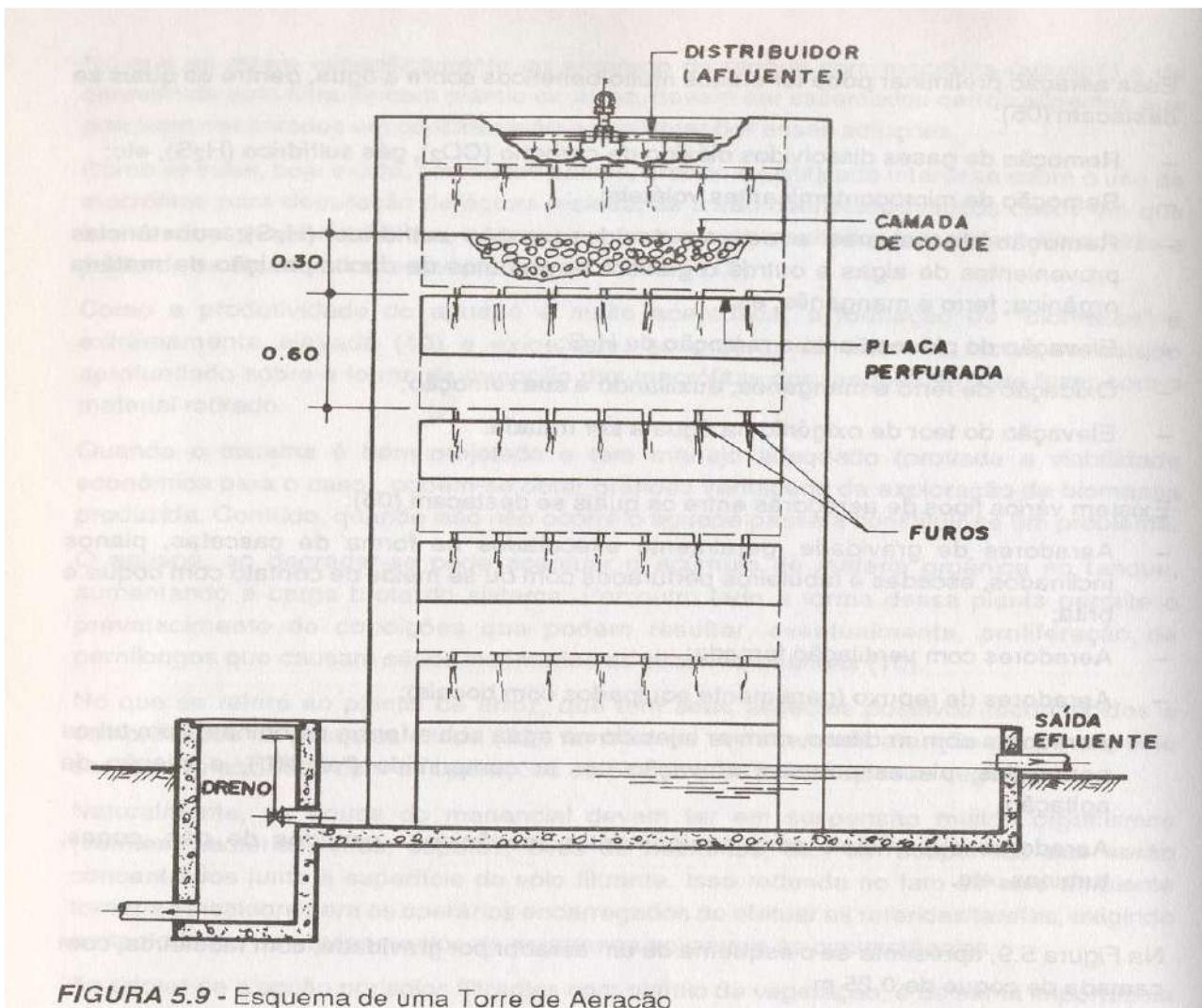
Existem vários tipos de aeradores entre os quais se destacam (05):

- Aeradores de gravidade, geralmente executados na forma de cascatas, planos inclinados, escadas e tabuleiros perfurados com ou sem meios de contato com coque e brita;
- Aeradores com ventilação forçada;
- Aeradores de repuxo (geralmente equipados com bocais);
- Aeradores com ar difuso, com ar injetado na água sob a forma de bolhas; com tubos perfurados, placas porosas, elevação por ar comprimido (“air lift”), e injeção de agitação;
- Aeradores superficiais com equipamentos mecânicos providos de pás, cones, turbinas, etc.

Na figura 5.9, apresenta-se o esquema de um aerador por gravidade, com tabuleiros, com camada de coque de 0,25m.

Nesse tipo de aerador, aplicam-se taxas superficiais compreendidas entre 300 a 900  $\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ dia}$ , considerando –se a área de projeção (05).

A execução de sistema de aeração precedendo estação de tratamento é uma solução de custo não muito elevado e pode trazer benefícios consideráveis ao sistema; contudo sua eficiência é bastante dependente das características da água, do clima local, do tipo de sistema adotado, etc. Assim sendo, sua execução só deve ser considerada após a realização de testes preliminares para verificar sua real aplicação a cada caso.



**FIGURA 5.9 - Esquema de uma Torre de Aeração**

## 5.8 – Reatores de Leito Fluidificado

A presença de nitrogênio amoniacal em águas destinadas ao abastecimento público provoca o aumento significativo do consumo de cloro (cerca de 10 mg de cloro, para cada 1mg de Nitrogênio Oxidado) para desinfecção, também pode intensificar a proliferação de microrganismos indesejáveis no sistema de distribuição.

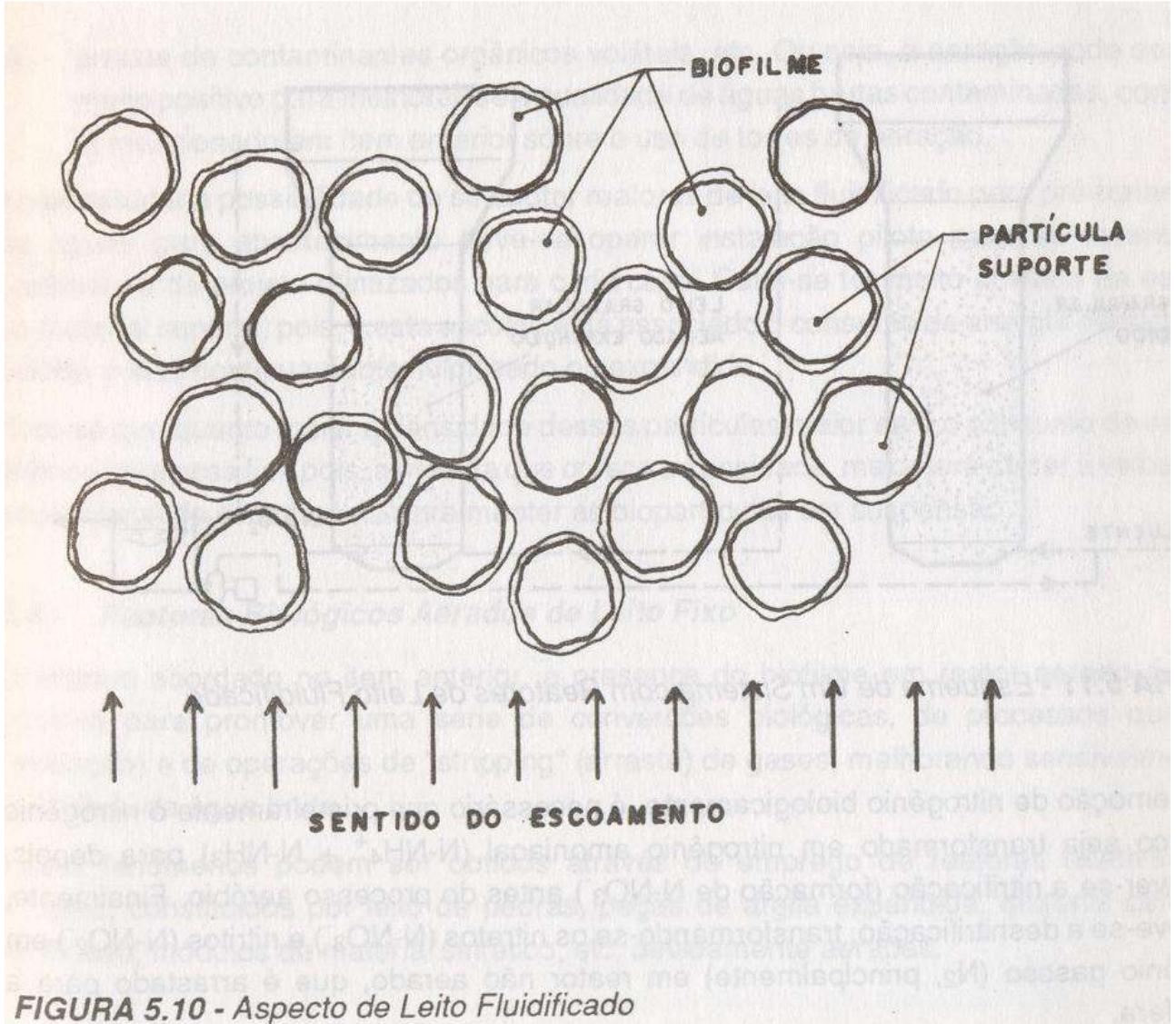
Por outro lado, os nitratos em concentração elevada podem provocar a metahemoglobinemia, principalmente em crianças.

Sabe-se que reatores biológicos de leito fluidificado apresentam bom desempenho na remoção de compostos inorgânicos, como amônia, nitritos, nitratos e orgânicos biodegradáveis, em função da grande área formada de biofilme ativo para mesmo tempo de retenção hidráulico no reator relativamente pequeno (13).

Na Europa já existem diversas instalações em operação, e, no Brasil, esse sistema também já vem sendo objeto de pesquisas (13) (19) (24) com resultados muito interessantes.

Comumente se emprega areia como material suporte para os microrganismos, porém podem ser usados outros materiais como carvão ativado, esferas de materiais, como vidro, polipropileno, etc. É previsto um leito de partículas granulares que se mantém expandido ou fluidificado através de imposição de escoamento com sentido de baixo para cima com velocidade adequada para tal.

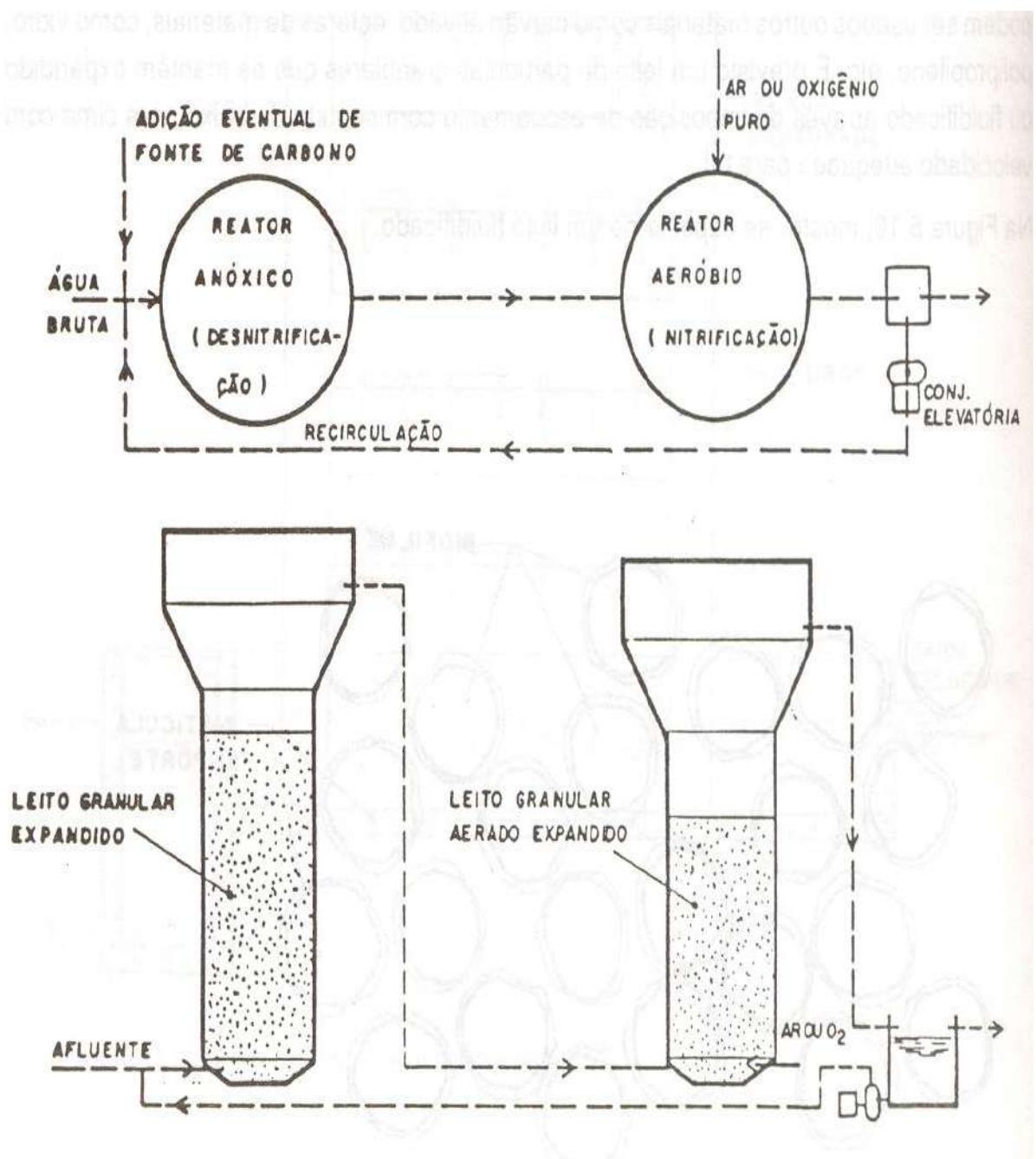
Na figura 5.10, mostra-se aspecto de um leito fluidificado.



**FIGURA 5.10 - Aspecto de Leito Fluidificado**

Como as biopartículas (material suporte + biofilme) não permanecem estáticas e superposta entre si, não há problema de colmatação do leito, ao mesmo tempo que se tem uma grande superfície de contato entre as bactérias que compõem o biofilme e o efluente líquido (água bruta) a ser tratada.

Na figura 5.11, apresenta-se um esquema para promover a remoção de nitrogênio de águas, empregando-se dois reatores em série, sendo que um deles prevalece o processo anóxico (desnitrificação) e no outro o processo aeróbico (nitrificação).



**FIGURA 5.11 - Esquema de Um Sistema com Reatores de Leito Fluidificado**

Para remoção nitrogênio biologicamente, é necessário que primeiramente o nitrogênio orgânico seja transformado em nitrogênio amoniacial ( $N-NH_4^+$  +  $N-NH_3$ ) para depois, promover-se a nitrificação (formação de  $N-NO_3^-$ ) antes do processo aeróbio. Finalmente, promovem-se a desnitrificação, transformando-se os nitratos ( $N-NO_3^-$ ) e nitritos ( $N-NO_2^-$ ) em nitrogênio gasoso ( $N_2$ , principalmente) em reator não aerado, que é arrastado para a atmosfera.

Não é do escopo deste trabalho o estudo detalhado dos processos biológicos envolvidos. Caso haja interesse do leitor, sugere-se inicialmente a consulta aos trabalhos citados neste item [(13) (19) (24)].

Em pesquisa realizada na Escola de Engenharia de São Carlos - USP (19) (24) com água bruta bastante contaminada, empregando-se sistema semelhante ao

apresentado na figura 5.10 (suporte de areia com grãos com tamanho efetivo igual a 0,31 mm; altura do leito: 2,0 m), foram obtidos os seguintes resultados: conversão de nitrogênio amoniacial: aproximadamente 100%; remoção do nitrogênio total (orgânico + amoniacial): 93%; remoção do nitrogênio orgânico: 91% e remoção de DQO: superior a 80%.

Esses resultados foram obtidos para tempo de detenção total (soma dos tempos de detenção nos dois reatores) pouco superior a 1 hora.

Vale acrescentar que ao se promover a aeração no reator de nitrificação, tem-se como vantagens adicionais:

- a) Oxidação de metais e de outros contaminantes presentes na água;
- b) Arraste de gases que podem estar associados a maus odores, como por exemplo H<sub>2</sub>S;
- c) Arraste de contaminantes orgânicos voláteis, etc. Ou seja, a aeração pode ser fator muito positivo para melhorar-se a qualidade de águas brutas contaminadas, conforme já mencionado em item anterior sobre o uso de torres de aeração.

Ao se estudar a possibilidade de se adotar reatores de leito fluidificado para pré-tratamento de águas para abastecimento deve-se operar instalação piloto para se levantar os parâmetros de projetos otimizados para cada caso. Deve-se ter muito cuidado na escolha do material suporte, pois, a esta escolha está associado o consumo de energia elétrica para manter o leito continuamente fluidificado ou expandido.

Nota-se que quanto maior a densidade dessas partículas maior será o consumo de energia elétrica para esse fim; pois, a medida que cresce a densidade, maior terá de ser a velocidade ascensional do escoamento para manter as biopartículas em suspensão.

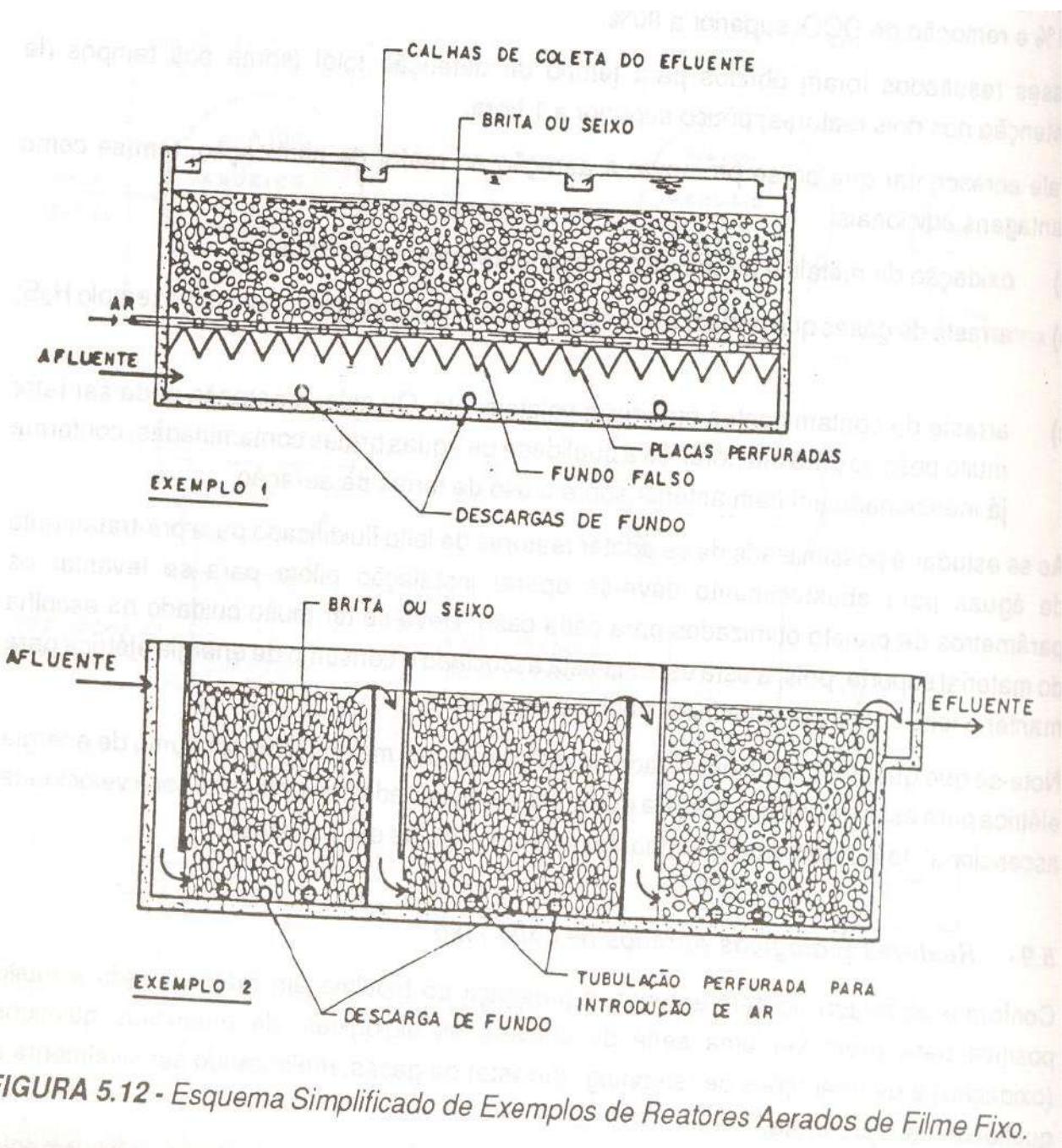
## 5.9 – Reatores Biológicos Aerados de Leito Fixo

Conforme abordado no item anterior, a presença do biofilme em reator é muito positiva para promover uma série de conversões biológicas, de processos químicos (oxidação) e de operações de “stripping” (arraste) de gases, melhorando sensivelmente a qualidade de água bruta.

Esses fenômenos podem ser obtidos através do emprego de reatores relativamente simples, constituídos por leito de pedras, peças de argila expandida, material cerâmico vitrificado, módulos de material sintético, etc, devidamente aeradas.

Naturalmente, aderidos sobre esses materiais-suporte, haverá de biofilmes com elevada concentração de microrganismos que se adaptarão aos tipos de substratos (contaminantes degradáveis da água bruta) e promoverão a melhoria da qualidade da água que terá acesso as estações de tratamento de água propriamente ditas.

Na figura 5.12, apresenta-se um esquema simplificado de uma unidade destinada ao referido fim.



**FIGURA 5.12 - Esquema Simplificado de Exemplos de Reatores Aerados de Filme Fixo.**

A concessão desse reator pode variar de forma bastante grande, em função da criatividade do projetista, porém caso a caso deve-se efetuar operação de unidade piloto para a obtenção dos resultados efetivos concernentes com a eficiência alcançada e com os custos associados.

## 5.10 – Pré-Filtração Grosseira

A filtração grosseira pode ser efetuada em sistemas com concepção semelhante às apresentadas nas figuras 5.4 e 5.5 do item 5.3 e pode ter outras configurações distintas conforme descrito sucintamente a seguir. Segundo COLLAZOS (17), VISSCHER e GALVIS (27) (28) sugerem-se os seguintes sistemas de pré-tratamento:

*a) Filtração Dinâmica Grosseira em Camadas (FDGC)*

Esse tipo de pré-filtração consiste em um filtro de pedregulho, estratificado em camadas, com granulometria grossa no fundo e fina na superfície, localizado diretamente no leito do manancial. A espessura do leito filtrante tem tamanho compreendido entre 7 e 10 mm, com coeficiente de desuniformidade entre 1,6 e 2,2.

As taxas de filtração variam entre 14 e 24 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> dia (0,6 e 1,0 m/h). Na parte inferior do leito granular colocam-se tubulações perfuradas para a coleta de água filtrada.

*b) Filtração Grosseira Horizontal (FGH)*

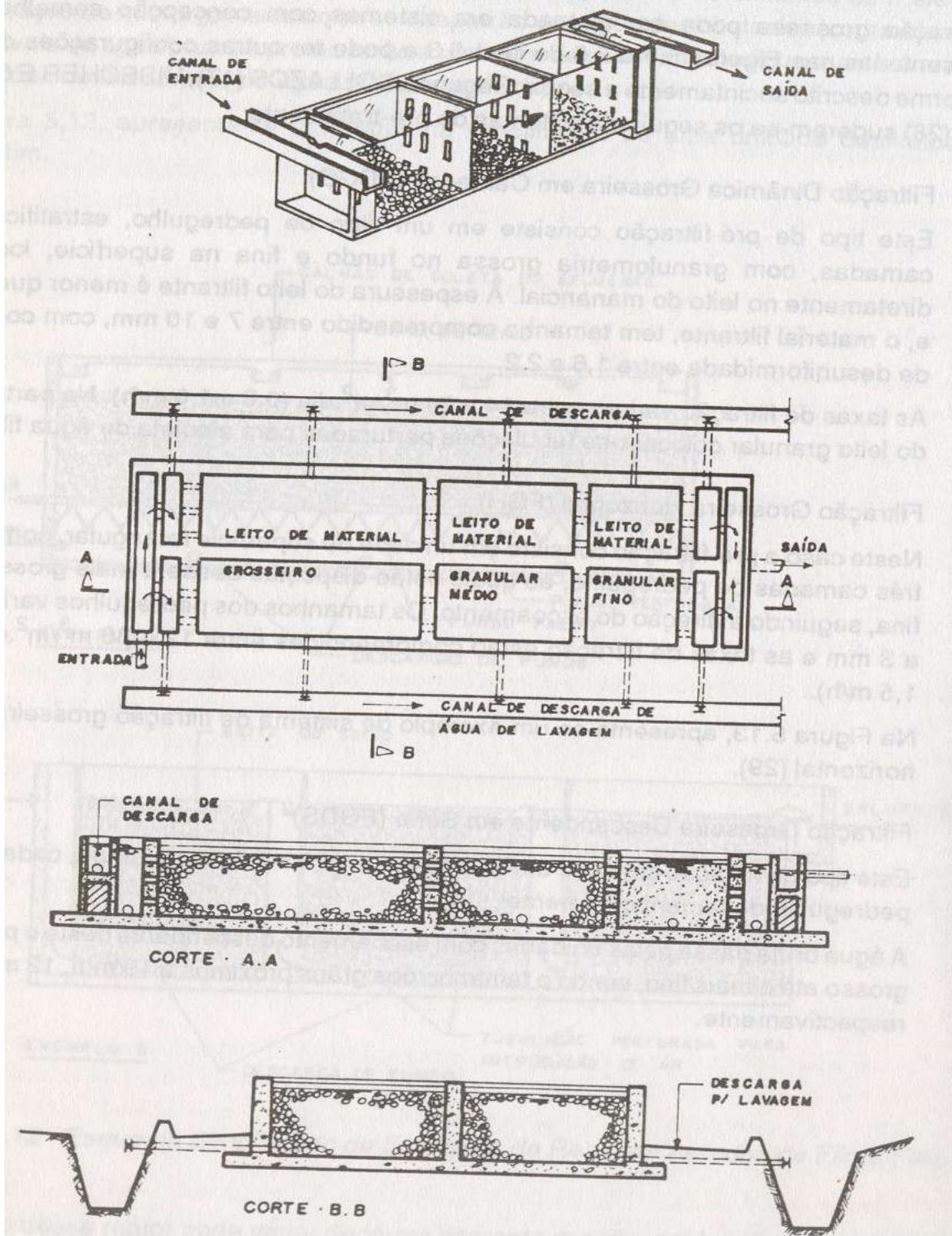
Neste caso a pré-filtração consiste em unidade de superfície retangular, composta de três camadas de pedregulho, as quais estão dispostas desde a mais grossa à mais fina, seguindo a direção do escoamento. Os tamanhos dos pedregulhos variam de 15 a 3 mm e as taxas de filtração estão compreendidas entre 12 e 36 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> dia (0,5 e 1,5 m/h).

Na figura 5.13, apresenta-se um exemplo de sistema de filtração grosseira de fluxo horizontal (29).

*c) Filtração Grosseira Descendente em Série (FGDS)*

Esse tipo de filtração consiste em unidades de 1,20 a 1,50 m de altura, cada uma com pedregulho de tamanho diferente.

A água bruta passa pelas unidades com escoamento descendente deste pedregulho grosso até o mais fino, sendo o tamanho dos grãos próximos a 19 mm, 12 mm e 6 mm respectivamente.

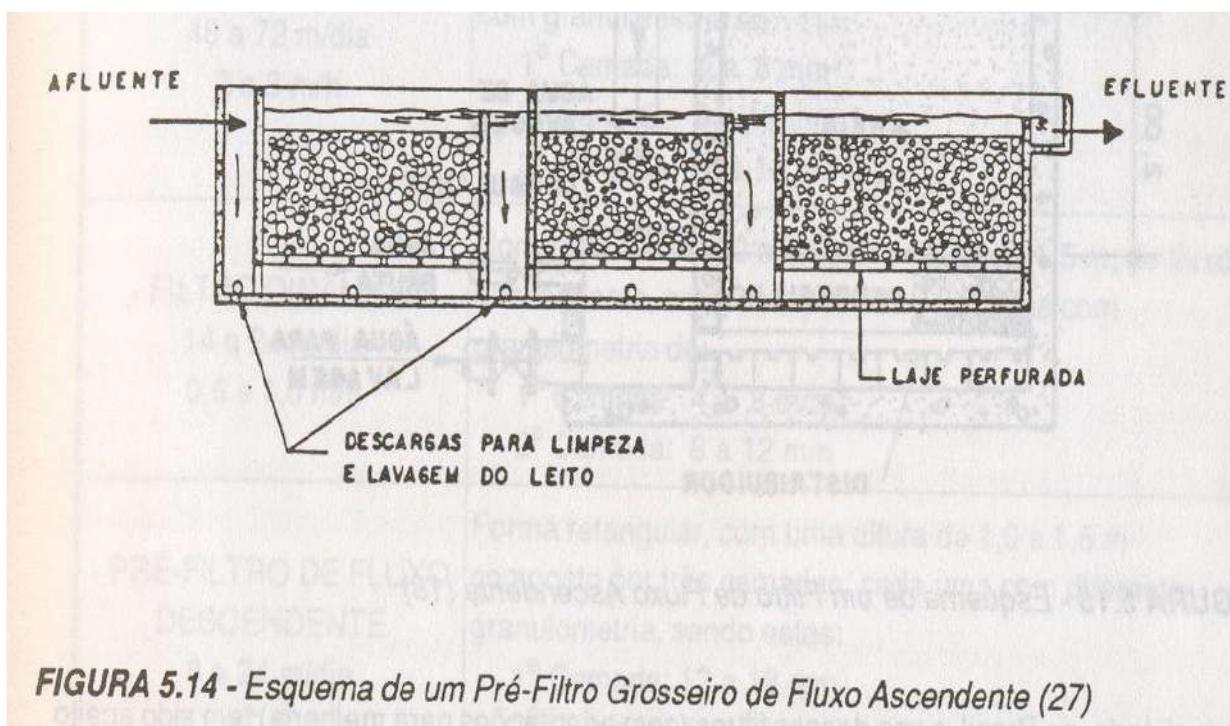


**FIGURA 5.13 – Esquema de um Sistema de pré-filtração Grosseira de Fluxo Horizontal (29)**

*d) Filtração Grosseira Ascendente em Série (FGAS)*

Este sistema é similar ao anterior, só que a direção do escoamento é ascendente em cada unidade (ver Figura 5.14). A limpeza do leito filtrante é realizada por descargas, mediante a operação de uma válvula de abertura rápida, facilitando-se a remoção do

material retido nas camadas de pedregulhos de maior tamanho. A granulometria deste é semelhante a do sistema anterior.



**FIGURA 5.14 - Esquema de um Pré-Filtro Grosseiro de Fluxo Ascendente (27)**

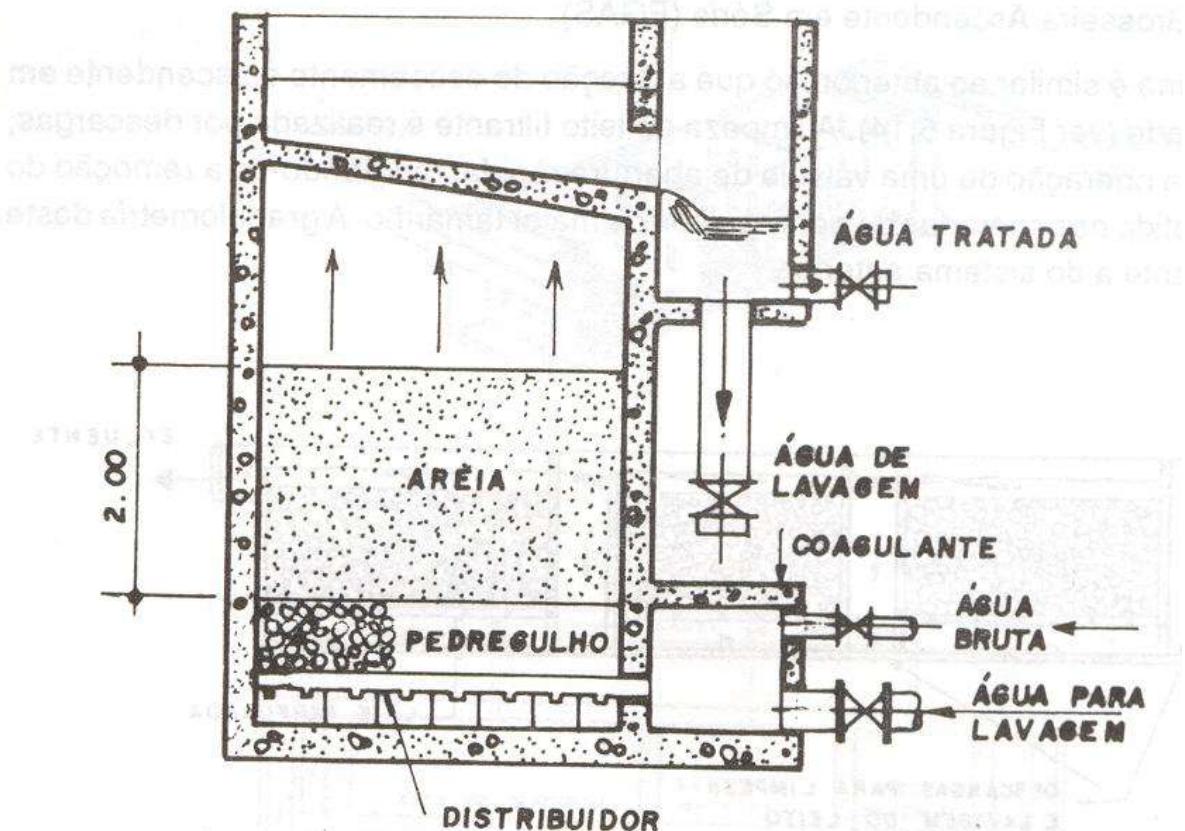
e) *Filtração Grosseira Ascendente em Camadas (FGAC)*

É um sistema em que se tem o material granular com tamanho variável, disposta em uma só unidade.

O material suspenso é retido, principalmente nas camadas de pedregulho do maior tamanho. A limpeza é realizada pela operação de uma válvula de abertura rápida, com gradiente hidráulico que garanta a remoção do material retido. Este sistema foi estudado inicialmente no Peru, por CARRION (apud 17), posteriormente, foram realizadas estudos na Escola de Engenharia de São Carlos – USP (12) e (13).

Em todas as alternativas aqui apresentadas devem-se prever sistemas de coleta do efluente e de distribuição do afluente muito bem projetados. As canalizações de descarga devem estar afastadas entre si, no máximo de 2,0 m e deverão admitir velocidade descendente da água, por ocasião da limpeza dos leitos, na faixa de 60 a 90 m/h (30).

Embora não se possa considerar como uma unidade típica de pré-tratamento, o filtro de fluxo ascendente (citado aqui neste item por ter algumas semelhanças com pré-filtros grosseiros), pode ser, em certos casos instalados como tal (Ver figura 5.15).



**FIGURA 5.15 - Esquema de um Filtro de Fluxo Ascendente (18)**

Na realidade, no Brasil, o uso desses filtros (com adaptação para melhoria) tem sido aceito em muitas situações em que a qualidade da água bruta assim a admite, como o único tratamento do sistema, no entanto precedido de coagulação e sucedido por desinfecção com cloro (18).

No entender do autor do presente trabalho o uso desse tipo de unidade com as devidas instalações complementares pode ser interessante quando se deseja efetuar a filtração rápida descendente ou filtração lenta como componente subsequente.

Nessa situação o referido filtro de fluxo ascendente passa a ser conceitualmente, uma unidade de pré-tratamento.

Como se sabe, a filtração direta descendente, assim como os filtros lentos têm seu uso não recomendado para alguns tipos de água que apresentam turbidez e/ou cor com valores muito elevados. A implantação de pré-tratamento constituído por filtros grosseiros ou por filtros de fluxo ascendente pode viabilizar essas alternativas para um numero maior de situações.

WEGELIN, segundo RUGNO (23), propõe alguns critérios de projetos de Pré-Filtro, conforme apresentado na Tabela 5.3.

WEGELIN (29) recomenda os dados na Tabela 5.3, considerando —se a altura e a largura máximas das unidades, como sendo, respectivamente 1,5 m e 5,0 m.

**TABELA 5.3 - Alguns Dados de projeto de Pré-Filtros Sugeridos por WEGELIN (apud 23)**

TIPO DE FILTRO (Taxa de filtração)	CARACTERÍSTICAS DO LEITO
<b>FILTRO DE ENTRADA</b> 48 a 72 m/dia 2 a 3 m/h	Forma trapezoidal, altura de 1,0 m, comprimento de 3,0 a 4,0 m, de fluxo descendente composto de três camadas com granulometria de: 1º camada: 4 a 8 mm 2º camada: 8 a 12 mm 3º camada: 12 a 18 mm
<b>FILTRO DINÂMICO</b> 14 a 24 m/dia 0,6 a 1,0 m/h	Comprimento de 5,0 a 10,0 m e altura de 1,5 m; de fluxo descendente composto de duas camadas com granulometria de: 1º camada: 4 a 8 mm 2º camada: 8 a 12 mm
<b>PRÉ-FILTRO DE FLUXO DESCENDENTE</b> 8 a 24 m/dia 0,3 a 1,0 m/h	Forma retangular, com uma altura de 1,0 a 1,5 m, composto de três camadas, cada uma com diferente granulometria, sendo estas: 1º camada: 12 a 18 mm 2º camada: 8 a 12 mm 3º camada: 4 a 8 mm
<b>PRÉ-FILTRO DE FLUXO ASCENDENTE</b> 8 a 24 m/dia 0,3 a 1,0 m/h	Igual a anterior, só que o fluxo é ascendente.
<b>PRÉ-FILTRO DE FLUXO HORIZONTAL</b> 8 a 36 m/dia 0,3 a 1,5 m/h	Forma retangular, com uma altura de 1,0 a 1,5 m e um comprimento de 6,0 a 12,0 m. Composto de três camadas, sendo a primeira o dobro de tamanho da segunda e a terceira, tendo a seguinte granulometria: 1º camada: 12 a 18 mm 2º camada: 8 a 12 mm 3º camada: 4 a 8 mm

WEGELIN (29) apresenta importantes sugestões para dimensionamento de pré-filtros de fluxo horizontal em diversas câmaras (ver Figura 5.12) em função da concentração de sólidos suspensos presentes na água afluentes (Ver Tabela 5.4).

Com base na bibliografia consultada (12) (17) (23) (26) (28) (29) (30) a respeito da

pré-filtrado grosseiro verifica-se que de maneira predominante, prevalecem as seguintes situações:

- Tamanho do material granular do leito: de 50 mm a 2 mm;
- Taxa de aplicação: 0,5 a 1,5 m/h (ou 12 a 36 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> dia)
- Eficiência na remoção de turbidez: 40 – 95%;
- Eficiência na remoção de coliformes: 40 a 95%

Nos estudos consultados também foram detectados valores que excederam os limites aqui apresentados.

Vale ressaltar que pode ser necessária, em certos casos a implantação de decantador convencional ou de alta taxa, ou ainda de uma bacia de sedimentação, à montante dos pré-filtros para se alcançar os limites de concentração de sólidos suspensos na água afluente a essas unidades.

Nessas condições ou em outras situações em que se desejam remover sólidos suspensos como areia e silte, os decantadores podem se constituir em importantes unidades de pré-tratamento.

**TABELA 5.4 -** Alguns dados para projeto de Pré-Filtros Grosseiros de Fluxo Horizontal, em função de concentração de sólidos suspensos na água afluente (29).

Concentração máxima de sólidos suspensos na água afluente pré-decantada (mg/l)	> 300	300 a 100	<100
Taxa de Filtração (m/h)	0,5	0,75 a 10,0	1,0 a 1,5
Comprimento do filtro (m) e tamanho do material filtrante			
20 mm	3 a 5	3	3
15 mm	2 a 5	2 a 4	2 a 3
10 mm	2 a 4	2 a 3	2
5 mm	1 a 2	1 a 2	1
Valores máximos de Sólidos Suspensos esperados no efluente do Pré-Filtro (mg/l)	5	2 a 3	2

O dimensionamento desses decantadores pode ser efetuado considerando-se os critérios usuais, respeitando-se a sedimentação de partículas discretas segundo a Lei de Stokes. Contudo, tem-se de tomar cuidados especiais no que se refere aos dispositivos para limpeza de unidade, pois o material sedimentado deverá ser removido com relativa facilidade, quer seja através de operações manuais ou automatizadas.

O ensaio para avaliar os parâmetros básicos de projeto dessa unidade e a eficiência na remoção de sólidos pode ser facilmente realizado em laboratórios mesmo em poucos recursos disponíveis.

Note-se que em certos casos, um simples decantador, precedendo uma estação de tratamento de água propriamente dita pode trazer excelentes resultados, principalmente quando o problema recai em elevada turbidez decorrente da presença de areia e silte.

## 6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Não há dúvida, que a necessidade de pré-tratamento ou tratamento complementar é consequência da degradação do manancial por atividade antrópicas, na maioria dos casos. Assim sendo, este fato deve sempre ser levado em consideração em todas as situações em que se detectem deficiências no desempenho de estações de tratamento.

Neste texto apenas discorreu-se sobre algumas alternativas para pré-tratamento de águas com potencialidade de implantação à montante da estação de tratamento propriamente dita, constituída por unidade coagulação-flocação, decantação, filtração, desinfecção; filtração lenta-desinfecção; coagulação-filtração direta, desinfecção; etc. No caso, o emprego do pré-tratamento visa a melhoria da qualidade da água bruta, de tal forma a adequá-la para o tratamento subsequente, para que seja possível, no final dos sistemas, ter-se uma água que respeite o padrão de potabilidade.

Não foram descritas alternativas técnicas que podem ser incorporadas ao fluxograma da estação de tratamento propriamente dita, para melhorar o seu desempenho. Nesta gama de soluções também são disponíveis muito interessantes que permitem o aprimoramento do tratamento de águas consideradas problemáticas.

A implantação de pré-tratamento não impede também a adoção de melhorias na própria estação. O fluxograma mostrado na figura 6.1 ilustra os passos para tomada de decisões sobre esse tema.

Nesse campo de soluções incluem-se várias técnicas entre as quais se destacam:

- a) Uso de oxidantes forte, tais como, cloro, ozônio, dióxido de cloro, etc., visando à oxidação química de contaminantes e/ou a desinfecção das águas, ou até mesmo a melhoria da coagulação-flocação;
- b) Uso de radiação ultravioleta, visando a desinfecção preliminar, na entrada da água na estação de tratamento. Essa alternativa pode, em alguns casos, evitar o uso da pré-cloração, quando efetuada com o interesse de reduzir o número de patogênicos na entrada do sistema;
- c) Uso de carvão ativado, para adsorção principalmente de microcontaminantes. Esta técnica pode ser empregada utilizando-se carvão em pó (precedendo a coagulação ou à montante dos filtros) ou carvão granular (como leito filtrante);
- d) Uso de auxiliares de coagulação, flocação ou de filtração, constituídos geralmente por polímeros naturais ou sintéticos, etc. Esses produtos, quando bem escolhidos e bem empregados, aumentam sensivelmente a remoção de contaminantes orgânicos e inorgânicos e também de patogênicos;
- e) Uso de ozonização precedendo aos filtros para que essas umidades ocorram, além da filtração propriamente dita, processos biológicos que promovem a redução do teor de

compostos degradáveis e a nitrificação do nitrogênio amoniacal presente na água;

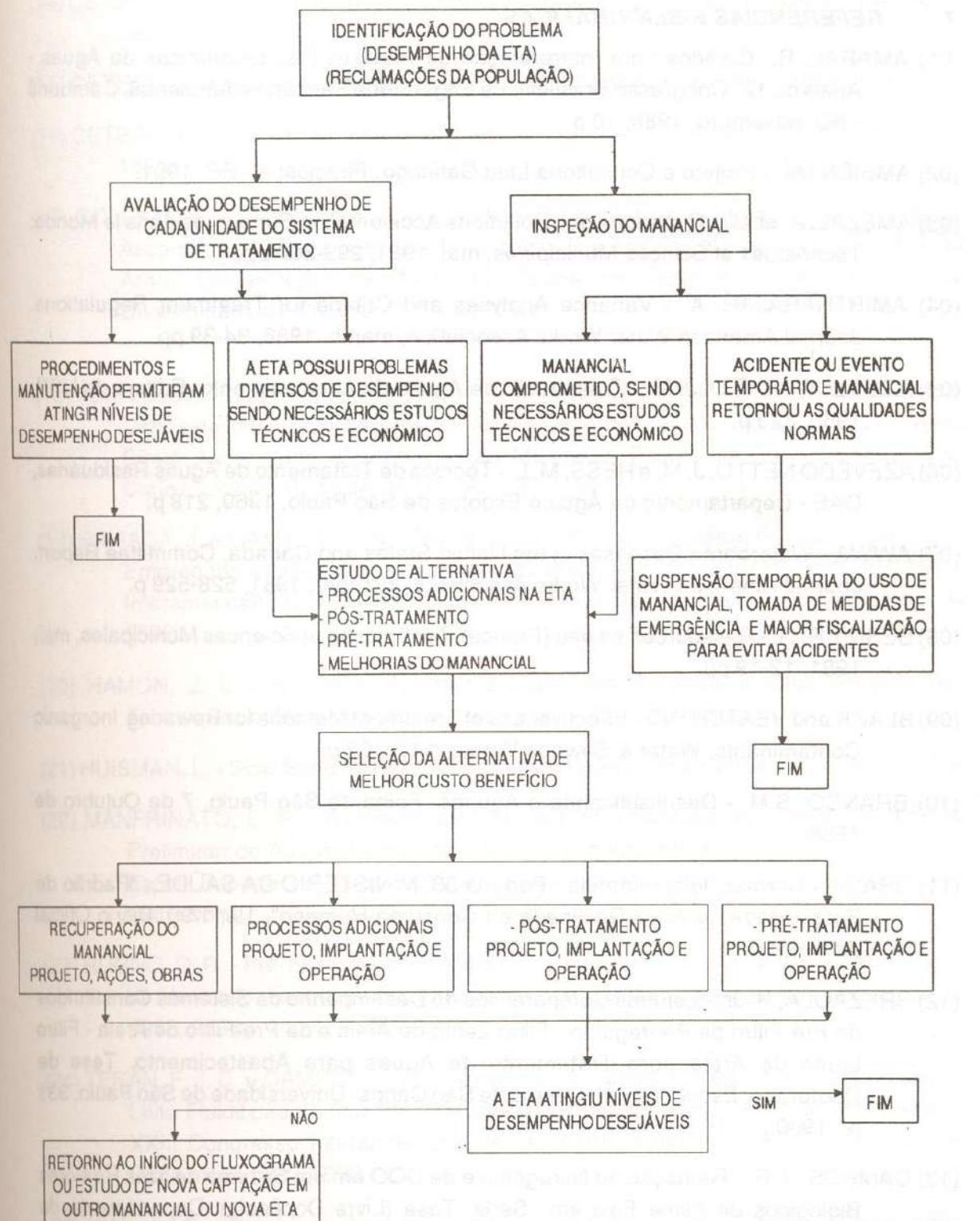
f) Uso de pós –tratamento empregando-se, por exemplo, filtros lentos de areia. Essa solução é adotada em alguns casos na Holanda e Alemanha.

Ao se tratar uma água altamente contaminada, deve-se, portanto, estudar todas as formas de pré-tratamento e as de tratamento adicional a serem incorporadas no fluxograma da estação propriamente dita, para que se possa definir a melhor proposta para cada caso.

O que é evidente é que quando se tem como manancial uma água altamente poluída não se pode definir como único objetivo a eliminação de cor, turbidez e coliformes, e, sim deve-se ponderar também sobre os compostos orgânicos (pesticidas, detergentes, fenol, etc.), metais e compostos e íons inorgânicos (N-amoniacial e N-NO<sub>3</sub>, etc.).

Deve-se dar atenção especial a compostos orgânicos passíveis de dar origem a trihalometanos em decorrência da ação do cloro. Existem muitos trabalhos publicados que afirmam que esses sub-produtos são potencialmente carcinogênicos.

Finalizando este texto é interessante ressaltar o fato de que atualmente encontra-se em evolução crescente a idéia de que os processos biológicos devem assumir papel cada vez mais importante em sistemas de tratamento de água que têm manancial altamente contaminado. Assim sendo ao se escolher pré-tratamentos deve-se preferencialmente escolher aquele que admite a ocorrência de processos biológicos, sempre que se tiver de remover contaminantes passíveis de serem degradados ou convertidos biologicamente.



**FIGURA 6.1 - Fluxograma para decisão quanto a alternativas para melhorar o nível de tratamento de Água**

## **7 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- (01) AMARAL, R.- Critérios para a interpretação de Análises Físico-Químicas de Águas – Anais do 12º Congresso Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental, Camburiú-SC, novembro, 1980, 10 p.
- (02) AMBIENTAL - Projeto e Consultoria Ltda. Piracicaba - SP, 1991.
- (03) AMEZAL, A. et alii-Historique des Pollutions Accidentales Survenues dans le Monde. Techniques et Sciences Municipales, mai, 1981, 293-300 pp.
- (04) AMIRTHARAJAH, A. – Variance Analyses and Criteria for Treatment Regulations. Journal American Water Works Association, march, 1986, 34-39 pp.
- (05) AZEVEDO NETTO, J. M. – Tratamento de Águas de Abastecimento. Editora da USP, 1966, 329 p.
- (06) AZEVEDO NETTO, J. M. e HESS, M.L. – Técnicas de Tratamento de Águas Residuárias, DAE- Departamento de Água e Esgotos de São Paulo, 1969, 218 p.
- (07) AWWA- Waterborne Diseases in the United States and Canada. Committee Report. Journal American Water Works Association, october, 1981, 528-259p.
- (08) BESNIER, G.- Ressources en eau (France). Techniques et Sciences Municipales, mai, 1981, 12-19 p.
- (09) BLACK and VEATCH INC – Effectiveness of Treatment Methods for Removing Inorganic Contaminants. Water & Sewage Works, 1980, 62 p.
- (10) BRANCO, S.M. – Desmistificando o Aguapé. Folha de São Paulo, 7 de outubro de 1986.
- (11) BRASIL- Normas, leis, portarias: Portaria 36, MINISTÉRIO DA SAÚDE, “Padrão de Potabilidade da Água Destinada ao Consumo Humano”, 19/11/90. Diário Oficial da União.
- (12) BREZOLA, R. Jr.- Estudos Comparativos do Desempenho de Sistemas Constituídos de Pré- Filtro de Pedregulho – Filtro Lento de Areia e de Pré-Filtro de Areia – Filtro Lento de Areia para Tratamento de Águas de Abastecimento. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 331 p.,1990.
- (13) CAMPOS, J.R. – Remoção de Nitrogênio e de DQO em um Sistema de Três Reatores Biológicos de Filme Fixo em Série. Tese (Livre Docência). Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1989.
- (14) CETESB - Legislação Federal de Controle da Poluição Ambiental. Estado de São Paulo, 1986.
- (15) CETESB – Qualidade das Águas Interiores do Estado de São Paulo, 1984, 134p.
- (16) CETESB - Relatório de Qualidade das Águas Interiores do Estado de São Paulo, 1991, 163p.

- (17) COLLAZOS, A.E.A.P.- Pré- Filtração em Pedregulho e Areia Grossa de Fluxo Ascendente e Fluxo Descendente com Pré-Tratamento de Filtros Lentos de Areia. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1990,170p.
- (18) FERNANDES, L. C.- Influência das Características da Camada Suporte e Métodos de Descarga de Fundo Intermediárias no Desempenho de Sistemas de Filtração Direta Ascendente. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 297 p.,1987.
- (19) HAMADA, J. e CAMPOS, J.R. – Remoção de DQO em Reatores de Leito Fluidificado Empregado no Pré-Tratamento de Águas de Abastecimento. XXIII Congresso Interamericano de Inginieria Sanitária y Ambiental, Havana, Cuba, novembro de 1992.
- (20) HAMON, J.L. –Nouvelles Normes Europeénes Relatives a eaux Alimentaries. Techniques et Sciences Municipales, juin, 1982, 301-310 pp.
- (21) HUISMAN, L. – Slow Sand Filtration – International Reference Cente – IRC, 1982, 105p.
- (22) MANFRINATO, E.S.- Avaliação do Método Edafó-Fidodepuração para Tratamento Preliminar de Águas. Piracicaba-SP, Dissertação de Mestrado em Agronomia- Escola Superior de Agricultura Luiz- Universidade de São Paulo- USP, 1989,98p.
- (23) RUGNO, O.R.- Pré-Filtração em Pedregulho para Filtros Lentos de Areia. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1988,263p.
- (24) TERÀN, F.J.C. e CAMPOS, J.R. – Conversão de Nitrogênio Amoniacal em Reator de Leito Fluidificado como Pré-Tratamento de Águas para Abastecimento Público. XXIII Congresso Interamericano de Inginieria Sanitária y Ambiental, Havana, Cuba, novembro de 1992.
- (25) VIAL, J.-Eau Potable et Câncer. Techniques et Sciences Municipales, février, 1985, 97-100 pp.
- (26) VISSCHER, J.T e GALVIS. – La Filtración Lenta Retorna su Papel em la Potabilización Del Água, in Proceedings do Seminário Internacional sobre Tecnologia Simplificada para Potabilizacion del Água, Cali, Colômbia, 1987, 5-23.
- (27) VISSCHER, J. T e GALVIS, G. – Filtración Lenta em Arena y Pretratamiento. Tecnología para Potabilizacion Del Água Universidad Del Vall – Cali – Colômbia, 1987, 55 p.
- (28) VISSCHER J. T e GALVIS, G. – La Filtration Lent e Arena su Papel em la Potabilizacion Del Água. Curso de Actualización en Filtración Lenta. Seminário Sobre Filtración Lenta, Tecnología para Potabilización de Água, Curitiba, PR, outubro, 1987, 19-23 pp.
- (29) WEGELIN, M – Horizontal Flow Roughing Filtration: An Appropriate Prereatment for Slow Sand Filtration in Developin Countries. Wordl Health Organization – International

Reference Centre for Waste Disposal – WHO+ RCWD. Duebendorf, Switzerland. August, 1984, n° 20, 1 – 8 pp.

(30) WEGELIN, M. Roughing Gravel Filters for Suspended Solids, IRCWD – International Reference Centre on Waste Disposal. Slow Sand Filtration Recent Development in Water Treatment Technology, Engalnd, 1988. page 26.