

### **3**

## **Rebaixamento temporário do lençol freático**

### **3.1.**

#### **Introdução**

Na maioria dos casos onde se pretende construir abaixo do lençol freático, como no caso de garagens subterrâneas quando o nível d'água encontra-se relativamente próximo à superfície, é necessário executar-se o rebaixamento do lençol pelo menos até o final das construções subterrâneas e instalados os devidos sistemas de drenagem e de impermeabilização que assegurem a segurança e funcionalidade da estrutura.

Os sistemas de rebaixamento do lençol freático ajudam portanto na melhoria das condições de trabalho em campo, evitam infiltração de água nas escavações e diminuem a possibilidade de ruptura de seus taludes, auxiliam nos processos de compactação de aterros, etc.

A descrição da técnica de rebaixamento do lençol freático, suas principais características e aplicações, é o principal objetivo deste capítulo, tendo em vista que alguns dos exemplos analisados posteriormente se referem a casos de rebaixamento temporário do nível d'água subterrânea.

### **3.2.**

#### **Bombeamento direto (esgotamento de vala)**

Este sistema de rebaixamento é bastante simples, consistindo em coletar água em valas executadas no fundo da escavação, ligadas a um ou mais poços onde a água é acumulada e posteriormente retirada através de bombas, dos mais diversos tipos e potências, cuja escolha é normalmente feita com base na experiência.

De acordo com Urbano (1999), este tipo de bombeamento pode ser inadequado quando as paredes da escavação forem suportadas por cortinas impermeáveis e os gradientes hidráulicos altos, sob pena de ruptura do fundo da escavação; é sempre recomendável observar se há o carreamento de partículas de

solo na água de saída das bombas, pois este fenômeno pode causar recalques de estruturas vizinhas, dutos enterrados (água, esgoto, telefone), etc. Sempre que constatado o carreamento de solo deve-se melhorar o sistema de captação d'água utilizando-se de filtros ou pela execução de drenos subhorizontais profundos.

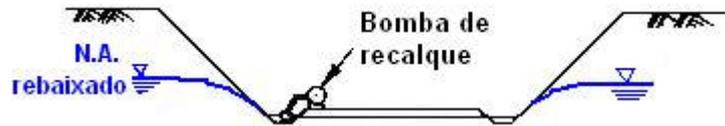


Figura 3.1 – Bombeamento direto na drenagem de uma escavação (Scott e Schoustra, 1968)

### 3.3. Rebaixamento com ponteiras filtrantes (*well-points*)

Consiste na implantação ao longo do perímetro da área a rebaixar de um tubo coletor de 4" de diâmetro, dotado de tomadas d'água (furos) com espaçamento entre si de 1m. As tomadas d'água são conectadas a ponteiras filtrantes, constituídas geralmente por tubos de PVC de 1 ¼" ou 1 ½" de diâmetro, terminado por uma peça de 1m de comprimento (a ponteira propriamente dita) perfurada e envolvida por telha de nylon com malha de 0,6mm.

As ponteiras são instaladas em furos previamente executados com tubos de aço e circulação de água, de modo análogo ao processo de perfuração com lavagem nas sondagens à percussão (SPT).

As ponteiras filtrantes são instaladas com espaçamento entre 1m a 3m, geralmente, podendo este ser minorado com auxílio de um T (figura 3.2). Quando as tomadas d'água não estão sendo todas usadas, as tomadas d'água devem ser vedadas para evitar entrada de ar no sistema. Como a água é retirada do solo utilizando-se vácuo, todo o sistema (união entre os segmentos do tubo coletor, ligações de ponteiras ao coletor, etc.) deve ser o mais vedado possível para impedir a queda de eficiência do sistema. Na prática, é impossível obter-se condições de vácuo absoluto, e por esta razão o rebaixamento máximo conseguido é da ordem de 5m. A ponteira tem geralmente um comprimento de 6m, incluindo-se 1m do trecho filtrante.

Para rebaixamentos mais profundos, devem ser utilizados vários estágios (figura 3.3). A vazão de água em cada ponteira varia de acordo com a permeabilidade do solo, sendo normais vazões de 0,5 a 1 m<sup>3</sup>/h.. Como as bombas utilizadas no sistema têm capacidade entre 30 a 40 m<sup>3</sup>/h, então cada conjunto pode ser constituído por até 60 ponteiras.

Cada ponteira é ligada ao tubo coletor através de uma mangueira e um registro que serve para controlar a vazão, de modo a manter o trecho filtrante sempre submerso e assim evitar a entrada de ar. Quando for verificada a entrada de ar no sistema, regula-se o registro para uma vazão menor ou até mesmo fecham-se totalmente alguns registros da rede.

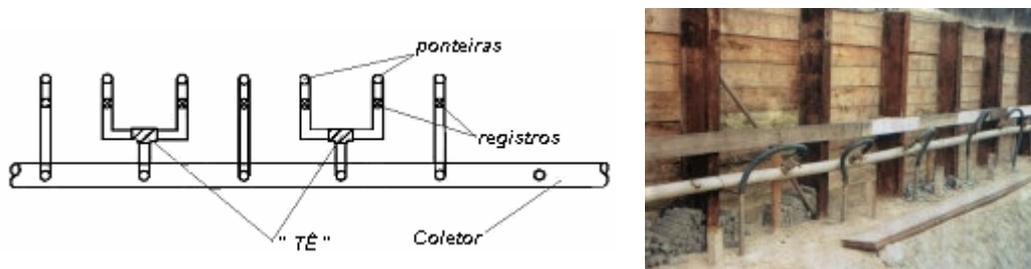


Figura 3.2 – Disposição das ponteiras no sistema de rebaixamento (Urbano, 1999)

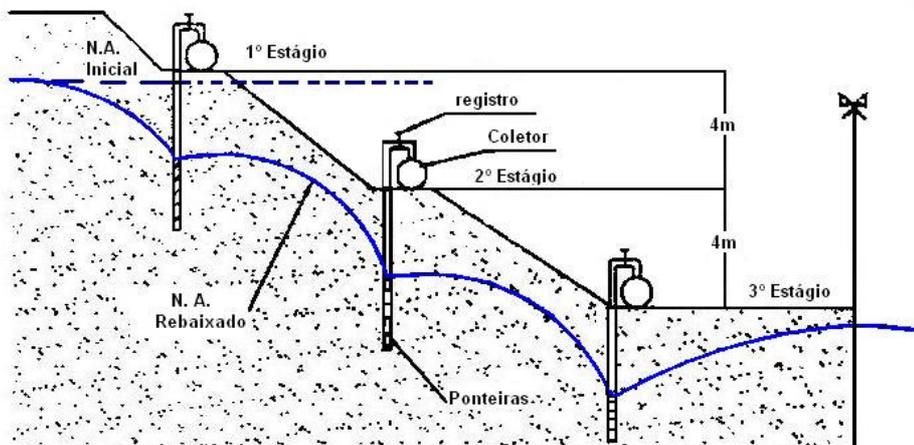


Figura 3.3 – Rebaixamento com três estágios de ponteiras (Urbano, 1999)

### 3.4. Rebaixamento com poços profundos

Este sistema foi desenvolvido para rebaixamento do nível d'água a profundidades maiores do que 5m, evitando-se o uso de mais de um nível de ponteiras. Para superar esta limitação, existem dois tipos de rebaixamentos com

poços profundos: a) com a utilização de injetores; b) com o emprego de bombas de recalque submersas, de eixo vertical.

### 3.4.1. Rebaixamento com injetores

Poços de 25cm a 30cm de diâmetro são executados até profundidades de 40m, no interior dos quais se instalam os injetores. O espaçamento entre poços varia de 4m a 8m. A utilização desse sistema pode se dar com a utilização de tubos paralelos (mais freqüente, ilustrado nas figura 3.4 e 3.5) ou o emprego de tubos concêntricos.

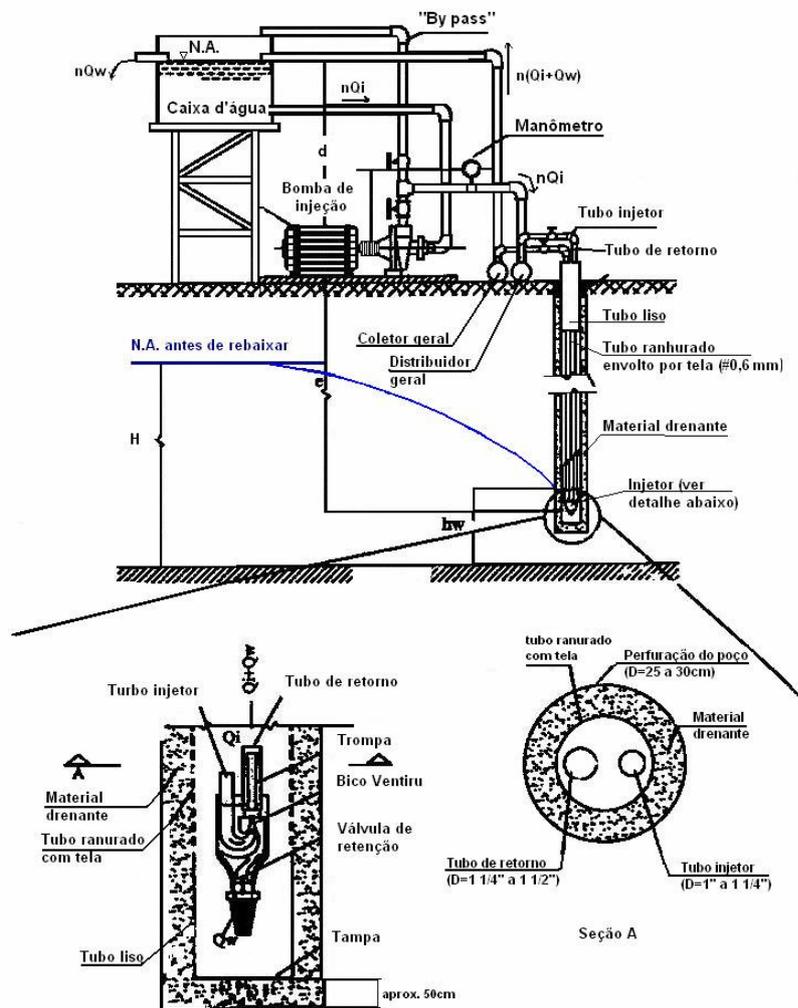


Figura 3.4 – Sistema de Rebaixamento com injetores de tubos paralelos (Urbano, 1999)

O sistema funciona como um circuito semi-fechado no qual a água é injetada por uma bomba centrífuga através de uma tubulação horizontal que possui saídas onde se conectam os tubos de injeção que conduzem a água sob alta pressão (7 a 10 atm) até o injetor, instalado no fundo do poço (figura 3.4). A água injetada atravessa o bico do injetor, acrescida da quantidade de água aspirada do solo, e sobe pelo tubo de retorno até a superfície.

Os tubos de retorno estão ligados ao coletor geral que conduz a água até uma caixa d'água. As pressões de retorno são da ordem de 10% das pressões de injeção, e o nível d'água no interior da caixa é mantido constante, sendo o excesso de fluido conduzido para fora da obra. A água remanescente é utilizada pela bomba centrífuga, num processo semi-fechado.

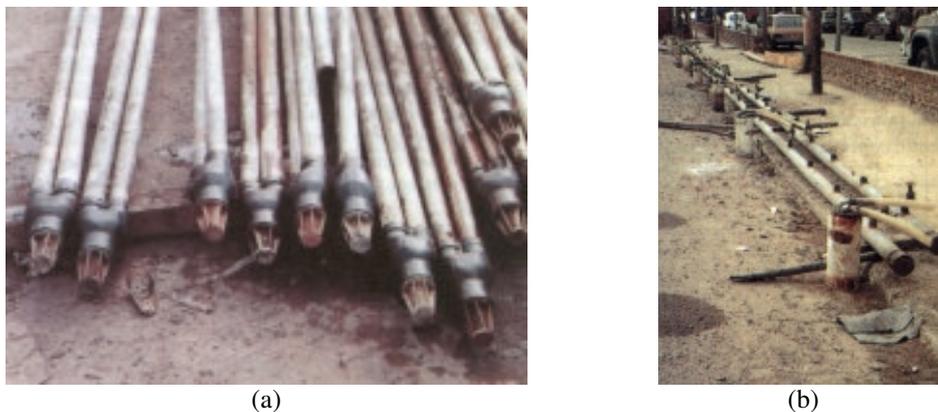


Figura 3.5 – (a) Detalhe dos injetores, (b) Vista do sistema de poços profundos (Urbano, 1999)

A perfuração onde se instala o injetor é feita geralmente utilizando-se de uma perfuratriz rotativa que gira um tubo metálico em cuja ponta encontra-se a coroa de perfuração. Durante a perfuração, injeta-se água pelo interior do tubo de revestimento, num processo similar ao empregado na engenharia de fundações na execução de estacas tipo raiz. Concluída a perfuração, instala-se no interior do furo um tubo ranhurado, com diâmetro de 4" a 6", envolto em tela de nylon com malha de 0,6mm. A parte inferior do tubo (1m de comprimento) é lisa, sem ranhuras, fechada na ponta, de modo que as partículas finas de solo que penetraram pelas ranhuras do tubo possam ser depositadas por sedimentação. De tempos em tempos, retira-se o injetor e limpa-se o material sedimentado.

O espaço entre o tubo ranhurado e o tubo de revestimento é preenchido com areia graduada, à medida que este último é retirado.

### 3.4.2. Rebaixamento com bombas submersas

Este sistema de rebaixamento é empregado quando se necessita de maiores vazões nos poços (de 40 a 60cm de diâmetro) ou maiores profundidades de rebaixamento. Neste caso instala-se bomba submersível no interior de um tubo ranhurado envolvido com tela de nylon (# 0,6mm). O acionamento da bomba é feito através de eletrodos conectados ao motor da bomba, que ligam ou desligam automaticamente no contato com a água.

Todas as bombas utilizadas no sistema de rebaixamento são ligadas a um painel de controle elétrico que deve conter, além dos dispositivos normais de operação (sistema de controle dos eletrodos, fornecimento de energia e de proteção dos motores elétricos), dispositivos especiais para controle e desempenho das bombas (voltímetros, amperímetros, etc) que permitam rapidamente detectar problemas em qualquer bomba, o equipamento mais caro do sistema de rebaixamento. Um simples esquema é mostrado na figura 3.6.

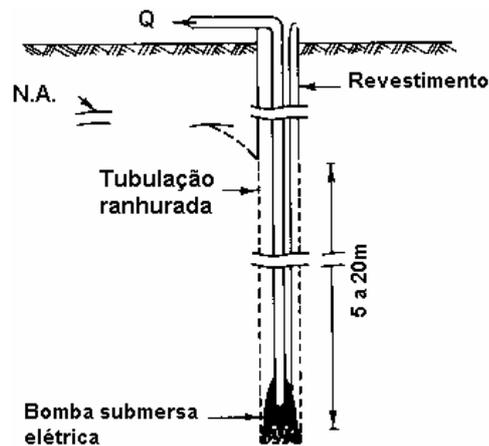


Figura 3.6 – Esquema de um poço profundo com bomba submersa (Scott e Schoustra, 1968)

### 3.5. Dimensionamento de um sistema de rebaixamento

A configuração de um sistema de rebaixamento depende principalmente da quantidade de vazão que deve ser extraída do subsolo e do tempo em que este sistema vai estar em operação.

Matematicamente, o cálculo da vazão envolve a equação diferencial da continuidade (fluxo permanente, laminar) e a lei de Darcy. Na maioria dos problemas, as condições de contorno complexas, situações de fluxo 3D, existência de substratos de diferentes permeabilidades, entre outros fatores, tornam a obtenção de uma solução analítica exata uma tarefa extremamente complicada, quando exequível.

Por esta razão, utilizam-se soluções aproximadas obtidas por métodos numéricos como o método dos elementos finitos, ou soluções matemáticas determinadas para situações idealizadas (isotropia, homogeneidade, fluxo 2D, condições de contorno simples) que, em termos do projeto de rebaixamento, são encaradas como um pré-dimensionamento cujos resultados devem ser ajustados em campo após o início de operação do sistema. Na prática, este pré-dimensionamento do sistema de bombas e componentes (tubulações, ponteiros, injetores, etc) também é feito com base em uma vazão 10% superior àquela determinada pelas soluções matemáticas pois o sistema necessita, no início do rebaixamento, extrair uma vazão maior do que a estimada em fluxo permanente.

#### 3.5.1. Fluxo em vala com uma linha de poços

A figura 3.7 ilustra o caso de rebaixamento com ponteiros filtrantes, próximo a um canal, em uma configuração típica de fluxo 2D. Como os poços estão alinhados paralelamente ao canal, estes podem, para fins de cálculo ser substituídos por uma vala contínua com eixo perpendicular ao plano do papel. Assim, determina-se primeiramente a vazão necessária para sustentar o rebaixamento  $H-h_e$  (figura 3.7) e calcula-se em seguida a vazão em cada poço dividindo-se o valor assim obtido pelo número de poços que compõem a vala.

Se os poços forem perfurados até uma camada impermeável, a vala é do tipo penetrante; caso contrário, é dita parcialmente penetrante.

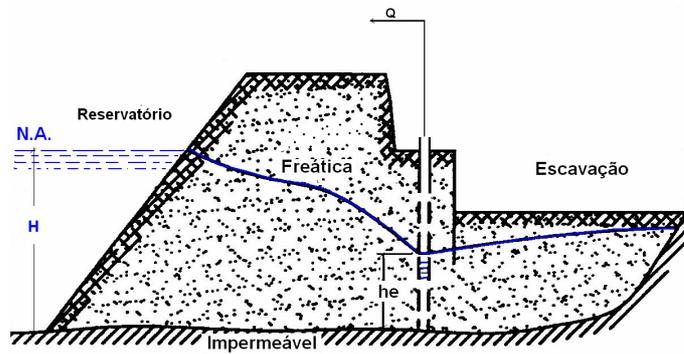


Figura 3.7 – Fluxo bidimensional para vala (Urbano, 1999)

### 3.5.1.1. Vala penetrante

#### a) Aquífero artesiano (confinado)

A figura 3.8a apresenta o caso da vala penetrante em aquífero artesiano, onde  $D$  é a espessura constante da camada permeável e  $L$  a distância da vala ao reservatório.

A área de fluxo  $A = D \times 1$ , por unidade de comprimento da vala, está confinada entre as superfícies impermeáveis superior e inferior, o que permite escrever-se a vazão com base na lei de Darcy como

$$Q = k.D. \frac{dh}{dy} \quad (3.1)$$

$$dh = \frac{Q}{k.D} dy \quad (3.2)$$

ou integrando-se, considerando a origem do eixo  $y$  na vala, orientado positivamente para a esquerda

$$\int_{h_e}^H dh = \int_0^L \frac{Q}{k.D} dy \quad (3.3)$$

$$Q = \frac{kD}{L} (H - h_e)$$

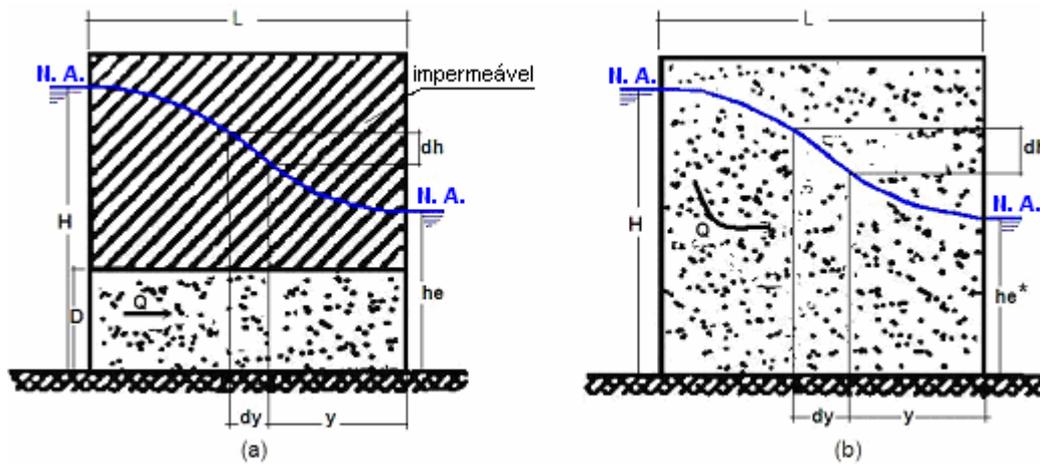


Figura 3.8 – Fluxo em vala penetrante (Urbano, 1999)

Logo, o rebaixamento da linha piezométrica ( $H-h$ ) a uma distância  $y$  a partir da saída d'água é obtido como,

$$\int_h^H dh = \int_y^L \frac{Q}{kD} dy$$

$$(H - h) = \frac{Q}{kD} (L - y) \quad (3.4)$$

$$(H - h) = \frac{L - y}{L} (H - h_e) \quad \text{com vazão da equação (3.3)}$$

### b) Aquífero gravitacional (não-confinado)

A figura 3.8b apresenta o caso da vala penetrante em aquífero gravitacional. À distância  $y$  da saída d'água a área de fluxo é  $A = h \times 1$ , por unidade de comprimento, enquanto que o gradiente hidráulico pela hipótese de Dupuit<sup>1</sup> pode ser escrito como  $i = dh/dy$ . Pela lei de Darcy, a vazão por unidade de comprimento pode ser expressa por

$$Q = k.h. \frac{dh}{dy} \quad (3.5)$$

$$h dh = \frac{Q}{k} dy \quad (3.6)$$

<sup>1</sup> Pela hipótese de Dupuit o fluxo é apenas horizontal (na direção  $y$ ), desprezando-se a componente vertical da velocidade. O erro na adoção da hipótese é tanto maior quanto mais inclinada for a linha freática.

ou integrando-se, considerando a origem do eixo  $y$  na vala, orientado positivamente para a esquerda

$$\int_{h_e}^H h dh = \int_0^L \frac{Q}{k} dy \quad (3.7)$$

$$Q = \frac{k}{2L} (H^2 - h_e^2)$$

Logo, a uma distância  $y$  a partir da saída d'água,

$$\int_h^H h dh = \int_y^L \frac{Q}{k} dy \quad (3.8)$$

$$(H^2 - h^2) = \frac{2Q}{k} (L - y)$$

$$(H^2 - h^2) = \frac{L - y}{L} (H^2 - h_e^2) \quad \text{com vazão da equação (3.7)}$$

### 3.5.1.2.

#### Vala parcialmente penetrante

##### a) Aquífero artesiano (confinado)

A vazão  $Q$  em vala parcialmente penetrante (figura 3.9) é obtida por meio da equação (3.9), derivada por Barron (1957) e análoga à equação (3.3) com o comprimento de fluxo  $L$  aumentado do valor  $E_A$  segundo a tabela 3.1.

$$Q = \frac{kD}{L + E_A} (H - h_e) \quad (3.9)$$

Tabela 3.1 – Valores de  $E_A/D$  para fluxo artesiano em vala parcialmente penetrante (Urbano, 1999)

W/D	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
$E_A/D$	1,00	0,50	0,30	0,20	0,18	0,10	0,07	0,04	0,02	0,005

onde  $W$  é a profundidade do poço no meio permeável (figura 3.9a)

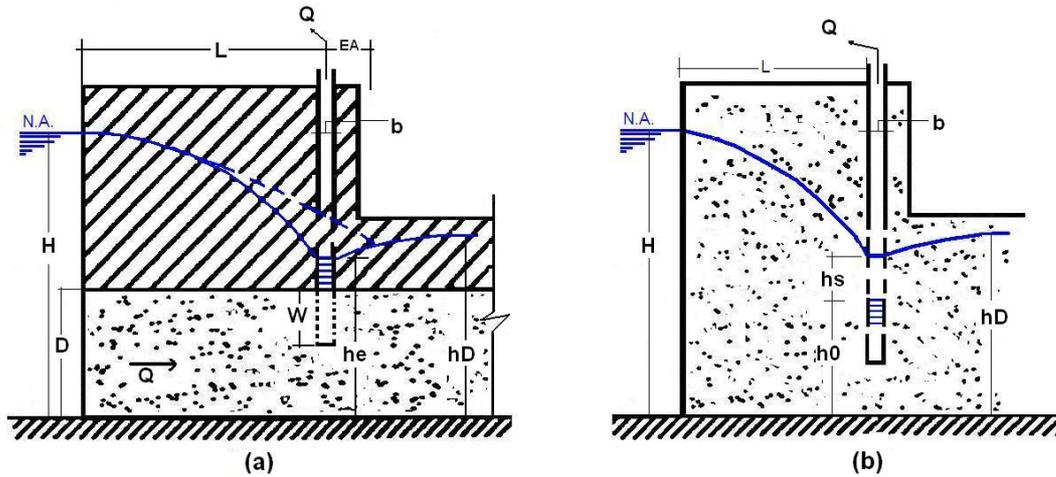


Figura 3.9 – Fluxo em vala parcialmente penetrante (Urbano, 1999)

De acordo com Barron (1957) a altura máxima de água  $h_D$  na vala é dado por

$$h_D = \frac{E_A(H - h_e)}{L + E_A} + h_e \quad (3.10)$$

#### b) Aquífero gravitacional (não-confinado)

Chapman estimou a vazão  $Q$  para  $L/H \geq 3$  (figura 3.8b) em

$$Q = \left( 0,73 + 0,27 \frac{H - h_0}{H} \right) \frac{k}{2L} (H^2 - h_0^2) \quad (3.11)$$

e a altura máxima de linha freática na região da vala,

$$h_D = h_0 \left[ \frac{1,48}{L} (H - h_0) + 1 \right] \quad (3.12)$$

### 3.5.2.

#### Fluxo em vala com duas linhas de poços

Esta configuração ocorre quando o rebaixamento é feito considerando-se uma linha de poços dispostas em cada extremidade da escavação (figuras 3.10 e 3.11).

Quando não se conhece o valor da distância  $L$ , esta pode ser estimada com base na expressão de Sichardt (1927),

$$L = 3000(H - h_e)\sqrt{k} \quad (3.13)$$

onde a unidade de  $k$  é m/s e  $L$ ,  $H$  e  $h_e$  (ou  $h_0$  para o aquífero gravitacional) são expressos em metros.

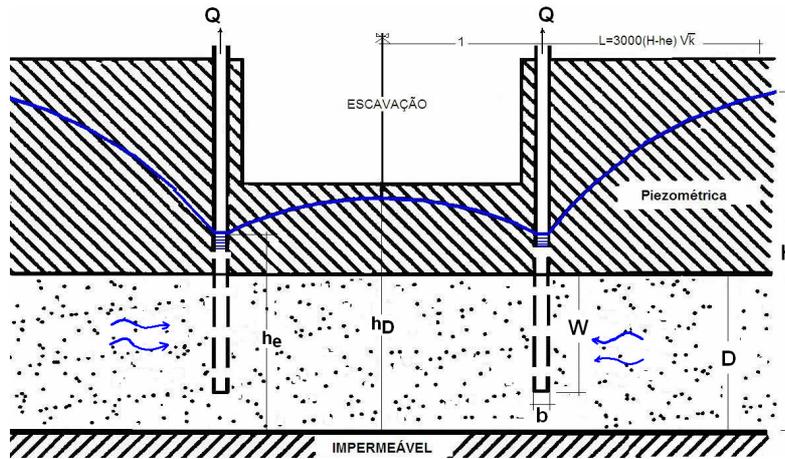


Figura 3.10 – Fluxo de aquífero artesiano em duas valas (Urbano, 1999)

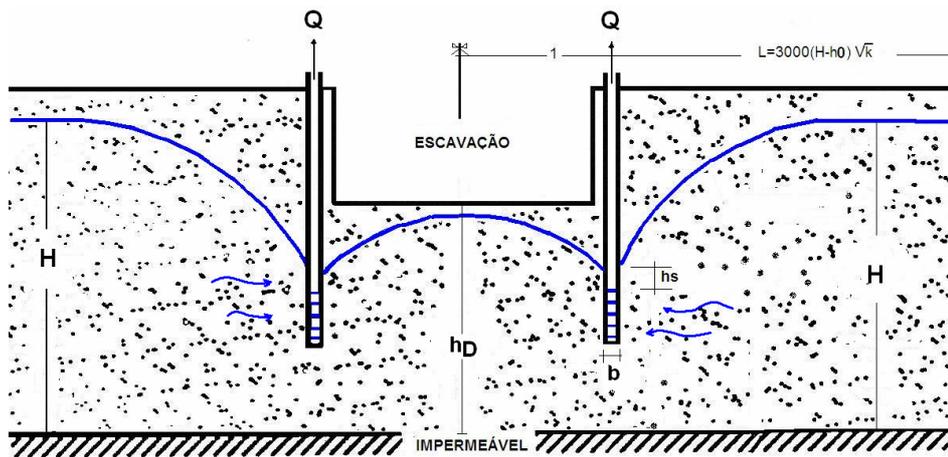


Figura 3.11 – Fluxo de aquífero gravitacional em duas valas (Urbano, 1999)

#### a) Aquífero artesiano (confinado)

A vazão  $Q$  em cada vala (figura 3.10) é calculada pela equação (3.9) e a altura de água no meio da escavação por meio da equação (3.10).

#### b) Aquífero gravitacional (não-confinado)

Para a situação da figura 3.11, considerando  $L/H \geq 3$ , o valor da vazão em cada vala pode ser calculado pela equação (3.11) e a altura de água no centro da escavação por meio da equação (3.12).

### 3.5.3. Fluxo radial em poços

No caso de poços alinhados o cálculo da vazão e da profundidade do rebaixamento é feito, como visto anteriormente, considerando-se valas equivalentes sob condição de fluxo 2D plano. Na situação em que a distribuição geométrica dos poços em planta é uma poligonal fechada acompanhando o perímetro da escavação (em geral retangular) o dimensionamento do sistema de rebaixamento pode ser aproximado considerando-se um único poço circular de seção transversal equivalente à área delimitada por esta poligonal, considerando condições de fluxo 2D axissimétrico.

A vazão  $Q$  é expressa pela equação abaixo, considerando válida a hipótese de Dupuit, onde  $r$  é a coordenada radial e  $A$  área normal ao fluxo, dependente do tipo de aquífero (artesiano ou gravitacional).

$$Q = k \frac{dh}{dr} A \quad (3.14)$$

#### a) Aquífero artesiano (confinado)

Neste caso a área  $A$  corresponde à superfície lateral de um cilindro de raio  $r_p \leq r \leq R$  e altura constante  $D$ , conforme figura 3.12.

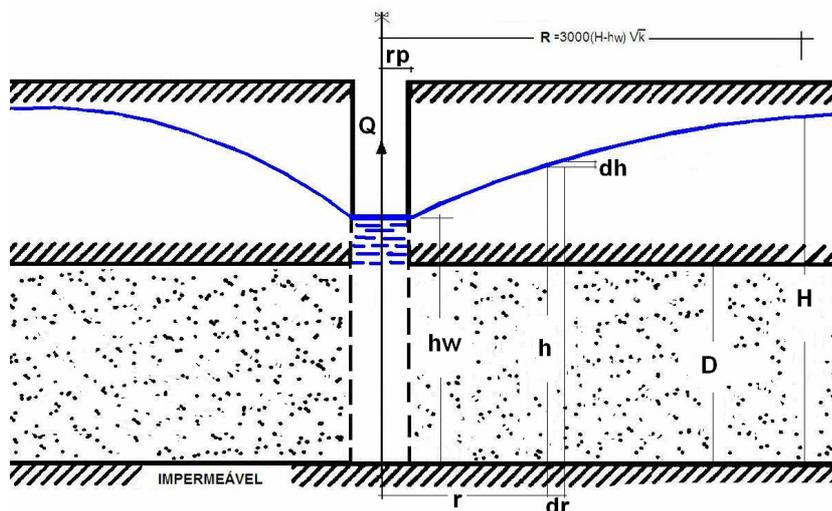


Figura 3.12 – Fluxo de aquífero artesiano em poço circular penetrante (Urbano 1999)

$$Q = k \frac{dh}{dr} 2\pi r D \quad (3.15)$$

$$Q \int_{r_p}^R \frac{dr}{r} = 2k\pi D \int_{h_w}^H dh$$

$$Q = \frac{2k.\pi.D}{\ln\left(\frac{R}{r_p}\right)} (H - h_w)$$

Logo, a altura piezométrica a uma distância  $r$  do centro do poço é dada por:

$$H - h = \frac{Q}{2.k.\pi.D} \ln\left(\frac{R}{r}\right) \quad (3.16)$$

### b) Aquífero gravitacional (não confinado)

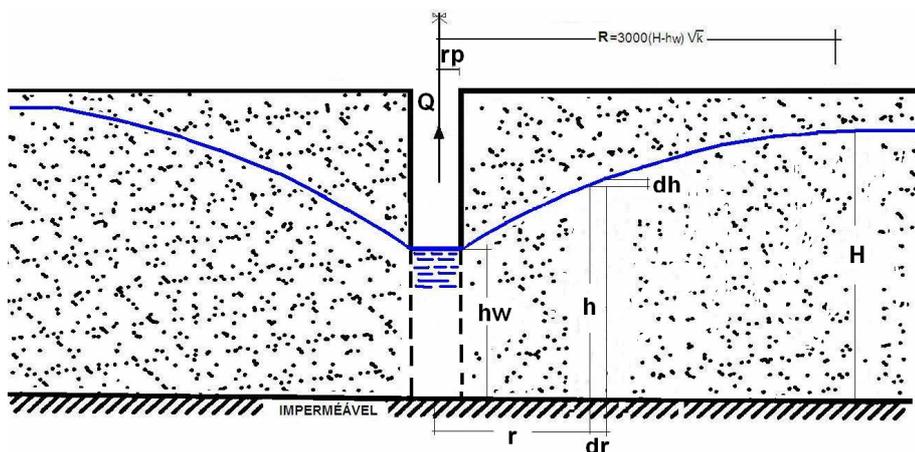


Figura 3.13 – Fluxo de aquífero gravitacional em poço circular penetrante (Urbano 1999)

$$Q = k \frac{dh}{dr} 2\pi r h \quad (3.17)$$

$$Q \int_{r_p}^R \frac{dr}{r} = 2k\pi \int_{h_w}^H h dh$$

$$Q = \frac{k.\pi.}{\ln\left(\frac{R}{r_p}\right)} (H^2 - h_w^2)$$

Na avaliação da vazão  $Q$  pela equação acima, incorreções na estimativa do raio de influência do poço  $R$  (distância além da qual o rebaixamento não afeta o

lençol d'água) influenciam pouco a vazão calculada, em virtude da função logarítmica presente nas equações (3.15) e (3.17). Por esta razão, a estimativa de R é muitas vezes feita com base na equação empírica de Sichardt (eq. 3.13).

De acordo com Urbano (1999) quando o poço não é totalmente penetrante, para efeitos de projeto  $h_w$  e H são medidos a partir do fundo do poço e o valor calculado de Q é majorado em 25%.

Velloso (1977) recomenda que a vazão máxima  $Q_{max}$  em ambos os tipos de aquífero pode ser determinada por

$$Q_{max} = S_L \frac{\sqrt{k}}{15} \quad (3.18)$$

onde k é dado em m/s e  $S_L = 2\pi r_w h$  representa a área da superfície lateral do poço, e  $Q_{max} \geq Q$  (figura 3.14).

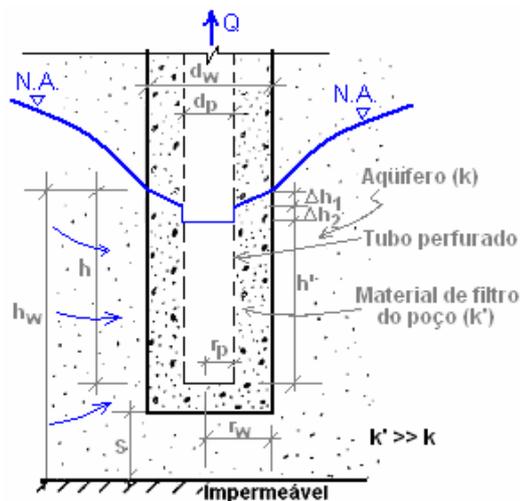


Figura 3.14 – Superposição de poços em aquífero gravitacional (Velloso, 1977)

Valores típicos do coeficiente de permeabilidade são mostrados na tabela 3.2 para solos arenosos de aquíferos.

Tabela 3.2 – Coeficientes de permeabilidade para solos arenosos em aquíferos (Velloso, 1977)

Tipo de areia (classificação unificada de solos)	Coeficiente de permeabilidade (k) (m/s)	
Silte arenoso	$5 \times 10^{-6}$	a $2 \times 10^{-5}$
Areia siltosa	$2 \times 10^{-5}$	a $5 \times 10^{-5}$
Areia muito fina	$5 \times 10^{-5}$	a $2 \times 10^{-4}$
Areia fina	$2 \times 10^{-4}$	a $5 \times 10^{-4}$
Areia fina e média	$5 \times 10^{-4}$	a $1 \times 10^{-3}$
Areia média	$1 \times 10^{-3}$	a $1.5 \times 10^{-3}$
Areia média e grossa	$1.5 \times 10^{-3}$	a $2 \times 10^{-3}$
Areia grossa e pedregulho	$2 \times 10^{-3}$	a $5 \times 10^{-3}$

### 3.5.4. Grupo de poços

Seja um conjunto de poços  $P_1$  a  $P_n$  instalados em um aquífero gravitacional e dispostos ao longo de uma poligonal fechada superior qualquer (figura 3.15). A altura  $h_D$  da freática no interior do grupo de poços em um ponto equidistante dos mesmos é obtida seguindo-se o mesmo raciocínio adotado para um único poço, escrevendo-se as  $n$  equações diferenciais de derivadas parciais.

Seja um conjunto de poços  $P_1$  a  $P_n$  instalados em um aquífero gravitacional e dispostos ao longo de uma poligonal fechada (figura 3.15).

Como a equação diferencial governante do problema de rebaixamento em poços é linear (equação 3.14), o princípio da superposição de soluções se aplica e o resultado final é equivalente à vazão em um único poço de raio  $r_p = \sqrt{A/\pi}$  onde  $A$  é a área do polígono ao longo do qual os poços estão distribuídos.

Admitindo por hipótese que todas as vazões  $Q_p$  nos poços são iguais e que estes estão dispostos no perímetro de uma área circular de raio  $r_p$ , então:

#### a) Aquífero artesiano (confinado)

$$nQ_p = \frac{2k\pi D}{\ln\left(\frac{R}{r_p}\right)} (H - h_D) \quad (3.19)$$

onde  $h_D$  é a altura do lençol freático no centro do poço equivalente único.

#### b) Aquífero gravitacional (não-confinado)

$$nQ_p = \frac{k\pi}{\ln\left(\frac{R}{r_p}\right)} (H^2 - h_D^2) \quad (3.20)$$

onde  $H$  é a altura do lençol freático no raio de influência  $R$  do poço equivalente único.

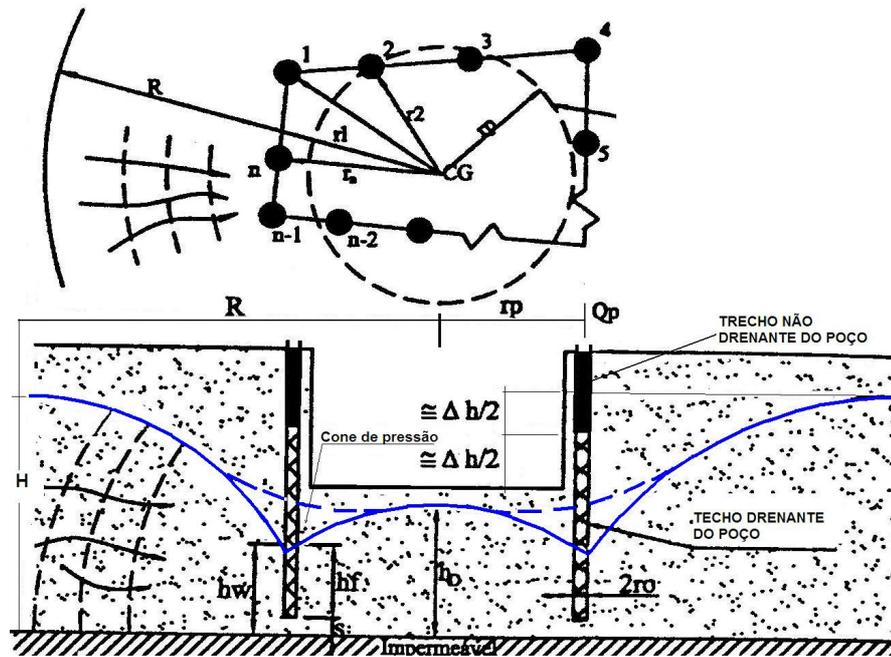


Figura 3.15 – Superposição de poços em aquífero gravitacional (Urbano 1999)

Devido ao cone de depressão junto aos poços, a altura da linha freática  $h_w$  ao longo do perímetro circular pode ser estimada como (Mansur e Kaufman, 1962), considerando  $r_w$  o raio de cada poço e  $n$  o número total de poços do grupo:

**a) Aquífero artesiano (confinado)**

$$h_w = H - \frac{1}{2\pi kD} \left( Q_p \ln \frac{R^n}{nr_w r_p^{n-1}} \right) \quad (3.21)$$

**b) Aquífero gravitacional (não-confinado)**

$$h_w^2 = H^2 - \frac{1}{k\pi} \left( Q_p \ln \frac{R^n}{nr_w r_p^{n-1}} \right) \quad (3.22)$$