

Entupimento de Emissores em Irrigação Localizada



**Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
Embrapa Mandioca e Fruticultura Tropical
Ministério da Agricultura, Pecuária e Abastecimento**

Documentos 182

Entupimento de Emissores em Irrigação Localizada

Otávio Álvares de Almeida

Exemplares desta publicação podem ser adquiridos na:

Embrapa Mandioca e Fruticultura Tropical

Rua Embrapa, s/n
Caixa Postal 007
CEP 44380-000, Cruz das Almas, Bahia
Fone: (75) 3312-8000
Fax: (75) 3312-8097
Home page: <http://www.cnpmf.embrapa.br>
E-mail: sac@cnpmf.embrapa.br

Comitê de Publicações da Unidade

Presidente: Aldo Vilar Trindade
Secretária: Maria da Conceição Pereira Borba dos Santos
Membros: Ana Lúcia Borges
Carlos Alberto da Silva Ledo
Carlos Estevão Leite Cardoso
Davi Theodoro Junghans
Eliseth de Souza Viana
Luiz Francisco da Silva Souza
Marilene Fancelli
Abelmon da Silva Gesteira (suplente)

Supervisão editorial: Ana Lúcia Borges
Revisão de texto: Valdíque Martins Medina
Ficha catalográfica: Sônia Maria Sobral Cordeiro
Editoração: Saulus Santos da Silva
Fotos da capa: Eugênio Ferreira Coelho
Otávio Álvares de Almeida

1ª edição

1ª impressão (2009): online

Todos os direitos reservados

A reprodução não-autorizada desta publicação, no todo ou em parte, constitui violação dos direitos autorais (Lei no 9.610).

Almeida, Otávio Álvares de.

Entupimento de emissores em irrigação localizada [recurso eletrônico] / Otávio Álvares de Almeida. - Dados eletrônicos. - Cruz das Almas: Embrapa Mandioca e Fruticultura Tropical, 2009. - (Documentos / Embrapa Mandioca e Fruticultura Tropical, ISSN 1809-4996; 182).

Sistema requerido: Adobe Acrobat Reader.
Modo de acesso: World Wide Web: <http://www.cnpmf.embrapa.br/publicacoes/documentos/documentos_182.pdf>
Título da página Web (acesso em 29.dez.2009)

1. Irrigação. 2. Instalação hidráulica. I. Almeida, Otávio Álvares de. II. Título. III. Série.

CDD 631.587 (21. ed.)

© Embrapa 2009

Autor

Otávio Álvares de Almeida

Eng. Civil, D.Sc., Analista da Embrapa Mandioca e
Fruticultura Tropical, Rua Embrapa, s/n, C. Postal
07, 44380-000 - Cruz das Almas, BA,
otavio@cnpmf.embrapa.br

Apresentação

Os sistemas de irrigação localizada, microaspersão e gotejamento, desenvolveram-se em função da escassez de água e conseqüentemente da necessidade de um uso mais racional, com manutenção da qualidade e produtividade. Como esses sistemas utilizam água em apenas parte da área, as perdas por evaporação são reduzidas, com menor consumo e maior eficiência de aplicação de água. Por essas características, a irrigação localizada torna-se uma alternativa recomendada em regiões onde há limitação do recurso água e principalmente para fruticultura, em que o método se adapta plenamente.

Os emissores utilizados nos sistemas localizados de irrigação se caracterizam pelos diâmetros reduzidos dos orifícios. Estes podem obstruir por diversas causas, o que torna o entupimento um dos principais problemas de uso e manutenção destes sistemas. A obstrução de emissores afeta a uniformidade de aplicação de água e, conseqüentemente, reduz a eficiência da aplicação de produtos químicos via irrigação e reduz também a uniformidade de aplicação, o que resulta em perdas de produtividade.

Assim, esta publicação aborda as diversas causas de entupimentos dos emissores, tanto físicas, químicas quanto biológicas. Certamente as medidas preventivas e corretivas apresentadas visam a tornar o sistema de irrigação mais eficiente.

Domingo Haroldo Reinhardt
Chefe Geral

Sumário

Introdução	9
Causas do Entupimento dos Emissores	10
Entupimentos Físicos	12
Entupimentos Químicos	44
Entupimentos Biológicos	56
Outras Causas de Entupimento	59
Referências	59

Entupimento de Emissores em Irrigação Localizada

Otávio Álvares de Almeida

Introdução

A água natural pode conter uma grande quantidade de impurezas, características do ciclo hidrológico pelo qual passou. Em citado ciclo, a evaporação da água até as nuvens constitui um processo naturalmente purificador. Entretanto, na sua queda em forma de chuva, a água inicia um processo de contaminação cujo resultado final dependerá das condições atmosféricas e climáticas da região em que caia, das características geológicas do terreno e de sua distribuição como águas superficiais e subterrâneas.

Segundo López Aguado (1992), dentre os problemas que se pode estabelecer, podem ser distinguidos os seguintes grupos de contaminantes da água:

- ✓ Materiais em suspensão: areia, argila e/ou limo.
- ✓ Sais minerais em dissolução: cálcio, magnésio, sódio, potássio, cloretos, carbonatos, bicarbonatos, sulfatos, nitratos, sílica e boro.
- ✓ Matéria orgânica em suspensão.
- ✓ Organismos vivos que constituem a fauna e a flora do meio.

Os sistemas de irrigação localizada de alta frequência, principalmente gotejamento e microaspersão, são os mais afetados pelos problemas de

contaminação da água. O caso do gotejamento é mais crítico, haja vista que a água, conduzida pela rede de tubos instalados, passa através de gotejadores cujo orifício é de pequeno tamanho (0,75 – 1,40 mm) e forma (espiral ou labirinto), para produzir a perda de carga suficiente e conseguir baixas vazões de descarga (2,0 – 8,0 L h⁻¹). Esta situação possibilita uma fácil obstrução dos gotejadores se a água de irrigação transporta ou produz materiais que, uma vez neles depositados, reduzem progressivamente a passagem da água até chegar à obstrução total. Assim, mesmo sabendo-se que os efeitos prejudiciais que se podem produzir são muito importantes, haja vista que se deve assegurar uma boa uniformidade na distribuição e na emissão de água e de solução nutritiva, na prática, a manutenção das instalações de irrigação localizada é descuidada com demasiada frequência. Por isso, a solução nutritiva não chega às plantas em quantidade suficiente para o seu adequado crescimento e desenvolvimento e, conseqüentemente, uma boa produção. Daí a necessidade de se dispor no cabeçal de controle ou mesmo nas parcelas individuais de irrigação e/ou fertirrigação dos elementos indispensáveis para garantir condições de filtração e limpeza da água (filtros de areia, de tela ou de disco), além de ser necessário ter um bom conhecimento de todo o conjunto desta técnica.

Causas do Entupimento dos Emissores

Não é fácil determinar com precisão quando vão ocorrer os problemas de entupimento dos sistemas de irrigação localizada, ainda que seja possível estabelecer alguns valores orientadores para avaliar as diferentes situações que se apresentem. Na Tabela 1 é mostrada uma classificação das águas em função da sua restrição de uso em irrigação localizada, como uma aproximação que se deve avaliar, em cada caso concreto, especialmente quando a restrição é severa.

Ainda que se tenha um sistema de filtros adequado às características da água e do emissor, há risco de entupimento de origem física, química e

biológica devido à presença de sedimentos sólidos, à formação de precipitados e ao desenvolvimento de colônias bacterianas. Uma série de elementos susceptíveis de produzir obstruções encontram-se na Tabela 2.

Tabela 1 – Influência da qualidade da água em criar problemas de entupimento nos sistemas de irrigação localizada.

Problemas	Unidade	Restrições de uso		
		Nenhuma	Moderada	Severa
Físicos				
Sólidos em Suspensão	mg L ⁻¹	< 50	50 – 100	> 100
Químicos				
pH		< 7,0	7,0 – 8,0	> 8,0
Sólidos Solúveis	mg L ⁻¹	< 500	500 – 2.000	> 2.000
Manganês ⁽¹⁾	mg L ⁻¹	< 0,1	0,1 – 1,5	> 1,5
Ferro ⁽²⁾	mg L ⁻¹	< 0,1	0,1 – 1,5	> 1,5
Ácido Sulfídrico	mg L ⁻¹	< 0,5	0,5 – 2,0	> 2,0
Biológicos				
Populações Bacterianas	nº max.mL ⁻¹	< 10.000	10.000–50.000	> 50.000

Fonte: Nakayama (1982)

1 Apesar de que estas concentrações possam ser suficientes para causar problemas num sistema de irrigação localizada, os problemas de fitotoxicidade podem ser detectados a concentrações inferiores a estas.

2 Concentrações de ferro superiores a 5,0 mg L⁻¹ podem causar desequilíbrios nutritivos em determinados cultivos.

Tabela 2 – Elementos físicos, químicos e biológicos que provocam entupimento nos sistemas de irrigação localizados.

Físicos (Sólidos em suspensão)	Químicos (Precipitados)	Biológicos (Bactérias e Algas)
Partículas inorgânicas:	Carbonatos de Ca e Mg	Filamentos
Areia		
Limo	Sulfato de Ca	Mucilagem (Lodo)
Argila	Hidróxidos e Sulfetos de metais pesados	Depósitos de Ferro
Plástico		Enxofre e Manganês de origem microbiano
Partículas orgânicas:	Óleo e outros lubrificantes	
Plantas aquáticas (fitoplancton/algas)	Fertilizantes:	
Animais aquáticos (zooplancton)	Fosfatos	
Bactérias	Amoníaco líquido	
	Fe, Cu, Zn e Mn	

Fonte: Bucks et al. (1979).

Entupimentos Físicos

Entupimentos físicos são devidos a partículas que a água leva em suspensão e que obstruem ou fecham os emissores (gotejadores ou microaspersores) ou as próprias tubulações. Estas partículas podem ser de origem inorgânica (areia, silte, argila e restos de plástico) ou de origem orgânica (algas, pequenos animais aquáticos junto com seus ovos e larvas e bactérias).

Para Garcia et al., 1998, as primeiras causas deste tipo de entupimento podem vir a acontecer nas primeiras fases de montagem das instalações de irrigação, devido a restos de partículas de plástico procedentes da abertura de orifícios dos gotejadores, ou também à introdução de terra ao arrastar as tubulações pelo solo. Daí a necessidade de uma cuidadosa montagem da instalação e da limpeza da mesma ao término da instalação.

Segundo Abbott (1987), as águas fluviais e as que provêm de represas ou tanques não revestidos apresentam, com frequência, problemas devidos aos sólidos que transportam em suspensão, especialmente limos e argilas, enquanto que as águas de poços contêm partículas de areia. As algas são um problema particular das águas que se captam dos rios, dos reservatórios poucos profundos e expostos à luz solar. Também se encontram no interior das tubulações grandes colônias de caracóis desenvolvidas a partir de ovos e pequenas larvas, quase invisíveis. Certas bactérias como a filamentosas Vitreoscilha e as não filamentosas Pseudomonas e Aerobactérias, também chegam a obstruir os emissores pela própria massa de suas colônias. Também acontecem problemas de entupimento físico nas zonas onde ocorrem erosões eólicas. Nestes locais, os gotejadores chegam a ficar cobertos de silte fino e argila e quando se produz o vácuo, provocado com o término da irrigação, partículas de solo são introduzidas nos emissores. Igualmente pode introduzir-se no sistema água contaminada, se os emissores estiverem dentro de uma poça de água ao finalizar a irrigação.

Além disso, os sedimentos carregados pela água reduzem a vida útil dos componentes dos sistemas de irrigação, tais como os rotores das bombas, os bocais de aspersores, os emissores e as tubulações dos sistemas de

irrigação localizada. Em casos extremos, chega-se à necessidade da troca dos mesmos a cada ano. Pode causar ainda o mau funcionamento de medidores de vazão, válvulas, engates de tubos, comportas, entre outros.

Em uma instalação se suspeita que há entupimento quando a quantidade de água aplicada em determinado tempo é menor do que a estabelecida no projeto, ou quando para aplicar a quantidade adequada é necessário aumentar a pressão.

Medidas preventivas contra o entupimento físico

As medidas preventivas começam com a escolha dos emissores, com relação ao regime de fluxo, haja vista que descobrir os emissores parcialmente obstruídos é tarefa bastante difícil, pois requer a medição do fluxo em cada um deles. A melhor medida e mais econômica é prevenir o entupimento desde o início do projeto mediante filtros selecionados, segundo a qualidade da água e da operação do sistema.

Para se projetar o sistema de filtros e permitir o tratamento da água e a operação do sistema de irrigação localizada, recomenda-se fazer a análise completa das águas que vão ser utilizadas, levando-se em conta as possíveis flutuações de qualidade que podem ocorrer durante uma época de irrigação, sobretudo quando se trata de águas superficiais.

Na Tabela 3 são mostrados os elementos que devem ser incluídos na análise da água que será utilizada num sistema de irrigação localizada. As análises de 1 a 4 são muito importantes para as águas superficiais, já que a maior parte dos problemas provêm dos depósitos químicos e do material em suspensão. As análises 5 a 8 devem ser incluídas para verificar os contaminantes orgânicos, principalmente quando se suspeita que a fonte de água contém águas residuais. As análises de 1 a 4 e de 9 a 13 devem ser consideradas como as mínimas para as águas subterrâneas, sobretudo quando a salinidade é superior a $1,0 \text{ dS m}^{-1}$.

Tabela 3 – Elementos característicos da água que devem ser analisados para o planejamento e operação de um sistema de irrigação localizada.

1 – Principais Sais Inorgânicos: Ca ⁺² , Mg ⁺² , Na ⁺ , CO ₃ ²⁻ , HCO ₃ ⁻ , Cl ⁻ e SO ₄ ²⁻	7 – Matéria Orgânica
2 – Dureza	8 – Microorganismos
3 – Sólidos em Suspensão	9 – Ferro
4 – Totais de Sólidos Dissolvidos (TSD)	10 – Oxigênio Dissolvido
5 – Demanda Biológica de Oxigênio (DBO)	11 – Ácido Sulfúrico
6 – Demanda Química de Oxigênio (DQO)	12 – Ferro-bactéria
	13 – Bactéria Redutora de Sulfato

Fonte: Ayers & Westcot (1991).

O sistema de filtragem é constituído pelo conjunto de tratamentos ou operações que se fazem necessários para limpar a água de partículas estranhas. Compreende, portanto, tela plástica ou de aço inoxidável, bacia de sedimentação, decantadores, separadores centrífugos (hidrociclones), filtros de areia, de tela e de anel, e diversos tratamentos químicos.

Para Phillips (1995), o padrão de filtragem para a irrigação localizada inclui o uso de um filtro primário e em seguida um filtro secundário. O uso de dois filtros tem se dado, em muitos casos, pelo mau desempenho do filtro primário ou por dimensionamento inadequado. Sugere algumas linhas gerais para a seleção do sistema de filtragem para a irrigação localizada, conforma as apresentadas na Tabela 4.

Quando a água transporta uma alta percentagem de sólidos, pode ser útil a instalação de pré-filtros antes do cabeçal de controle, destacando-se os decantadores e os hidrociclones.

Tabela 4 – Sistema de filtragem para irrigação localizada, em função do tipo e da concentração dos contaminantes.

Tipo de contaminante	Concentração	Carga aproximada	Tela na sucção ¹	Separador centrífugo ²	Filtro	
					areia	tela
Orgânico ou mistura orgânico / inorgânico	Leve	= 10 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não
	Moderada	10–25 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não
	Média	25-50 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não
	Media/Alta	50-75 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não
	Alta	75-100 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não
	Muito Alta	> 100 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não
Inorgânicos	Leve	= 10 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Sim
	Moderada	10–25 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Sim
	Média	25-50 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Sim
	Media/Alta	50-75 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Sim
	Alta	75-100 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não
	Muito Alta	> 100 mg L ⁻¹	Sim	Sim	Sim	Não

Fonte: Phillips (1995).

Notas:

1 – Recomenda-se tela na sucção da bomba somente como pré-tratamento antes do filtro primário.

2 – Recomenda-se separadores centrífugos somente para a remoção de material inorgânico com peso específico e" 2 g cm⁻³ e deve ser usado em conjunto com o filtro de tela ou areia.

Decantadores

Os decantadores (Figura 1), colocados como unidade primária antes da filtração normal, são uma solução simples e econômica para a eliminação de sólidos em suspensão (areia, silte e argila) e alguns precipitados químicos, como os de ferro, que, em algumas águas subterrâneas estão dissolvidos devido o seu baixo pH e, após a aeração, o CO₂ escapa e em consequência o pH aumenta, causando a oxidação do ferro e sua precipitação.

A sedimentação de partículas mais pesadas que a água pode ocorrer de quatro maneiras diferentes, ainda que geralmente ocorrem várias simultaneamente:

- a. Sedimentação livre - É a que tem lugar quando a concentração de sólidos é baixa. A sedimentação de partículas é isolada e não tem interação significativa com as partículas vizinhas. Um exemplo típico é a sedimentação de areia muito diluída.

b. As partículas, bastante diluídas, floculam durante o processo de sedimentação, aumentando de tamanho por agregação das partículas e depositam-se com maior velocidade. Um exemplo típico é a oxidação e floculação de ferro.

c. Zona de sedimento - A sedimentação se produz em suspensão, já que as forças de interação entre as partículas impedem a sedimentação das partículas próximas. As partículas tendem a manter-se em uma posição fixa com relação às outras até que a massa de ambas sedimente como uma unidade, desenvolvendo-se uma interface sólido-líquido por cima da massa sedimentada.

d. Sedimentação por compressão - A concentração de partículas é tão alta que se forma uma estrutura que só se deposita pela compressão originada pelo peso das novas partículas que se unem desde a parte superior por sedimentação.

Para as sedimentações do tipo "b", "c" e "d", a velocidade de sedimentação deve ser determinada experimentalmente em uma coluna de água de altura igual à do decantador. Para a sedimentação do tipo "a" pode-se calcular pela fórmula de Stokes.

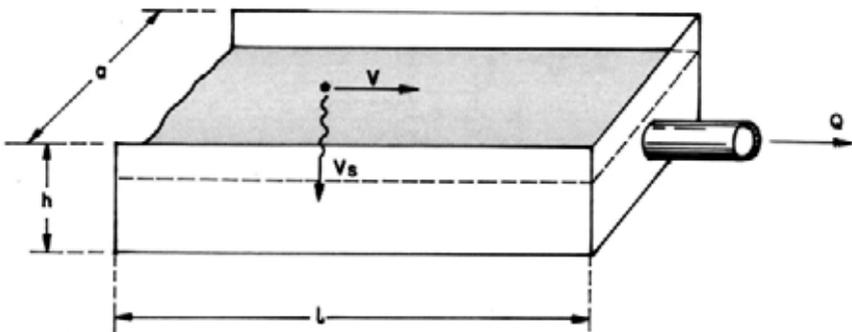


Figura 1. Desenho esquemático de um decantador.

Fonte: Pizarro (1996).

Velocidade de sedimentação dos decantadores

Para Pizarro (1996), a velocidade de sedimentação de um decantador é o parâmetro fundamental para o seu dimensionamento, indicando a fórmula de Stokes para o referido cálculo.

$$V_s = 0,0034D^2(d_r - 1) \quad (1)$$

V_s = velocidade de sedimentação, (cm min⁻¹)

D = diâmetro da partícula (mm)

d_r = densidade real da partícula (g cm⁻³). Não se conhecendo este dado utilizar 2,67 g cm⁻³

Segundo Rodrigo López et al. (1997), a principal limitação desta lei se refere à forma esférica da partícula, a sua rigidez e a sua superfície lisa. Também supõe que no líquido não se produz turbulência. Já que na realidade partículas de diversas formas caem a diferentes velocidades, deve-se definir o termo diâmetro “efetivo” ou “equivalente” que é o de uma esfera que cairia com a mesma velocidade que a partícula em questão.

Considerando $D = 75$ mm (equivalente a 200 mesh), frequentemente utilizado em irrigação localizada de alta frequência (ILAF), como tamanho mínimo das partículas a sedimentar, e o peso específico da partícula, $d_r = 2,67$ g cm⁻³, se obtém $V_s = 31,94$ cm min⁻¹ ou 0,54 cm seg⁻¹.

Dimensionamento de um decantador

Trata-se de calcular as três dimensões: comprimento (L), largura (a) e altura (h) do depósito de decantação (Figura 1). Para isso começa-se por eleger o diâmetro (D) das partículas que se toma como limite, de forma que todas as partículas maiores sedimentem no decantador. As partículas menores sedimentarão parcialmente e uma fração delas continuará na água à saída do decantador.

Considerando V a velocidade da água (L/t) e V_s a velocidade de sedimentação (h/t) da partícula de diâmetro D , sendo “t” o tempo de oportunidade que tem a partícula para sedimentar, para que esta partícula

alcance o fundo antes que a saída do decantador é necessário que:

$$K \times \frac{h}{V_s} < \frac{L}{V} \quad (2)$$

onde K é o fator de armazenamento de sedimentos, utilizado para aumentar a superfície de decantação. Caso este não seja conhecido, considera-se igual a dois ($K = 2$) para as decantações que interessam nas ILAF (Pizarro, 1996).

Chamando de Q a vazão de água que se vai clarificando:

$$V = \frac{Q}{a \times h} \quad (3)$$

substituindo-se "h" em (2)

$$L \times a > K \times \frac{Q}{V_s} \quad (4)$$

onde "L" e "a" se medem em metros, "Q" em $\text{m}^3 \text{seg}^{-1}$ e " V_s " em m seg^{-1} .

Com a Equação 4 verifica-se que a superfície horizontal do decantador L x a deve ser maior que K multiplicado por uma seção teórica $Q V_s^{-1}$, que se pode imaginar como a superfície necessária para que decante a vazão Q.

Mantendo-se os valores de L e "a" em metros e substituindo-se os valores de Q e V_s para L h^{-1} e cm min^{-1} , respectivamente, a Equação 4 pode ser apresentada como:

$$L \times a > K \times \frac{Q}{600 V_s} \quad (5)$$

Esta expressão para $V_s = 31,94 \text{ cm min}^{-1}$ (eq. 1) e $K = 2$, toma a forma:

$$L \times a > 10^{-4} Q \quad (6)$$

com L e "a" em metros e Q em L h^{-1} .

A largura “a” do decantador se determina aplicando a norma prática de que seja a quinta parte do comprimento:

$$L = 5 \times a \quad (7)$$

substituindo em (6):

$$a > 4,5 \times 10^{-3} \sqrt{Q} \quad (8)$$

sendo “a” em metros e Q em L h⁻¹.

É interessante observar que o dimensionamento de um decantador é independente de sua altura “h”, sendo seu valor estabelecido entre 0,80 e 1,50 m. Neste caso, uma vez definidos L e “a” e modifica-se a altura prevista, por exemplo, aumentando-a, aumenta-se também o tempo necessário para que uma partícula alcance o fundo ($h V_s^{-1}$). Porém, na mesma proporção aumenta-se o tempo necessário para que a partícula alcance a saída ($L V^{-1}$), visto que $V = Q (a \times h)^{-1}$, varia em proporção inversa a “h”.

Na entrada do decantador a água deve ser distribuída em toda a sua seção e, na medida do possível, suprimir as turbulências. A saída deve estar colocada abaixo da superfície da água para que não passem os objetos flutuantes, porém o suficientemente elevada sobre o fundo para que não arraste sedimentos.

Exemplo de cálculo

Dimensionar um decantador para uma vazão de 100.000 L h⁻¹, que elimine as partículas superiores a 75 mm.

Aplicando-se a Equação 8, tem-se:

$$a > 4,5 \times 10^{-3} \sqrt{100.000} = 1,42\text{m}$$

Toma-se a = 2,0 m e utilizando-se a equação 7, tem-se:

$$L = 5 \times a = 5 \times 2 = 10,00\text{m}$$

Como o valor de “h” está entre 0,80 e 1,50 m, elege-se 1,00 m.

Daí tem-se um decantador com 10,0 x 2,0 x 1,0 m, respectivamente comprimento, largura e altura.

Hidrociclone

O hidrociclone (Figura 2), também conhecido pelos nomes de ciclone hidráulico, ciclone de líquido, clone de separação e separador centrífugo, constitui-se uma importante classe de equipamento destinado à separação de suspensões sólido-líquido (Silva, 1989; Souza et al., 2000). Tem como princípio de separação o mesmo das centrífugas, em que as partículas em suspensão são submetidas a um campo centrífugo que provoca a sua separação do líquido. De forma distinta das centrífugas, que usam o mesmo princípio, os hidrociclones não apresentam partes móveis, requerendo baixo custo de instalação e manutenção e são simples de operar (Souza et al., 2000). Os hidrociclones permitem eliminar as partículas de densidade superior a $1,5 \text{ g cm}^{-3}$ e tamanho menor que 75 μm . Tem a vantagem de produzir uma perda de carga constante, variando de 34 a 600 kPa (Silva, 1989), dependendo da vazão, porém independente da concentração de impureza. O poder de eliminação diminui ao aumentar o diâmetro e as perdas aumentam ao aumentar a vazão circulante, resultando prático na maioria das vezes, a colocação de uma bateria de hidrociclones em paralelo.

O hidrociclone (Figura 2 B), consiste de uma parte cônica ligada a uma parte cilíndrica, na qual existe uma entrada de diâmetro D_e , pela qual a água carregada de areia entra tangencialmente a uma câmara de diâmetro D_c (diâmetro nominal), que provoca um redemoinho descendente, chamado torvelinho principal. A força centrífuga gerada neste redemoinho projeta as partículas sólidas contra as paredes da parte cônica, pela qual descendem até o tubo inferior de diâmetro D_a , que as conduz ao depósito de sedimentos. Quando este se encontra cheio abre-se manualmente o registro purgador e elimina-se os sedimentos.

Além disso, a água que desceu com o torvelinho principal, ao aproximar-se do vórtice do cano forma um redemoinho ascendente que se denomina torvelinho secundário e que gira no mesmo sentido que o primário, elevando a água livre de partículas sólidas, que sai pelo tubo superior de diâmetro D_s .

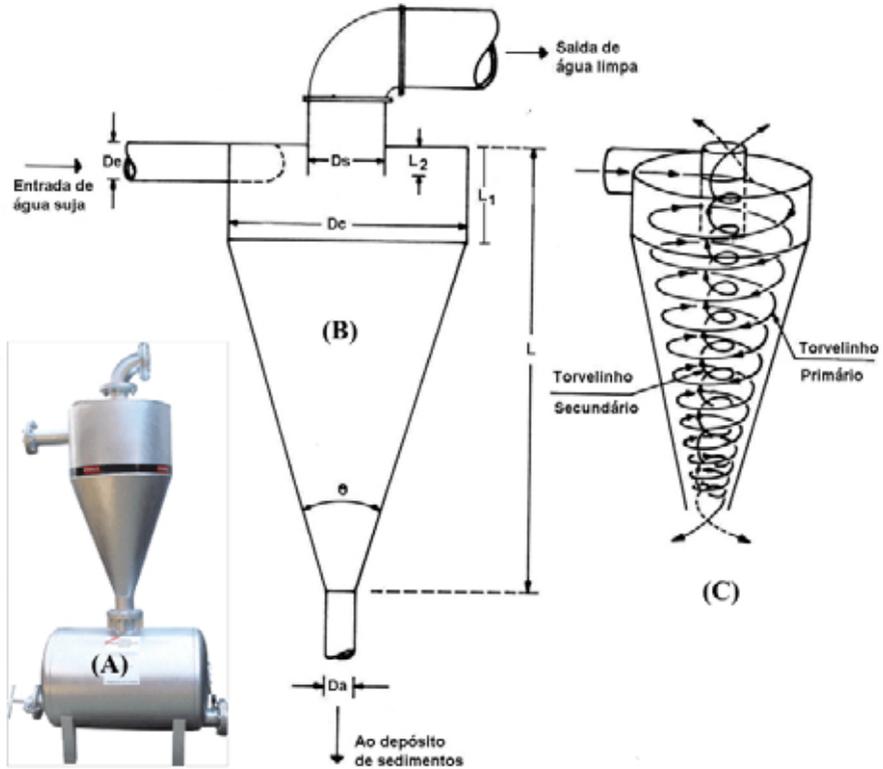


Figura 2 – Hidrociclone (A), desenho esquemático de suas principais peças (B) e seu escoamento interno (C).

Fonte: www.darka.com.br (2005), Pizarro (1996)

De acordo com Ketler & Lin (1972), citados por Goldberg, et al. (1976), as dimensões do hidrociclone devem cumprir as seguintes relações:

$$L = 5 \text{ a } 8 D_c$$

$$L_1 = 1,3 D_c$$

$$L_2 = 0,33 \text{ a } 0,50 D_c, \text{ para hidrociclones } = 4''$$

$$0,16 \text{ a } 0,25 D_c, \text{ para hidrociclones } > 4''$$

$$D_e = 0,15 \text{ a } 0,3 D_c$$

$$D_s = 0,15 \text{ a } 0,30 D_c$$

$$D_a = 0,15 \text{ a } 0,20 D_c$$

$$\theta = 45^\circ$$

Para Arviza Valverde (1996) as dimensões mais adequadas de um hidrociclone dependem das circunstâncias de cada caso. Porém, as dimensões mais utilizadas são indicadas na Tabela 5.

Tabela 5 – Diâmetro nominal do hidrociclone em função do tamanho das partículas.

Tamanho das partículas (μm)	Diâmetro nominal (D_c) (polegadas)
5 - 10	0,25 - 0,50
10 - 20	0,50 - 4,00
20 - 60	6,00 - 12,00
60 - 70	16,00 - 30,00

Fonte: Arviza Valverde (1996).

O depósito de sedimentos deve ser capaz de armazenar as partículas sólidas separadas entre duas limpezas consecutivas e que na prática deve corresponder, pelo menos, ao turno de rega.

O volume necessário, em litros, será dado pela equação:

$$V_d = \frac{Q \times t \times C_o \times FL \times FS}{1000 \times d_r} \quad (9)$$

em que:

Q = vazão, em $\text{m}^3 \text{h}^{-1}$

C_o = concentração de sólidos na água a tratar, em mg L^{-1}

C = concentração de sólidos em água tratada, em mg L^{-1}

t = tempo entre duas limpezas, em h

FL = fator de limpeza = $\frac{C_o - C}{C_o} \geq 0,95$

FS = Coeficiente de segurança (1,5 a 2,5)

d_r = peso específico das partículas a separar, em g cm^{-3} .

Os hidrociclones devem ser projetados de tal forma que para a vazão projetada as perdas de carga não sejam superiores a 2 m.c.a.. O fabricante deve fornecer os gráficos correspondentes às curvas de perdas de carga em função da vazão circulante, como o apresentado na Figura 3.

Exemplo de cálculo de um hidrociclone:

Um hidrociclone deve ser projetado pra tratar $100 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$ de uma água com silte em suspensão, com uma concentração de 20 mg L^{-1} e $d_r = 2,6 \text{ g cm}^{-3}$.

A perda de carga admissível foi fixada em $2,0 \text{ m.c.a.}$. O intervalo de limpeza é de 6 dias e o sistema trabalha 10 horas por dia. Adotar o $FS = 2$.

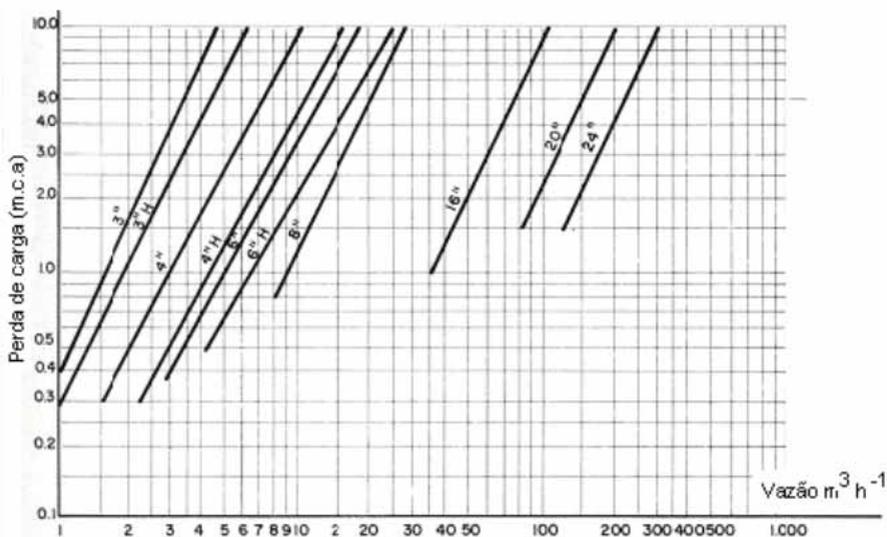


Figura 3 – Curvas vazão versus perda de carga do hidrociclone, segundo o diâmetro de seção cilíndrica (D_c).

Fonte: www.darka.com.br (2005),

Pela Figura 3, entrando-se com a abscissa para uma vazão de $100 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$, as soluções possíveis são:

- 1 – 01 hidrociclone de 20" que produz uma perda de carga de $2,3 \text{ m.c.a.}$
- 2 – 02 hidrociclones de 16" que produz uma perda de carga de $2,0 \text{ m.c.a.}$

Como a perda de carga máxima adotada foi de 2,0 m.c.a., se adotará a solução 2, e o volume do depósito terá:

$$Vd = \frac{\frac{100}{2} \times (6 \times 10) \times 20 \times 0,95 \times 2}{1000 \times 2,6} = 43,85 \text{ Litros}$$

Filtros de areia

Consistem em tanques geralmente metálicos (de aço galvanizado, inoxidável ou com proteção de pintura oxidante) ou de plástico reforçado (poliéster bobinado com fibra de vidro ou poliéster laminado) capazes de resistir as pressões estáticas e dinâmicas da rede, cheios de areia ou cascalho peneirado de um determinado tamanho. A filtração se realiza quando a água atravessa a areia, que não deve ser menor que 50 cm (Figura 4) e nem ocupar todo volume interior do filtro, a fim de permitir a expansão do meio filtrante quando da limpeza por reversão de fluxo. O espaço vazio deve ser de 15% a 20% da espessura do leito filtrante, considerando-se que se vai utilizar uma vazão da ordem de:

$$Q_L = 80 \times d_{10} \quad (10)$$

em que:

Q_L = Vazão em $\text{m}^3 \text{ h}^{-1} \text{ m}^2$ de área filtrante

D_{10} = diâmetro efetivo das partículas, em mm.

Como mostra esquematicamente na Figura 4, pode-se colocar toda areia do mesmo tipo (a) ou colocar uma zona central de areia da granulometria necessária e, em cima e abaixo dela, camadas de areia mais grossa, com espessura mínima de 15 cm (b). Com este segundo método realiza-se uma pré-filtração no interior do tanque, fazendo com que a sedimentação da areia mais fina seja mais lenta e, em consequência, a limpeza deva ser menos frequente. Entretanto, depois de algum tempo, ambos os materiais misturam-se e a partir desse momento a filtração é deficiente. Por esta razão, prefere-se o sistema de um só tipo de areia.

Suas propriedades filtrantes dependem da seção e do comprimento do leito e das suas características granulométricas.

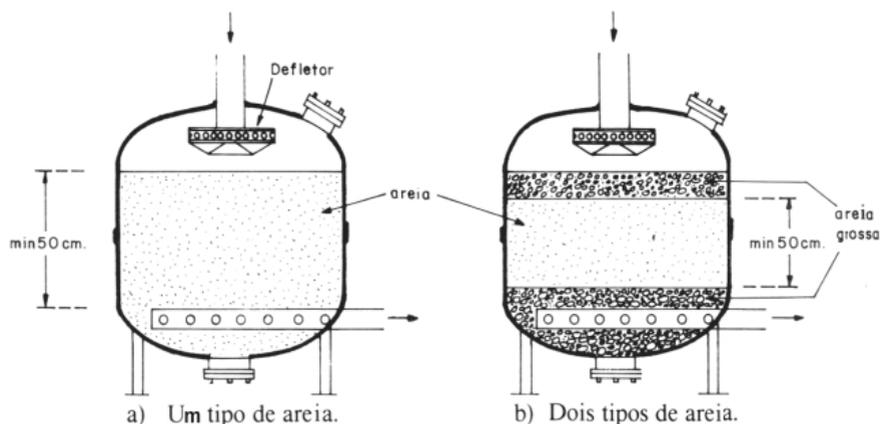


Figura 4 – Filtros de areia com um só tipo de material (a) e com dois tipos (b).

Fonte: Pizarro (1996).

Características da areia

As areias comerciais costumam ser classificadas por números, porém um conhecimento preciso de suas propriedades se consegue usando os conceitos de granulometria, diâmetro efetivo, coeficiente de uniformidade, forma dos grãos, friabilidade e perda por ataque de ácido.

Granulometria

É caracterizada por uma curva representativa das percentagens em peso dos grãos que passam através de uma sucessão de peneiras normatizadas (Figura 5).

O método operativo para determinar a curva granulométrica é o seguinte:

- ♦ Pesar 100 g do material depois de secá-lo durante 4 horas a 120 °C.
- ♦ Peneirar este material sucessivamente através de peneiras normatizadas e anotar a massa retida em cada peneira.

- ♦ Calcular, a partir destes resultados, a massa de material que atravessa cada peneira e expressá-la em percentagem da massa total utilizada para o ensaio.
- ♦ Traçar a curva acumulativa que representa estas percentagens em função da abertura da malha de cada peneira (Figura 5).

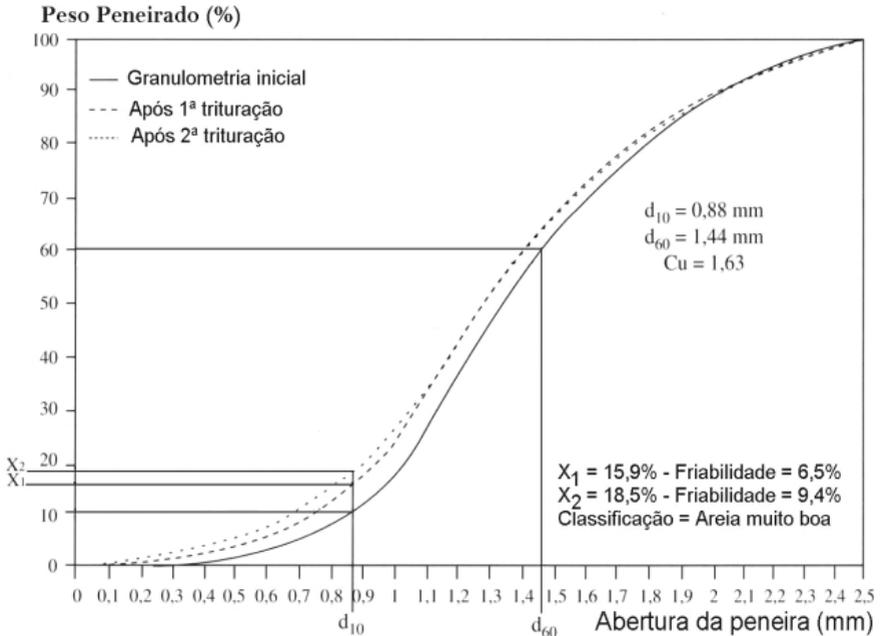


Figura 5 – Curva granulométrica e friabilidade de uma areia.

Fonte: Adaptado de Montalvo Lopez (1998)

Diâmetro efetivo

É o orifício da peneira que permite a passagem de 10% da areia (d_{10}); corresponderia à 10% do peso peneirado da curva referente à granulometria inicial (Figura 5) e determina, em grande parte, a qualidade da filtração, juntamente com o coeficiente de uniformidade e a friabilidade, pois o diâmetro efetivo do poro da areia é, aproximadamente, $1/7$ de d_{10} .

Ou seja, o diâmetro efetivo da areia a ser utilizada deve ser igual ao diâmetro mínimo de passagem do emissor.

Coeficiente de uniformidade (Cu)

É a relação entre as aberturas da peneira correspondente às percentagens 60 (d_{60}) e 10 (d_{10}) da curva de granulometria inicial. Este valor deve estar compreendido entre 1,4 e 1,8 (Rodrigo López et al., 1997; Arviza Valverde, 1996; Pizarro, 1996), sendo possível inferior a 1,6 (Montalvo Lopez, 1998).

Na Figura 5, verifica-se que $d_{60} = 1,44$ e $d_{10} = 0,88$, daí:

$$Cu = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{1,44}{0,88} = 1,63 \quad (11)$$

Friabilidade

Um material friável é aquele que se fratura com facilidade, mudando seu diâmetro efetivo e suas características filtrantes. A friabilidade é determinada submetendo a areia a duas triturações sucessivas e obtendo, após cada trituração, um novo valor de d_{10} .

A determinação da friabilidade é feita da seguinte maneira:

- Tomam-se 35 cm³ do material e pesa-se exatamente.
- Introduce-se o material em um cilindro metálico cujo diâmetro interior é de 40 mm e altura útil de 100 mm, juntamente com 18 bolas de aço de 12 mm de diâmetro.
- Fixa-se o cilindro radialmente sobre uma roda de 34 cm de diâmetro.
- Faz-se girar esta roda ao redor de um eixo que passa por seu centro a uma velocidade de 25 rotações por minuto (r.p.m.).

Para a quantificação da friabilidade são efetuadas duas medidas: uma depois de 15 minutos de funcionamento (750 golpes ou 375 voltas) e outra depois de 30 minutos (1.500 golpes ou 750 voltas), respectivamente X_1 e X_2 na Figura 5. Em seguida, estabelece-se a curva granulométrica do material depois de cada ensaio.

Indicando-se por X a percentagem de material de diâmetro inferior ao diâmetro efetivo inicial, a perda será de $X - 10$, que expressada em percentagem em relação com a fração que está acima do diâmetro efetivo, ou seja, 90% será:

$$\frac{X-10}{90} \times 100 = \frac{10}{9} \times (X-10) \quad (12)$$

Esta perda é a característica que mede a friabilidade do material.

Pela Figura 5, tem-se:

$$\text{Friabilidade}_1 = \frac{10}{9} \times (X_1 - 10) = \frac{10}{9} \times (15,9 - 10) = 6,5\%$$

$$\text{Friabilidade}_2 = \frac{10}{9} \times (X_2 - 10) = \frac{10}{9} \times (18,5 - 10) = 9,4\%$$

De acordo com a Tabela 6, que classifica a qualidade da areia com base nos resultados obtidos com a maioria dos materiais filtrantes, a areia analisada é considerada de muito boa qualidade.

Perda por ataque de ácido

É a perda de peso da areia depois de um contato de 24 horas com uma solução de ácido clorídrico a 20%. Esta perda deve ser inferior a 2%. É evidente que não se pode tolerar uma perda importante com ácido, já que a água pode conter gás carbônico agressivo ou, em certos casos, necessitar fazer limpezas com ácido.

Tabela 6 – Qualidade da areia segundo a friabilidade.

Classificação	Friabilidade (%)	
	1ª Trituração (15 min – 750 golpes)	2ª Trituração (30 min – 1.500 golpes)
Muito boa	6 – 10	15 – 20
Boa	10 - 15	20 – 25
Razoável	15 - 20	25 – 35
Imprestável	> 20	> 35

Fonte: Rodrigo López (1997)

Vazão

O tamanho mínimo de partícula que fica retida no filtro é função da vazão que passa através dele e do tamanho das partículas de areia, normalmente oscilando entre 50 e 70 m³ h⁻¹ por m² de leito filtrante.

Em termos gerais, estes filtros, trabalhando com 60 m³ h⁻¹ de vazão por m² de leito. Uma velocidade aparente de 60 m h⁻¹ é capaz de reter partículas 1/7 vezes menores que o diâmetro efetivo (d_{10}) de suas areias. Ao aumentar a vazão, esta eficiência diminui, não sendo recomendado ultrapassar aos 70 m³ h⁻¹ por m² de leito de areia. Caso a vazão do projeto seja superior à vazão máxima indicada, deverão ser instalados tantos filtros em paralelo quanto sejam necessários para a vazão de água a filtrar e a capacidade de cada filtro exijam.

Perda de carga e limpeza

Quando os filtros de areia estão limpos provocam uma perda de carga da ordem de 1 a 2 m.c.a., dependendo do tipo de areia e da velocidade média da água. À medida em que as areias mais finas vão sedimentando, a perda de carga aumenta e quando alcança um valor da ordem de 4 a 6 m.c.a. deve-se proceder à limpeza (Figura 6). O projeto da instalação deve ser feito para o caso mais desfavorável, ou seja, para uma perda de carga de 6 m.c.a.

Para conhecer o momento em que a limpeza é necessária deve-se medir a pressão antes e depois do filtro. Para isso é conveniente instalar pontos

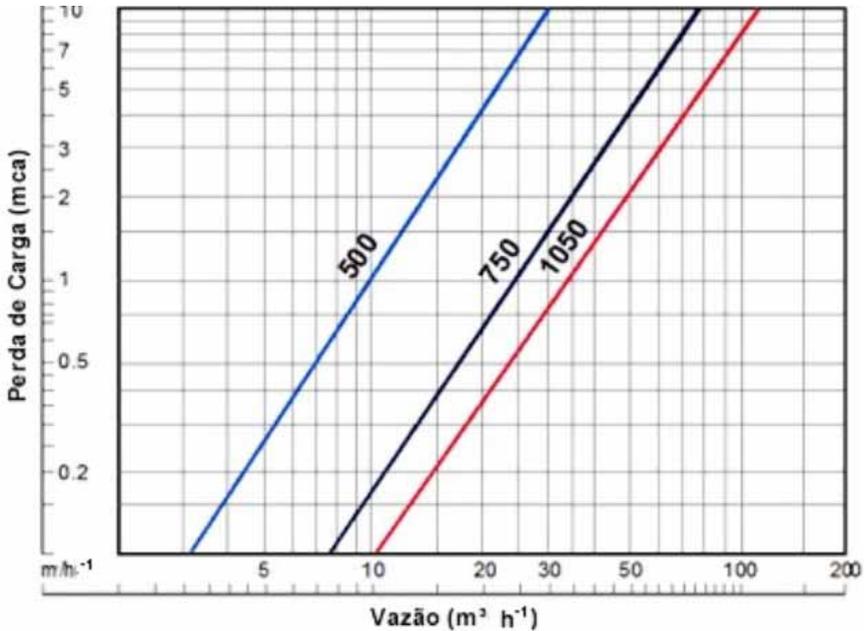


Figura 6 – Perda de carga de um filtro de areia em função da vazão e do seu diâmetro.

para conexão rápida de manômetro e utilizar o mesmo aparelho para as leituras antes e depois do filtro, com o objetivo de evitar que a descalibração do manômetro afete a diferença na leitura. A limpeza realiza-se invertendo o sentido da circulação da água, para o qual há de se prever as derivações necessárias nas tubulações de entrada e saída, conforme a Figura 7 – (a), (b), e (c).

Sempre que possível é conveniente a instalação de, pelo menos, dois filtros de areia em paralelo, de forma que quando se realize a sequência de limpeza, um filtro seja lavado com a água filtrada dos restantes, fazendo mais eficaz o processo. No caso de existir somente um filtro, a limpeza realiza-se com água não filtrada previamente, correndo-se o risco da acumulação de impurezas na interface água-areia na face inferior da camada de areia, de maneira que ao funcionar normalmente o filtro, essas

impurezas são enviadas à rede de irrigação. Para que isso não ocorra, é necessário eliminar a água que passa pelo filtro nos primeiros minutos depois da sua limpeza, além de ser necessária a suspensão da irrigação durante o processo de lavagem.

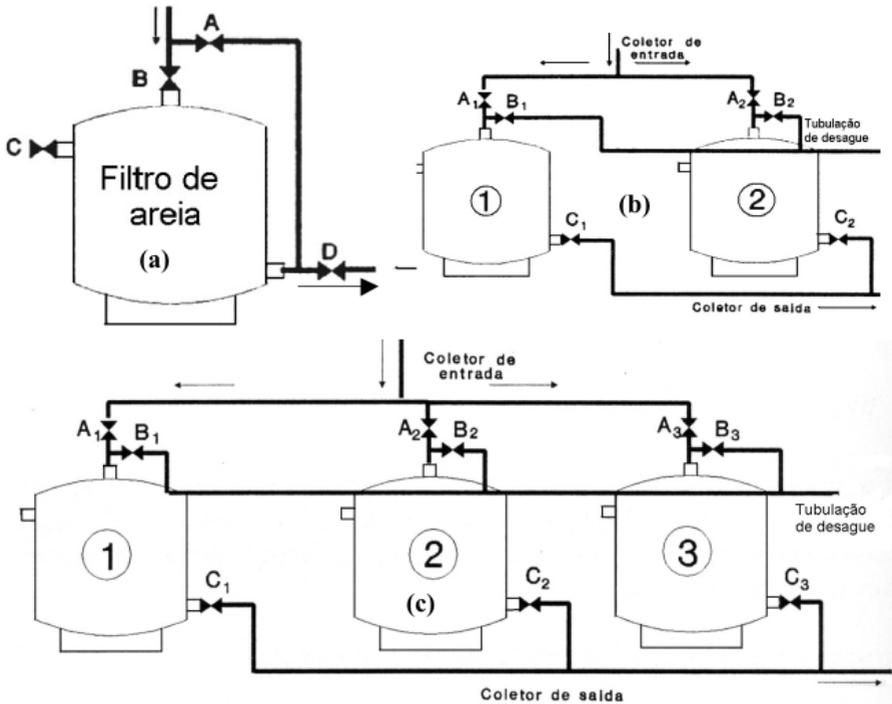


Figura 7 – Conexão de filtros de areia e limpeza.

Em seu funcionamento normal, um único filtro, instalado conforme a Figura 7 (a) ocorre com as válvulas B e D abertas e A e C fechadas. Na sequência de limpeza do filtro, fecham-se as válvulas B e D e abrem-se as válvulas A e C. Como consequência da inversão do fluxo o leito filtrante se expandirá liberando a matéria orgânica retida.

Quando há dois ou mais filtros, a limpeza de um filtro efetua-se com a água filtrada pelos filtros restantes.

Na Figura 7 (b), na sequência normal de funcionamento, as válvulas A_1 , A_2 , C_1 e C_2 estão abertas. Durante a sequência de limpeza do filtro (1), a válvula A_1 é fechada e abre-se a válvula B_1 . Como consequência disso parte da vazão que passa através do filtro (2) deriva-se para o coletor de saída criando-se uma inversão do fluxo no filtro (1). A tubulação que controla as válvulas B_1 e B_2 verterá a água carregada de contaminantes para o exterior do cabeçal de controle, drenando as impurezas enquanto se realiza a irrigação.

Quando o número de filtros é elevado, efetua-se a limpeza em cascata, de forma similar ao caso de dois filtros. Neste caso, é conveniente automatizar a sequência de limpeza. Para isso, as válvulas A_i e B_j são substituídas por uma válvula hidráulica para retrolavagem com duas saídas ou por uma válvula hidráulica normalmente fechada (A_i) e outra válvula hidráulica normalmente aberta (B_j).

A sequência de limpeza pode ser feita por tempo, ou mediante um pressostato diferencial conectado entre o coletor de entrada e de saída do filtro. Quando a média de pressão supera um valor prefixado inicia-se a sequência de limpeza.

Dimensionamento de um filtro de areia

No dimensionamento dos filtros de areia (Figura 8) devem ser determinadas as seguintes características: tipo de areia, espessura da camada ou camadas de areia e superfície filtrante. Os dados necessários são: vazão e diâmetros dos emissores.

A eleição do tipo de areia, como foi visto anteriormente, é função da abertura do emissor e a espessura da camada de areia deve ser, no mínimo, 50 cm.



Figura 8 - Filtro de areia em paralelo (A) e detalhe do coletor de drenagem (B).

Fonte: www.darka.com.br

Para o cálculo da superfície filtrante a vazão deve ser aumentada de 20% como margem de segurança e aplica-se o critério de que a velocidade média da água não supere 60 m h^{-1} , ou seja, $60 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$ por m^2 de superfície do filtro. Se a velocidade é muito inferior a 60 m h^{-1} , o filtro estará superdimensionado e seu custo será excessivo, ainda que a limpeza seja menos frequente. Se a velocidade superar os 60 m h^{-1} , poderá provocar desníveis na superfície da areia, diminuindo a eficiência da filtração.

Exemplo de cálculo de um filtro de areia

Dimensionar um filtro de areia para o seguinte caso:

Vazão: $Q = 100.000 \text{ L h}^{-1}$.

Diâmetro mínimo de passagem do gotejador: 0,8 mm.

a) Cálculo da superfície filtrante.

A vazão aumentada de 20% é:

$$Q = 1,2 \times 100.000 = 120.000 \text{ L h}^{-1} = 120 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}.$$

$$v = 60 \text{ m h}^{-1}$$

$$S = \frac{Q}{v} = \frac{120}{60} = 2,00 \text{ m}^2$$

Fazendo-se a opção para um só filtro, seu diâmetro será:

$$D > \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 2,00}{3,1416}} = 1,60\text{m}$$

Neste caso teria que ser instalado um só filtro de 1,60 m de diâmetro o que fugiria das dimensões comerciais normais, além da dificuldade de limpeza característica da instalação de um só filtro. Fazendo-se a opção para dois ou três filtros teremos:

Para dois filtros

$$\frac{S}{2} = \frac{2}{2} = 1,00\text{m}^2 \quad D > \sqrt{\frac{4 \times 1}{3,1416}} = 1,13 \text{ m}$$

Para três filtros

$$\frac{S}{3} = \frac{2}{3} = 0,67\text{m}^2 \quad D > \sqrt{\frac{4 \times 0,67}{3,1416}} = 0,92\text{m}$$

Para as condições apresentadas, pode-se instalar dois filtros de 1,20 m de diâmetro ou três de 1,00 m.

Filtro de tela

Diferentes dos filtros de areia, que realizam uma retenção profunda das impurezas, os filtros de tela efetuam uma retenção superficial, fazendo com que sua colmatação seja muito mais rápida (Pizarro, 1996, Rodrigo López, et al., 1997). Por esta razão costuma ser utilizado com águas não muito sujas que contenham partículas de tipo inorgânico, ou como elemento de segurança depois de hidrociclones, filtros de areia ou equipamentos de fertirrigação (Pizarro, 1996). Segundo este autor, quando as águas contêm algas seu uso não está indicado, porque se colmatam rapidamente e deixam passar impurezas.

O filtro de tela consiste em um corpo cilindro de aço inoxidável ou plástico, em cujo interior se aloja o elemento filtrante (Figura 9 a). Este está composto por um suporte perfurado metálico ou plástico, recoberto por uma tela. Em alguns casos, o elemento filtrante é duplo, empregando-se

com suporte dois cilíndricos concêntricos (Rodrigo López, et al., 1997). As telas podem ser de poliéster, náilon, (Garcia et al., 1998) e mais recentemente de aço inoxidável (Rodrigo López, et al., 1997).

O funcionamento de um modelo mais frequente (Figura 9 b), se dá da seguinte maneira: a água, que circula no sentido da seta, penetra na zona "A" do filtro de onde passa para a zona "B" através de uma tela apoiada em um suporte cilíndrico de aço inoxidável. A filtração efetua-se na tela, de forma que as partículas ficam na câmara interna da tela (zona "A") e a água filtrada passa à zona "B" e daí continua pela tubulação.

O tamanho da tela elege-se em função do diâmetro de passagem do gotejador. Considera-se normal empregar telas de abertura de 7 a 10 vezes menores que o orifício do gotejador.

Segundo Rodrigo López et al (1997), as dimensões das telas metálicas estão normatizadas em diferentes países. Uns empregam as medidas em milímetro (mm) ou micrômetro (μm). Nos Estados Unidos e Canadá designam-se com números e o fabricante Tyler (USA) introduziu o termo "mesh", que foi muito difundido e é a designação mais comumente utilizada.

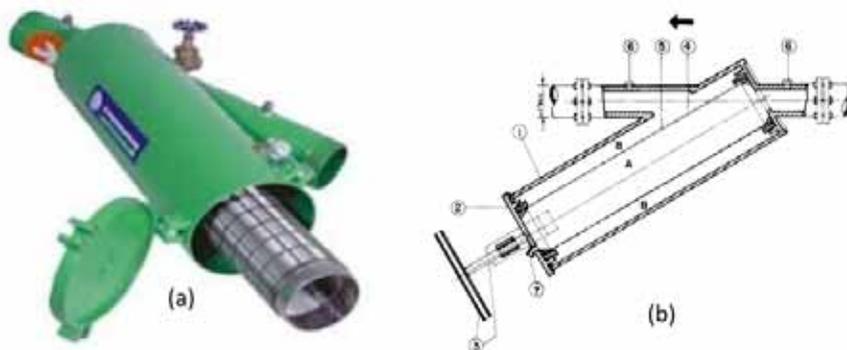


Figura 9 - Filtro de tela (a); Esquema de funcionamento de um filtro de tela (b).

Nota: 1 – Corpo do filtro; 2 – Tampa de fechamento; 3 – Parafuso de fechamento; 4 – Cartucho; 5 – Tela; 6 – Tomada de pressão; 7 – Torneira para limpeza.

Na Tabela 7 são apresentadas as normas para os tamanhos de possíveis usos em irrigação localizada e inclui-se também uma Recomendação Internacional com a denominação ISSO/R565, de 1967.

Tabela 7 - Relação entre o número de mesh e o tamanho do orifício das telas.

ISO		USA - CANADA			USA		
ISO/R565 1976		ASTM E 11-81 1981			SERIE TYLER		
D.N.T. (mm)	D.N.T. (mm)	D.N.A. (mm)	Designação Número	D.N.T. Principal (polegada)	D.N.T. Suplementar (polegada)	Designação mesh	D.N.T. (mm)
5,6	5,6	1,68	31/2		0,221	31/2	5,6
	4,75	1,54	4	0,185	0,185	4	4,75
4,00	4,00	1,37	5		0,156	4	4,00
	3,35	1,23	6	0,131	0,131	6	3,35
2,8	2,80	1,10	7		0,110	7	2,80
	2,36	1,00	8	0,093	0,093	8	2,36
2,0	2,00	0,90	10		0,078	9	2,00
	1,70	0,810	12	0,065	0,065	10	1,70
1,4	1,40	0,725	14		0,055	12	1,40
	1,18	0,650	16	0,046	0,046	14	1,18
1,00	1,00	0,580	18		0,039	16	1,00
μm	μm	μm	Número	$\text{pol} \times 10^{-4}$	$\text{pol} \times 10^{-4}$	Mesh	μm
	850	510	20	328	328	20	850
710	710	450	25		276	24	710
	600	390	30	232	232	28	600
500	500	340	35		195	32	500
	425	290	40	164	164	35	425
355	355	247	45		138	42	355
	300	215	50	116	116	48	300
250	250	180	60		97	60	250
	212	152	70	82	82	65	212
180	180	131	80		69	80	180
	150	110	100	58	58	100	150
125	125	91	120		49	115	125
	106	76	140	41	41	150	106
90	90	64	170		35	170	90
	75	53	200	29	29	200	75
63	63	44	230		24	250	63

Fonte: Rodrigo López et al. (1997)

D.N.T. Dimensão Nominal da Tela;

D.N.A. Dimensão Nominal do Arame

Convém salientar que é frequente encontrar no mercado filtros com telas que não obedecem nenhuma destas normas, não coincidindo o número de

mesh que se indica com a abertura da malha correspondente. Neste caso, não se deve esquecer que a escolha de uma tela é feita em função do tamanho real da sua abertura.

A área efetiva de uma tela (A_e) é a área líquida de seus orifícios, e é calculada multiplicando-se a área total (A_t) pela porcentagem de vazios da tela (p).

$$A_e = p \times A_t \quad (13)$$

Nas malhas metálicas, entre 50 e 200 mesh, esta porcentagem é praticamente constante, sendo de 58% em sentido linear (relação tamanho do orifício/diâmetro do fio + tamanho do orifício) e de 34% em superfície. Portanto:

$$A_e = 0,34A_t \quad (14)$$

Quanto às telas de nylon, não se podem citar valores exatos pois a porcentagem de vazios depende da grossura do nylon utilizado por cada fabricante. Não obstante, tem-se comprovado que até 120 mesh têm aproximadamente as mesmas medidas características que as metálicas e, portanto, é válida a equação 12. Entretanto, para 155 mesh, a porcentagem de vazios é de 26% e em alguns casos é de se esperar que esta seguirá diminuindo à medida que aumenta o número de mesh, devido à menor resistência do nylon frente ao aço. Portanto, estes são valores indicados que devem ser comprovados em cada caso.

Elemento filtrante

Como as telas usadas em irrigação localizada (50 – 200 mesh) por si só não podem suportar as pressões da rede, são colocadas sobre um suporte, cujo conjunto formado (tela – suporte) é denominado de elemento filtrante. Daí, estando a tela pressionada contra o suporte por efeito da pressão da água, diminui a sua superfície filtrante, em maior ou menor grau, dependendo da porcentagem de vazios da mesma.

Para Pizarro (1996), de forma aproximada e geralmente levando em consideração a segurança de funcionamento, pode-se descontar 10% da

área efetiva. Com isso, sendo (p) a percentagem de vazios do suporte, a área real efetiva do filtro (Are) será:

$$\text{Are} = 0,90A_e \times p = 0,90 \times 0,34A_t \times p \Rightarrow \text{Are} = 0,31A_t \times p \quad (15)$$

Saliente-se que o valor mínimo da “Are” é de 2,5 vezes a seção nominal do filtro ($\text{Are} > 2,5A_e$), podendo chegar até uma relação 8 por 1 ou superior.

Geralmente coloca-se uma tela complementar de plástico intercalada, tipo sanduíche, entre o suporte e a tela filtrante, que se poderia entender como um elemento para aumentar a distância entre ambos, permitindo que a passagem da água não seja somente através da porção da malha que coincide com os orifícios suporte, porém em mais superfície filtrante. Com o filtro limpo a passagem da água se dará preferentemente pelos orifícios da tela em oposição ao do suporte. Posteriormente, à medida que os anteriores vão se entupindo, aumenta a passagem da água pelos orifícios mais afastados. Com isso, não se deve considerar o efeito da tela sanduíche para efeito de cálculo.

Vazão

A vazão a ser tratada por um filtro de tela dependerá da qualidade da água, da área real do elemento filtrante e da perda de carga admissível.

Segundo Rodrigo López et al. (1997), para um filtro de tela fina (50 a 200 mesh) recomendam-se velocidades de infiltração de 0,4 a 0,9 m s⁻¹. Em águas superficiais, geralmente muito carregadas de algas, não é conveniente ultrapassar a velocidade de 0,6 m s⁻¹. Esta mesma recomendação é feita para as mais finas (120 a 200 mesh), para evitar a rápida colmatação do filtro. Todavia, pode-se chegar à velocidade de 0,9 m s⁻¹ no caso de águas muito limpas ou com filtros autolimpantes.

Na Tabela 8 são vistas a relação de velocidade e vazão de um filtro de tela.

Tabela 8 – Vazão de água tratada com relação à velocidade de filtração.

Velocidade (m s ⁻¹)	Vazão em m ³ h ⁻¹ por m ² de área real (Ae)	Vazão em m ³ h ⁻¹ por m ² de área total (At) *
0,4	1.440	446
0,6	2.160	670
0,9	3.240	1.004

Fontes: Pizarro (1996); Rodrigo Lopez (1997).

* Válido somente para filtros de tela metálica, calculada segundo: $Ae = 0,31 At$

Exemplo de determinação da vazão a ser tratada por um filtro de tela.

a) Dimensionar a vazão que pode tratar um filtro de tela, que tem as seguintes características:

- ✓ Diâmetro nominal do filtro: $\varphi_f = 2''$
- ✓ Diâmetro da carcaça: $\varphi_c = 6''$
- ✓ Elemento filtrante cilíndrico composto por um suporte de tubo PVC com diâmetro de 140 mm, perfurado com 285 orifícios de 9 mm de diâmetro, e altura de 50 cm.
- ✓ A tela filtrante é de aço inoxidável de 120 mesh.
- ✓ Dispõe ainda de uma tela “sanduíche” de poliéster de 10 mesh.
- ✓ Área total da tela (área lateral de um cilindro); $At = p_{dh} = p \times 14 \times 50 = 2.199 \text{ cm}^2$
- ✓ Área efetiva: $Ae = 0,31 \times At = 0,31 \times 2.199 = 682 \text{ cm}^2$
- ✓ Percentagem de vazios do suporte:

$$p = \frac{(\text{numero} \times \text{área}) \text{ dos orifícios}}{At} \times 100 = \frac{285 \times (\pi \times 0,45^2)}{2.199} \times 100 = 8,25\%$$

A área real efetiva será:

$$Are = Ae \times p = 682 \times \frac{8,25}{100} = 56,3 \text{ cm}^2$$

Comprova-se que:

$$Are \geq 2,5 \times Ae \Rightarrow Are \geq 2,5 \times \frac{\pi \times (2'')^2}{4} = 2,5 \times \frac{3,1416 \times 5,08^2}{4} = 50,7 \text{ cm}^2$$

Portanto, as vazões que podem ser tratadas pelo filtro segundo a velocidade da água são apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Vazões tratadas com filtro de $\varnothing 2''$ segundo a velocidade.

Velocidade	Vazão
$0,4 \text{ m s}^{-1}$	$8,9 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$
$0,6 \text{ m s}^{-1}$	$13,3 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$
$0,9 \text{ m s}^{-1}$	$20,0 \text{ m}^3 \text{ h}^{-1}$

Perda de carga e limpeza

Tal como os filtros de areia, os de tela provocam uma perda de carga que cresce à medida que o filtro vai colmatando (Figura 10). Quando está limpo, a perda de carga é da ordem de 1 a 3 m.c.a. (10 a 30 kPa), dados estes fornecidos pelos fabricantes, em função da vazão de da abertura das telas. Para efeito de projeto, o cálculo da perda de carga, como no caso do filtro de areia, somente se levará em conta a perda admitida quando se vai realizar uma nova limpeza. Esta costuma estar entre 4 e 6 metros. Se for permitida maior perda de carga o filtro perde a eficácia e pode chegar a romper a tela.

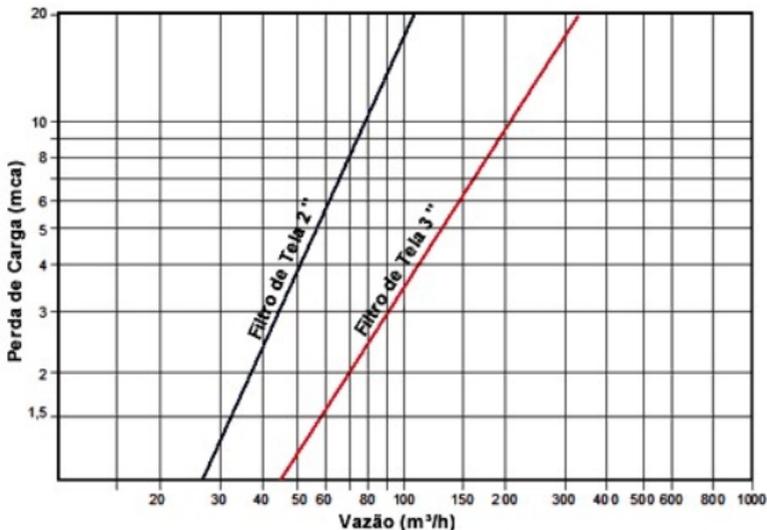


Figura 10 – Gráfico de perda de carga de um filtro de tela.

Fonte: www.darka.com.br

Cada modelo deve ter o seu sistema de limpeza. No modelo da Figura 9b a limpeza é realizada abrindo a torneira de limpeza (7), de onde sai a água sem filtrar arrastando as partículas depositadas na tela. Outros modelos permitem a limpeza mediante inversão do fluxo. Mesmo assim, depois de certo tempo, é conveniente extrair o cartucho com a tela, limpando-a com água sob pressão ou com escova.

A limpeza dos filtros de tela pode ser automatizada mediante sistemas que acionam quando a diferença de pressão alcança um valor prefixado. Algumas indústrias já fabricam os filtros com o automatismo de limpeza incorporado, chamados de autolimpantes.

Dimensionamento de um filtro de tela

Na eleição de um filtro de tela tem que ser determinada a superfície da tela e o tamanho dos orifícios, seu número de mesh. Segundo Pizarro (1997), para este último, um critério usado comumente é que o tamanho do orifício seja aproximadamente $1/7$ do menor diâmetro de passagem do gotejador, valor que se pode elevar a $1/5$ no caso de microaspersão. O emprego de telas mais finas não é recomendável porque aumenta a frequência de limpeza e os problemas potenciais que acompanham a colmatação das telas. Na Tabela 10 são mostradas as malhas de aço recomendadas segundo o critério de $1/7$.

A área de tela é calculada em função da vazão Q , incrementada em 20% como margem de segurança, e em função dos valores aceitáveis da velocidade real (velocidade através dos orifícios), indicadas na Tabela 10.

Tabela 10 – Telas de aço recomendadas de acordo com o critério $1/7$.

Diâmetro do gotejador (mm)	Tela	
	Orifício menor que (μm)	Nº de mesh
1,50	214	65
1,25	178	80
1,00	143	115
0,90	128	115
0,80	114	150
0,70	100	170
0,60	86	200
0,50	71	250

Fonte: Pizarro (1996)

Estes limites de velocidade equivalem a uma vazão por área real e por área total de tela que estão indicados na Tabela 11.

Tabela 11 – Velocidade real recomendada em filtros de tela.

Tamanho do orifício (μm)	Classe de água	Velocidade (m s^{-1})
300 – 125	Limpa	0,4 – 0,9
300 – 125	Com algas	0,4 – 0,6
125 - 75	Qualquer	0,4 – 0,6

Fonte: Pizarro (1996)

Instalação de filtros de tela

Ao instalar os filtros de tela deve-se levar em conta o sentido do fluxo de água, normalmente indicado com uma seta na carcaça. Na ausência desta, deve-se comprovar que a água atravessa o elemento filtrante no sentido tela – suporte.

Como no caso dos filtros de areia, devem ser instalados tantos filtros de tela em paralelo como a capacidade de cada um e a vazão a tratar exijam. Ainda que usualmente sejam instalados no cabeçal, nos casos em que as aplicações de fertilizantes são realizadas em outras partes da instalação, devem ser colocados filtros de tela, imediatamente depois da tubulação para injeção de fertilizantes.

Em alguns casos, e como medida de segurança complementar, são instalados à entrada das subunidades de irrigação e inclusive na entrada de cada lateral, pequenos filtros de tela que servem para evitar que passem aos emissores partículas que por acidente, durante a limpeza dos filtros principais ou por ruptura da instalação, tenham ultrapassado o cabeçal.

Filtros de disco

Os filtros de disco têm a mesma função que os de tela, porém sua utilização parece estar superando a estes nos últimos anos, devido a sua maior durabilidade, facilidade de limpeza e maior eficiência de filtragem.

O filtro é composto por anéis de plástico com ranhuras, comprimidas uns contra os outros ao enroscar a carcaça, formando um cilindro filtrante

(Figura 11a). São normalmente instalados depois do ponto de incorporação dos fertilizantes.

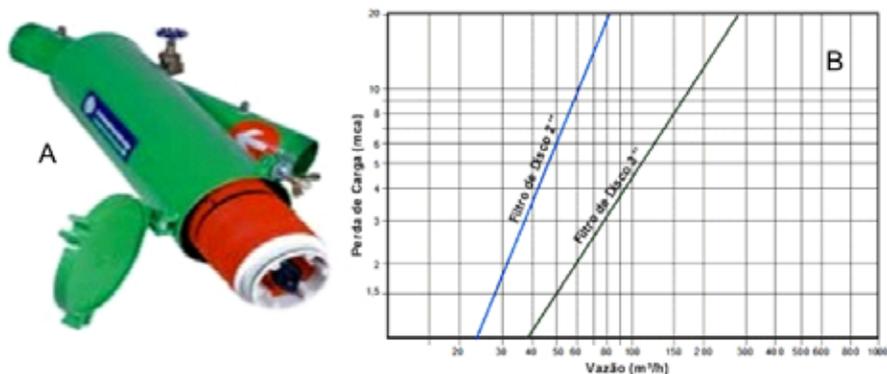


Figura 11 – Filtro de disco (A); Gráfico de perda de carga do filtro de disco (B).

Fonte: www.Carburundum.com.br

A água é filtrada ao passar pelos pequenos condutos formados entre dois anéis consecutivos e perfurados. O grau de filtração depende do número ranhuras existentes nos discos, oscilando entre 40 e 350 mesh, conforme visto na Tabela 12.

Tabela 12 – Número de ranhuras e mesh correspondentes para filtros de disco.

Cor do disco	Número de ranhuras	Diâmetro da ranhura	
		Mesh	mm
Azul	170	40	0,420
Amarelo	340	80	0,177
Vermelho	490	120	0,125
Preto	600	140	0,105
Verde		200	0,074
Cinza		350	0,040

Fonte: Moya Telens (1998)

Seu efeito é, até certo ponto, de filtração em profundidade, como o filtro de areia, sendo muitas vezes utilizados para substituir estes. Pode reter

grandes quantidades de sólidos antes de ficar obstruído. São compactos e resistentes admitindo pressões de trabalho de até 10 atm. A perda de carga quando estão limpos é da ordem de 1 a 3 m.c.a. (10 a 30 kPa), estando na Figura 11 b o gráfico de perda de carga. São conectados em linha, isolados ou em bateria, sendo estas em paralelo.

Para sua limpeza desmonta-se o filtro e limpa-se os anéis separando-os entre si e lavando-os com água sob pressão. Também pode ser feita automaticamente. Quando em uso, é conveniente limpá-los uma vez por semana ou quando a perda de pressão que se origine seja superior a 0,2 atmosferas, com relação ao filtro limpo.

Entupimentos Químicos

Os entupimentos provocados pelas precipitações químicas são mais difíceis de localizar e são também mais difíceis de tratar quando estão em estado avançado, pelo que convém fazer tratamentos preventivos mais frequentes quanto mais altos forem os riscos de entupimento, fazendo valer o dito “melhor prevenir que remediar”. Pode ser originado por excesso de carbonato ou sulfato de cálcio e magnésio, ou pela oxidação do ferro, formando precipitados muito pouco solúveis, quando as condições de umidade, temperatura, pH e/ou concentração de sais favorecem estes processos. Depende principalmente da qualidade e composição da água de irrigação e dos adubos empregados.

Para Abbott (1985), as obstruções químicas se produzem com mais frequência nos sistemas que utilizam águas subterrâneas com altos teores de sais dissolvidos, dentre os quais os mais importantes são os carbonatos de cálcio e magnésio e os sulfatos de cálcio. Já para Garcia et al. (1998) as precipitações devido ao cálcio são frequentes quando usa-se água calcária com mais de 130 mg L^{-1} de bicarbonatos (HCO_3^-) e pH superior a 7,5, pois o bicarbonato reage com o cálcio, formando carbonato de cálcio, que é o

que se deposita no interior das tubulações (Figura 12) e nos emissores, e segundo Morilla Alcalá (1986) na seguinte situação:

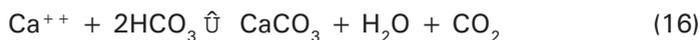


Foto: Otávio Álvares de Almeida

Figura 12 – Entupimento da tubulação por decantação de carbonato.

Quando a água apresenta um conteúdo de pelo menos 3 mg L^{-1} de H_2S (ácido sulfídrico) para 300 mg L^{-1} de CaCO_3 não se produzirá à precipitação. Com a água calcária, há um caso bastante frequente de entupimento: a dessecação por evaporação da água em volta dos gotejadores, formando uma crosta e facilitando o entupimento. Também os precipitados de carbonato de cálcio são favorecidos por insuficiência de anidrido carbônico na água.

Os fertilizantes utilizados em fertirrigação também podem produzir entupimento químico, haja vista que nem todos podem ser misturados entre si para obtenção da solução matriz (Tabela 13). Além disso, em algumas ocasiões, produzem-se precipitados ao reagir os fertilizantes com elementos contidos na água de irrigação.

Tabela 13 – Compatibilidade química da mistura de alguns fertilizantes utilizados em fertirrigação.

Fertilizantes	NO_3NH_4	$\text{CO}(\text{NH}_2)_2$	$(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$	$(\text{NH}_4)_2\text{HPO}_4$	$\text{NH}_4\text{H}_2\text{PO}_4$	KCl	K_2SO_4	KNO_3	$\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$
Nitrato de amônia	-	CL	C	CL	CL	C	C	CL	I
Uréia	CL	-	CL	CL	CL	C	C	CL	CL
Sulfato de amônia	C	CL	-	C	I	C	C	C	I
Fosfato Diamônico (DAP)	CL	CL	C	-	C	C	C	C	I
Fosfato Monoamônico (MAP)	CL	CL	I	C	-	C	C	C	I
Cloreto de Potássio	C	C	C	C	C	-	C	C	C
Sulfato de Potássio	C	C	C	C	C	C	-	C	I
Nitrato de Potássio	CL	CL	C	C	C	C	C	-	CL
Nitrato de cálcio	I	CL	I	I	I	C	I	CL	-

Fonte: Cadahia Lopez et. al. (1998),

C = Compatível, fertilizante que se pode misturar.

Cl = Compatibilidade Limitada, fertilizante que se pode misturar no momento da aplicação.

I = Incompatível, fertilizante que não se pode misturar.

Por exemplo, se a concentração de Ca é superior a $6,0 \text{ meq L}^{-1}$, os fertilizantes fosfatados provocarão entupimento nos emissores de água. Ao mesmo tempo concentrações de bicarbonato acima de $5,0 \text{ meq L}^{-1}$ provocarão problemas ainda mais graves. Por outro lado, as aplicações de amônia anidra ou líquida aos sistemas de irrigação localizada não são recomendáveis, já que poderiam aumentar o pH da água até valores acima de 11, o que provocaria rápida precipitação do CaCO_3 . Com a mistura de adubos incompatíveis (Tabela 13), se produzirão precipitados de sais que entopem as tubulações e emissores da água de irrigação.

Precipitado de cálcio

Tratamentos preventivos de carbonato de cálcio.

O tratamento pode ser feito mediante um anti-incrustante ou mediante acidificação da água a valores em que a precipitação não se produza. O tratamento preventivo clássico contra as incrustações calcárias é a acidificação. Para isto podem ser utilizados diversos ácidos:

- ❖ Ácido clorídrico (HCl) 12 N
- ❖ Ácido sulfúrico (H_2SO_4) 36 N
- ❖ Ácido nítrico (HNO_3) 16 N
- ❖ Ácido fosfórico (H_3PO_4) 45 N

Os mais frequentes são os dois primeiros, porém segundo Pizarro (1996), pelo perigo de manejo do ácido sulfúrico, o mais utilizado é o ácido clorídrico. Os ácidos nítrico e fosfórico proporcionam a adição de quantidades de nutrientes. Segundo Morilla Alcalá (1986), o ácido nítrico é mais adequado quando há problema de salinidade provocada por cloretos. Todavia, a utilização de ácido deve ser feita com as máximas garantias para evitar acidentes. Por exemplo: sempre se deve adicionar ácido à água e nunca água ao ácido.

A aplicação pode ser feita durante toda a irrigação ou na última parte da mesma, calculando-se o tempo que falta para chegar aos gotejadores mais afastados e aumentando-se o produto, como garantia 50 a 100%, de forma que a água que permaneça no interior da rede não produza precipitação. O cálculo da dose de ácido a ser aplicada deve ser feito em laboratório a partir de amostra de água e medindo experimentalmente a quantidade de ácido necessária para reduzir o pH ao valor de 7,5. Quando não se dispõe de curva de valorização para o ácido, pode ser calculada aproximadamente em campo. Em um botijão de plástico de 50 a 100 litros cheio de água, adiciona-se ácido (grau industrial puro) agitando-se lentamente até chegar ao pH desejado. Um simples cálculo permite obter a relação em litro de ácido por metro cúbico de água.

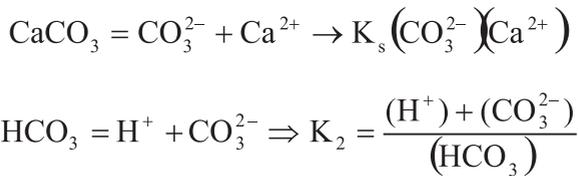
A precipitação de cálcio em água pode-se prever mediante o índice de saturação de Langelier (IS), de forma que todas as águas com IS positivo devem ser consideradas, no projeto de sistemas de irrigação, como águas problemáticas que requerem medidas preventivas, haja vista estes valores indicarem a tendência de precipitação do CaCO_3 , enquanto que os valores negativos do IS tendem a manter os bicarbonatos e cálcio em solução.

Este índice define-se pela diferença entre o pH atual da água (pHa) e o pH teórico que a água alcançaria em equilíbrio com o CaCO_3 (pHs):

$$\text{IS} = \text{pHa} - \text{pHs} \quad (17)$$

sendo pHs, o pH de saturação onde uma água com uma determinada alcalinidade e conteúdo de cálcio está em equilíbrio (nem super-saturada nem sub-saturada de carbonato de cálcio) determinado pelo produto de solubilidade do CaCO_3 , K_s , e da segunda constante de dissolução do HCO_3^- , K_2 .

Segundo Moya Telens (1998) as reações em que estão baseadas são:



Dividindo uma equação pela outra:

$$\frac{K_s}{K_2} = \frac{(\text{Ca}^{2+}) (\text{HCO}_3^{2-})}{(\text{H}^+)}$$

e tomando seus logaritmos:

$$\log K_s - \log K_2 = \log(\text{Ca}^{2+}) + \log(\text{HCO}_3^{2-}) - \log(\text{H}^+)$$

Podendo ser escrita como:

$$\text{pHs} = (\text{pK}'_2 - \text{pK}'_s) + \text{pCa} + \text{pAlc} \quad (18)$$

utilizando-se a Tabela 14 para efetuar seu cálculo.

Como foi dito, a precipitação ocorre quando o valor de IS é positivo. Para evitar a precipitação o pHs tem que ser aumentado. Para isso, aumenta-se o valor de uma das parcelas, e no caso o pAlc pois equivale a diminuir a concentração de carbonatos e bicarbonatos na água de irrigação, levando-a até um valor Alc_2 que será assim expresso:

$$\text{p}(\text{Alc}_2) = \text{p}(\text{Alc}) + \text{IS} \quad (19)$$

Conhecendo-se o $p(\text{Alc}_2)$, na Tabela 14 obtém-se a correspondente concentração de $(\text{CO}_3 + \text{HCO}_3)$ em meq L^{-1} que é o valor a ser reduzido da concentração inicial para que não ocorra precipitação. A diferença da concentração inicial com o valor obtido na Tabela 14, é denominada de "f" (número em meq L^{-1} de $\text{CO}_3 + \text{HCO}_3$ a ser eliminado da água). A dose de ácido, em litros por m^3 de água, é calculada segundo a relação f/N , sendo N a normalidade do ácido.

Tabela 14 – Valores para o cálculo de pH_s em função das concentrações dos elementos em meq L^{-1} .

$(\text{Ca} + \text{Mg} + \text{Na})$ meq L^{-1}	$\text{pK}'_2 - \text{pK}'_3$	Ca meq L^{-1}	$\text{p}(\text{Ca}^{++})$	$\text{CO}_3 + \text{HCO}_3$ meq L^{-1}	$\text{p}(\text{Alk})$
0,5	2,11	0,05	4,60	0,05	4,30
0,7	2,12	0,10	4,30	0,10	4,00
0,9	2,13	0,15	4,12	0,15	3,82
1,2	2,14	0,20	4,00	0,20	3,70
1,6	2,15	0,25	3,90	0,25	3,60
1,9	2,16	0,32	3,80	0,32	3,51
2,4	2,17	0,39	3,70	0,39	3,40
2,8	2,18	0,50	3,60	0,50	3,30
3,3	2,19	0,63	3,50	0,63	3,20
3,9	2,20	0,79	3,40	0,79	3,10
4,5	2,21	1,00	3,30	1,00	3,00
5,1	2,22	1,25	3,20	1,25	2,90
5,8	2,23	1,58	3,10	1,58	2,80
6,6	2,24	1,98	3,00	1,98	2,70
7,4	2,25	2,49	2,90	2,49	2,60
8,3	2,26	3,14	2,80	3,14	2,50
9,2	2,27	3,90	2,70	3,90	2,40
11,0	2,28	4,97	2,60	4,97	2,30
13,0	2,30	6,30	2,50	6,30	2,20
15,0	2,32	7,90	2,40	7,90	2,10
18,0	2,34	10,00	2,30	10,00	2,00
22,0	2,36	12,50	2,20	12,50	1,90
25,0	2,38	15,80	2,10	15,80	1,80
29,0	2,40	19,80	2,00	19,80	1,70
34,0	2,42				
39,0	2,44				
45,0	2,46				
51,0	2,48				
59,0	2,50				
67,0	2,52				
76,0	2,54				

Por exemplo: Considerando as duas amostras de água abaixo, determinar os valores de IS, $p(\text{Alc}_2)$, f e a quantidade de ácido por metro cúbico de água necessária para evitar precipitação.

Elementos	Amostra 1	Amostra 2
pH	7,72	8,28
CE	3,77 dS m ⁻¹	1,46 dS m ⁻¹
HCO ₃ ⁻	6,15 meq L ⁻¹	1,48 meq L ⁻¹
Ca ⁺⁺	19,80 meq L ⁻¹	5,57 meq L ⁻¹
Mg ⁺⁺	18,39 meq L ⁻¹	5,43 meq L ⁻¹
Na ⁺	9,40 meq L ⁻¹	4,48 meq L ⁻¹

Cálculos:

$$\text{Amostra 1} - \text{Ca} + \text{Mg} + \text{Na} = 47,59 \text{ meq L}^{-1} \text{ } \textcircled{\text{R}} \quad (pK'_2 - pK'_s) = 2,47$$

$$\text{Ca} = 19,80 \text{ } \textcircled{\text{R}} \quad p(\text{Ca}) = 2,00$$

$$\text{CO}_3 + \text{HCO}_3 = 6,15 \text{ } \textcircled{\text{R}} \quad p(\text{Alc}) = 2,20$$

$$\text{Total pHs} = 6,67$$

$$\text{IS} = \text{pH} - \text{pHs} = 7,72 - 6,67 = 1,05$$

$$P(\text{Alc}_2) = p(\text{Alc}) + \text{IS} = 2,20 + 1,05 = 3,25$$

$$\text{Amostra 2} - \text{Ca} + \text{Mg} + \text{Na} = 15,48 \text{ meq L}^{-1} \text{ } \textcircled{\text{R}} \quad (pK'_2 - pK'_s) = 2,32$$

$$\text{Ca} = 5,57 \text{ } \textcircled{\text{R}} \quad p(\text{Ca}) = 2,55$$

$$\text{CO}_3 + \text{HCO}_3 = 1,48 \text{ } \textcircled{\text{R}} \quad p(\text{Alc}) = 2,80$$

$$\text{Total pHs} = 7,67$$

$$\text{IS} = \text{pH} - \text{pHs} = 8,28 - 7,67 = 0,61$$

$$P(\text{Alc}_2) = p(\text{Alc}) + \text{IS} = 2,80 + 0,61 = 3,41$$

Na Tabela 14, para $p(\text{Alc})$ de 3,25 e 3,41 correspondem a concentrações de 0,57 e 0,40 meq L⁻¹ de (CO₃ + HCO₃) respectivamente para as amostras 1 e 2. Isso quer dizer que as concentrações iniciais de 6,15 e 1,48 meq L⁻¹ devem ser diminuídas até 0,57 e 0,40 meq L⁻¹ para as águas 1 e 2, respectivamente. Para tanto devem ser neutralizadas com ácido:

$$f_{\text{amostra 1}} = 6,15 - 0,57 = 5,58 \text{ meq L}^{-1}$$

$$f_{\text{amostra 2}} = 1,48 - 0,40 = 1,08 \text{ meq L}^{-1}$$

A quantidade de ácido, em litro por m^3 de água de irrigação, é calculada segundo f/N , conforme a Tabela 15.

Tabela 15 – Ácidos e suas respectivas quantidades (L m^{-3} de água) para neutralizar a precipitação de CaCO_3 em cada uma das amostras estudadas.

Ácido	N	f_1/N	f_2/N
		Amostra 1	Amostra 2
HCl	12	0,465	0,090
H_2SO_4	36	0,155	0,030
HNO_3	16	0,349	0,068
H_3PO_4	45	0,124	0,024

Ambas as águas apresentam riscos de precipitação de CaCO_3 . Todavia, a água número 1 apresenta um risco maior de precipitação que a água 2 devido ao maior valor do índice de Langelier ($\text{IS} = 1,05 > 0,61$), confirmado pela quantidade necessária de ácido para neutralizar o carbonato. Além disso, segundo Lopez Aguado (1992), águas com Índice de Langelier maior que um ($\text{IS} > 1$) apresenta grande risco de incrustação. Observe-se ainda que embora o IS da amostra 1 seja apenas 72% maior que o IS da amostra 2, a quantidade de ácido a ser aplicado para neutralizar o carbonato é 4,17 vezes maior.

Segundo Nakayama (1986), na aplicação de ácido, deve-se levar em conta a alta temperatura que, às vezes, se alcança no interior das mangueiras de polietileno e que diminuem a solubilidade do CaCO_3 , aumentando o risco de precipitação.

Muitas vezes resultam volumes de ácido por m^3 de água de irrigação o suficientemente altos para não ser injetado em todo decorrer da irrigação, recorrendo-se aplicá-lo durante a última parte, com intuito de tratar somente a água que permanece dentro das tubulações ao finalizar a irrigação.

O volume de água necessário para que o ácido chegue aos últimos emissores pode ser determinado calculando-se o volume das tubulações e

multiplicando-se por 2 ou 3 como margem de segurança. O tempo que tarda o ácido em chegar aos últimos emissores das subunidades mais afastadas pode ser medido utilizando-se um papel indicador de pH. Na prática, como garantia, deverá começar a aplicar o ácido com um tempo 50 a 100% maior que o medido.

Tratamento corretivo ou de limpeza do carbonato de cálcio

Quando os entupimentos provocados pelo carbonato de cálcio já ocorreram, a limpeza é feita mediante a aplicação de ácidos. O método mais econômico é injetando-os na rede, porém, as vezes, as obstruções estão tão desenvolvidas que o método não é eficaz. Nestes casos, pode-se desobstruir os emissores introduzindo-os em banho de ácido. Quando se trata de gotejadores desmontáveis pode ser suficiente aplicar o ácido nas partes afetadas. Em qualquer caso deve ser calculado o custo da limpeza e a compra de gotejadores novos.

Saliente-se que a eficiência dos tratamentos corretivos é muito variável, dependendo do tipo de emissor e do grau de entupimento. Às vezes os tratamentos conseguem despregar as incrustações, porém sem dissolvê-las totalmente, podendo as pequenas partículas permanecerem na água produzindo posteriores obstruções.

Este tratamento é feito aplicando-se ácido em altas concentrações até conseguir que a água de irrigação atinja concentração na ordem de 1 - 2%. É um tratamento delicado que deve ser feito por pessoal devidamente treinado e habilitado. É praticado em nível de subunidade de irrigação ou mesmo de unidades quando estas não são demasiadamente grandes que acarrete na aplicação de grandes quantidades de ácido. O procedimento é o seguinte:

- 1°. Calcula-se o volume da instalação, multiplicando-se o comprimento das tubulações de distintos diâmetros por cada área interior.
- 2°. O volume de água acidificada a aplicar (V_a) é 2,5 vezes o volume das instalações calculado, como garantia de que a água alcançará os emissores mais desfavoráveis.

3º. Coloca-se no injetor a quantidade de ácido necessária:

$$V_a = \frac{V_t \times c}{C} \quad (20)$$

onde:

V_a – volume de ácido (em L).

V_t – volume de água que se deseja acidificar (em L).

C – concentração do ácido grau industrial (%).

c – concentração de ácido na água de irrigação ($L\ m^{-3}$) obtida em curva de valorização.

4º. Iniciar a aplicação com uma pressão muito baixa a fim de que a água acidificada encha toda a tubulação.

5º. Suspende-se a irrigação quando houver injetado todo o volume de água calculado. É conveniente, entretanto, comprovar com papel indicador de pH que se conseguiu um pH entre 2-3 na água que flui nos últimos emissores.

6º. Mantém-se a instalação fechada por cerca de 20 - 30 minutos.

7º. Aplica-se o máximo de pressão possível que tolere as instalações, abrindo em primeiro lugar os extremos das tubulações de maior diâmetro até que a água saia limpa. Em seguida fecha-se esta e abre-se as de ordem seguinte, sendo as linhas laterais as últimas a serem abertas. Tudo isso com o objetivo de que as incrustações desprendidas das tubulações não cheguem aos emissores. Depois de limpar as tubulações, continua-se com a pressão alta por cerca de 20 minutos a fim de limpar os emissores.

Exemplo:

Necessita-se tratar uma subunidade de irrigação de 140 metros de $\varnothing = 28$ mm e 1380 metros de $\varnothing = 10,3$ mm, que está utilizando as águas do exemplo anterior (Tabela 15), com ácido nítrico concentrado grau industrial (40 °Be) – 100%.

Pela Eq. 20 tem-se que:

$$V_t = 2,5 \times \left[L_1 \times \frac{\pi \phi_1^2}{4} + L_2 \times \frac{\pi \phi_2^2}{4} \right] \Rightarrow V_t = 503 L$$

$$V_{a1} = \frac{V_t \times c_1}{C} = \frac{503 \times 0,349 \times 10^{-3}}{1} = 0,176 L = 175 mL$$

$$V_{a2} = \frac{V_t \times c_2}{C} = \frac{503 \times 0,068 \times 10^{-3}}{1} = 0,034 L = 34 mL$$

Precipitação de ferro, manganês e enxofre.

Estes elementos são solúveis em estado reduzido, porém ao oxidar-se precipitam-se e podem obstruir os emissores. A oxidação pode ser produzida por bactérias, cujos problemas serão vistos posteriormente, ou por contato com o ar livre ou com oxidantes contidos na água.

A prevenção dos precipitados de ferro, manganês e enxofre no interior do sistema consiste em provocar essa precipitação antes do cabeçal de controle e reter os sólidos gerados no sistema de filtração ou na aplicação contínua de antioxidantes.

Precipitação de ferro

Ao contrário da precipitação de carbonatos, trata-se de um problema que se apresenta em águas ácidas que transportam ferro dissolvido em forma ferrosa (Fe^{++}) e que ao oxidar-se passa à forma férrica (Fe^{+++}) precipitando-se ou formando gel e depósitos de cor marrom em gotejadores e filtros.

Para evitar a precipitação do ferro, tanto nos condutores quanto nos emissores, o ferro deve ser precipitado, por cloração ou oxigenação, e ser filtrado antes de entrar no sistema de irrigação. Entretanto, este último processo é difícil já que o metal forma precipitado coloidal.

A eficiência da cloração está diretamente relacionada com o pH da água, requerendo-se quantidades maiores a pH mais altos. Em caso de presença

de ferro-bactéria deve-se aplicar o cloro em doses aproximadas de $1,0 \text{ mg L}^{-1}$; e quando a origem do entupimento deve-se à presença de mucilagens é aconselhável a incorporação de $0,5 \text{ mg L}^{-1}$ em forma contínua.

A ação de bactérias ferruginosas tais como a Galhionelha, Leptotriz, Toxolhix, dentre outras, pode produzir a precipitação de óxido de ferro oxidando o óxido ferroso dos sais de ferro dissolvidos na água de irrigação. Concentrações de ferro de $0,1 \text{ mg L}^{-1}$ são suficientes para produzir precipitados em forma de sedimento ocre (amarelo escuro). O problema pode agravar-se quando a concentração é de $0,4 \text{ mg L}^{-1}$ ou maior e o pH da água está no intervalo entre 7 e 8.

A potencialidade do ferro em criar problemas é realmente difícil de avaliar, já que frequentemente este elemento contribui para a formação de mucilagens produzidas pelas ferrobactérias. Para Ayers & Westcot (1991), a concentração de ferro de $0,5 \text{ mg L}^{-1}$ dada na Tabela 1, deve ser considerada como a máxima permissível. Porém, quando se incluem os valores dos filtros, o valor máximo na prática é de 2 mg L^{-1} . Entretanto, quando há sulfetos ou substâncias adstringentes a concentrações superiores a 2 mg L^{-1} , a quantidade de ferro dissolvido não deve ultrapassar a $0,5 \text{ mg L}^{-1}$.

Precipitação de manganês

O manganês, ainda que menos comum que o ferro, também pode sedimentar por atividade biológica quando sua concentração na água é de $0,2 \text{ mg L}^{-1}$, apresentando problemas graves quando o conteúdo é de $0,4 \text{ mg L}^{-1}$ ou maior. Se o sedimento produzido é de cor marrom escuro, leva mistura de ferro e manganês. Se a cor é negra, o sedimento leva somente manganês.

Precipitação de enxofre

O conteúdo de enxofre da água de irrigação em concentração de $0,1 \text{ mg L}^{-1}$ pode produzir o desenvolvimento de bactérias sulfurosas como a Thiothix nívea dentro do sistema de irrigação, chegando a formar massa gelatinosa

que obstrui filtros e emissores. No processo de transformação de ácido sulfídrico (H_2S) em enxofre livre ocorre a reação:



sendo CH_2O matéria orgânica sintetizada. O intervalo ótimo do pH para esta formação é de 6,7 a 7,2, segundo estudos realizados por Ford, (1977) em águas da Flórida e entre 3 e 5,5 para Alcalá (1986). Também podem ser apresentados problemas com géis sulfurosos quando o conteúdo de H_2S na água é superior a $0,5 \text{ mg L}^{-1}$.

Entupimentos Biológicos

Sánchez & Sironi (1993), definem os entupimentos biológicos como sendo aqueles produzidos pela acumulação de massas de macro e microorganismos. Praticamente todas as águas contêm pequenas quantidades de algas, bactérias e fungos (Garcia et al. 1998). Estando estas águas armazenadas ao ar livre e sob a ação da luz solar, aproveitando-se dos nutrientes nela dissolvidos, estes organismos se proliferam com grande facilidade, produzindo uma massa gelatinosa, podendo vir a obstruir o sistema de irrigação e as areias dos filtros.

Os caracóis, larvas, algas, mucilagens, fungos e bactérias provocam frequentemente obstruções das tubulações. As mucilagens branco-gelatinosas de enxofre, formados pelas sulfo-bactérias, e as originadas pelas ferro-bactérias filamentosas são realmente problemáticas. A situação pode se agravar no caso em que na água existam substancias orgânicas adstringentes (que inibem as secreções dos tecidos), como taninos, que sirvam de alimentos para estas bactérias.

As algas e outros microorganismos também podem criar problemas, quando o seu desenvolvimento é estimulado por excesso de nutrientes, tais como nitrogênio e fósforo. O uso de águas residuais nos sistemas de irrigação

localizada é particularmente problemático devido a seu conteúdo em nutrientes, substâncias orgânicas e microorganismos.

Segundo Ford (1977), os géis bacterianos podem se agrupar em quatro categorias: de ferro, de manganês, de enxofre e géis não especificados, filamentosos e não filamentosos.

As algas procedentes de águas superficiais constituem, também, uma causa frequente de obstrução. Uma boa filtração da água pode impedir a passagem da maior parte dessas algas para as instalações de irrigação, porém as filamentosas são capazes inclusive de passar através dos filtros e acumular-se nas tubulações porta-gotejadores e mesmo nos emissores, onde se desenvolvem as bactérias. Um conteúdo de 5 a 7 mg L⁻¹ de microorganismos na água de irrigação é suficiente para provocar um desenvolvimento importante de colônias no interior das tubulações e dos emissores.

Tratamentos preventivos frente a bactérias e algas

As águas superficiais e, em geral, as expostas a luz solar são um meio adequado para o desenvolvimento das algas que, por sua vez, chegam a ser alimento de bactérias. Eliminar o máximo possível a ação da luz solar reduz este foco de entupimento (Figura 13), complementando com a adição de produtos algicidas.

A ação direta contra as bactérias se consegue com a aplicação de biocidas, sendo o cloro o mais utilizado, em forma gasosa ou como hipoclorito sódico, injetando-se antes dos filtros de areia.

O íon Cloro tem diversas propriedades químicas dependendo de sua concentração. A baixas concentrações (1 a 5 ppm) atua como bactericida ou um agente oxidante do íon Fe³⁺. A concentrações muito alta (100 a 1000 ppm) atuam como agente oxidante da matéria orgânica. Para um controle efetivo de algas e bactéria o pH da água deve ser 6,5 e nunca se deve misturar um ácido com o hipoclorito devido à geração de gases tóxicos.



Figura 13 – Gotejador obstruído por bactéria.

O tratamento químico com cloro é um dos métodos mais eficazes para controlar o desenvolvimento de microorganismos, porém é custoso e requer um manejo cuidadoso. O cloro mata os microorganismos e oxida a matéria orgânica, que devem ser filtrados antes de entrarem no sistema de irrigação ou lavados com água a pressão. As injeções contínuas de cloro à água dos sistemas de irrigação localizada, ainda que sejam altamente eficientes, nem sempre são economicamente justificadas. Como doses orientadoras pode-se considerar que para eliminar as algas é aconselhável a aplicação de 0,5 a 1,0 mg de cloro por litro em forma contínua ou 20 mg L⁻¹ durante 20 minutos.

A vazão de ácido a injetar depende da sua concentração e das características da água, sendo necessário proceder a sua avaliação. Esta avaliação consiste em determinar a concentração de ácido necessária para obter um determinado pH.

Se a quantidade de ácido na água de irrigação para elevar seu pH a 2 é c (g L⁻¹) e utiliza-se um ácido comercial de concentração C (% , em peso) e

densidade r (g cm^{-3}); a vazão q (L h^{-1}) com que deve injetar-se o ácido comercial na vazão Q (L h^{-1}) da rede é:

$$q = \frac{Q \times c}{10C \times \rho} \quad (22)$$

Outras causas de entupimento

As formigas, as posturas de ovos dos insetos e as teias de aranha podem ser ocasionalmente, causas de entupimento. Além disso, há comprovação que, em certos casos, os salpicos de areia tem sido o motivo do mau funcionamento das partes móveis dos microaspersores.

Referências Bibliográficas

ABBOTT, J. S. La obstruccion de los emisores de goteo. Sus causas y medidas preventivas. Artículos técnicos. Revista Riegos y Drenajes. Barcelona, 1987. 23-32p.

ABREU, J.M.H. Diseño y manejo agronómico. In: Lopez, J.R.; Abreu, J.M.H.; Regalado, A.P.; Hernandez, J.F.G. Riego localizado. 2.ed. Madrid: Ediciones Mundi-Prensa, 1997. 2ª parte, p.141-214.

ARVIZA VALVERDE, J. Riego localizado. UPV-ETSIA-DIRA. SPUPV, Valencia. 1996. 468 p.

AYERS, R.S.; WESTCOT, D.W. Calidad del agua para la agricultura. Estudios FAO: Riegos y Drenajes, nº 29, FAO, Roma. 1976. 174 p.

BUCKS, D.A.; NAKAYAMA, F.S.; GILBERT, R.G.. La calidad del agua para riego por goteo y su mantenimiento preventivo. Agric. Water Maneger, v.2. n.2. p149-162. 1979.

CANDAHIA LOPEZ, C. (1998): Fertirrigation. Cultivos hortícolas y ornamentales. Ed. Mundi-Prensa. Madrid. 475 p. (026)

GARCIA, J.A. del C.; ESQUIZA, J.S. de G.; ANACABE, A.U.; RODA, S.S.D. de. Fertirrigación en invernadero: Obstrucciones en los equipos de fertirrigación. Horticulturas, Agrícola Vergel, año XVII, n.200, 1998. p.454-458.

FORD, H.W.. La importancia de la calidad del agua en los sistemas de riego por goteo. *Prac. Inf. Soc. Citric.*, vol.1. 1977.

GALDBERG, D.; GORNARD, B.; RIMON, D. Drip irrigation. Scientific Publications. Israel. 1976. 296p.

LÓPEZ AGUADO, J. Obstrucciones físico químicas y biológicas en riego localizado. *Riegos y Drenajes XXI*, v.62. Tema Práctico. Barcelona, 1992. p.32-38.

MORILLA ALCALÁ, G.: Tratamiento de aguas para riegos localizados. Tema Agrícola. *ABREGO*, 57. ENFERSA, Madrid, 1986. p.2-6

MONTALVO LOPEZ, T. Riego localizado. Diseño de instalaciones. Librería Politécnica. UPV-ETSIA-DIRA., Valencia. 1998. 218 p.

MOYA TALENS, J.A.: Riego localizado y fertirrigación. 2ª ed. revisado y ampliado. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid. 1998. 392 p.

NAKAYAMA, F.S. Water analysis and treatment techniques to control emitter plugging. In: *Proc. Irrigation Association Conference*, Portland, Oregon, 1982.

PHILLIPS, K.P. Long-term operation of microirrigation filtration systems: successes, failures and operational solutions. In: *INTERNATIONAL MICROIRRIGATION CONGRESS*, 15, Orlando, 1995. Microirrigation for a changing world: conserving resources/preserving the environment. Orlando: ASAE, 1995. p.579-585.

PIZARRO, F.. Riegos localizados de alta frecuencia (RLAF). goteo, microaspersión y exudación. 3ª ed. rev. amp. Madrid, MUNDI-PRENSA. 1996. 513p.

RODRIGO LOPEZ, J.; HERNANDEZ, J.M.; PEREZ, A. y GONZALEZ, J.F. Riego localizado. 2ª ed rev. Ediciones Mundi-Prensa, MAPA, Madrid. 1997. 405 p.

SÁNCHEZ, L.R.; SIRONI, J.S. Las obturaciones. Su prevención en los riegos localizados de alta frecuencia. *Hortofruticultura 2*. Edagrícola España S.A., Madrid, 1993. P.34-42.

SILVA, M.A.P. da Hidrociclones de Bradley: dimensionamento e análise de desempenho. Rio de Janeiro, 1989. 81p. Dissertação (MS) – Coordenação de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro.

SOUZA, F.J.; VIEIRA, L.G.M.; DAMASCENO, J.J.R.; BARROZO, M.A.S. Analysis of the influence of the filtering medium on the behavior of the filtering hydrocyclones. *Powder Technology*, v.117, n.3, p.259-267, 2000.



Mandioca e Fruticultura Tropical

Ministério da Agricultura,
Pecuária e Abastecimento

