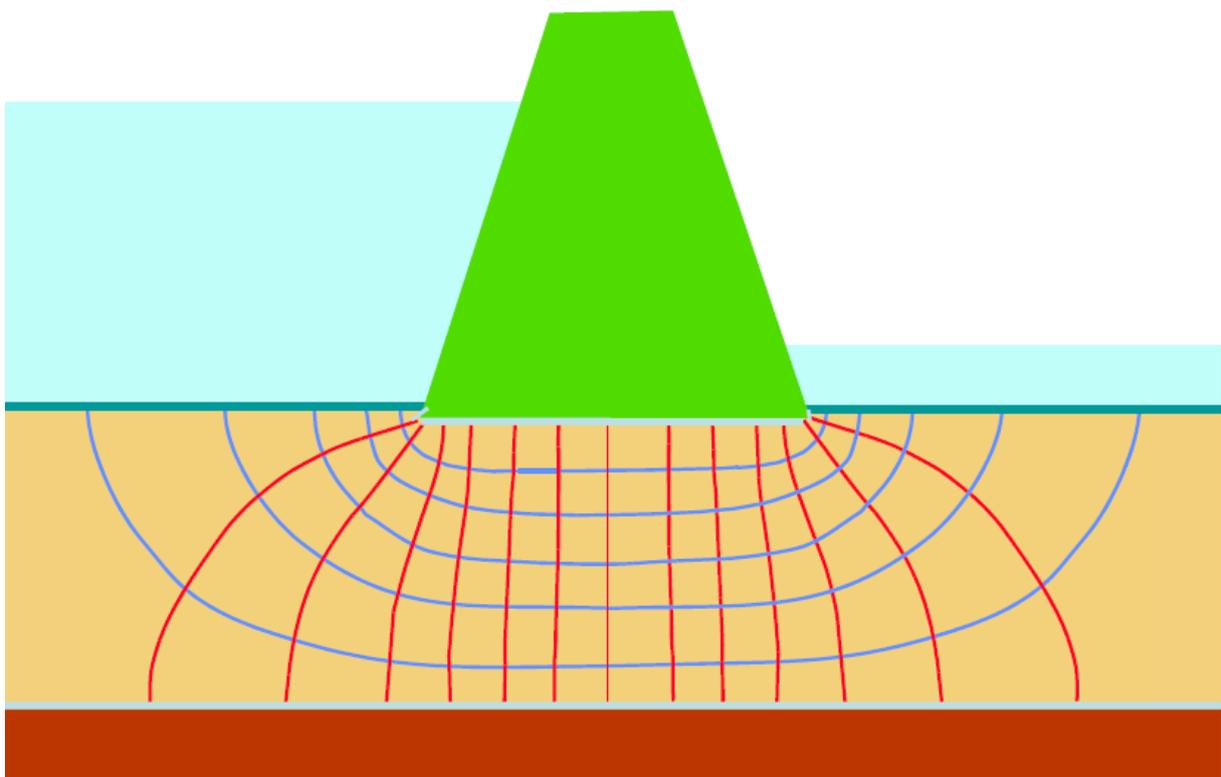


MOVIMENTO DA ÁGUA NO SOLO



Manuel Rijo

(Julho, 2017)

ÍNDICE

	Pág.
1. Introdução.....	1
2. Princípio da Conservação da Energia Mecânica. Teorema de Bernoulli.....	3
3. Lei de Darcy. Permeabilidade.....	5
3.1. Experiência e Lei de Darcy.....	5
3.2. Força de percolação.....	7
4. Estimativa do coeficiente de permeabilidade.....	9
4.1. Características básicas dos solos e permeabilidade.....	9
4.2. Ensaio em laboratório.....	12
4.2.1. Com permeâmetro de carga constante.....	12
4.2.2. Com permeâmetro de carga variável.....	13
4.3. Ensaio de campo.....	14
4.4. Expressões semiempíricas.....	15
5. Percolação permanente bidimensional.....	16
5.1. Solos homogêneos e isotrópicos.....	16
5.1.1. Equação geral.....	16
5.1.2. Condições de fronteira.....	20
5.1.3. Redes de escoamento com malha quadrada.....	22
5.1.4. Avaliação do gradiente hidráulico, do caudal e da pressão da água dos poros a partir da rede de escoamento.....	23
5.1.5. Traçado de redes de escoamento de malha quadrada.....	24
5.2. Redes de escoamento em solos com anisotropia de permeabilidade.....	25
6. Instabilidade hidráulica.....	26
6.1. Gradiente hidráulico crítico.....	26
6.2. Rotura hidráulica junto da fronteira de jusante.....	29
6.3. Erosão interna.....	32
6.4. Segurança em relação à rotura hidráulica.....	34
6.4.1. Aumento do caminho de percolação.....	34
6.4.2. Instalação de filtros.....	37
6.4.3. Os filtros na segurança das barragens de aterro.....	37
7. Capilaridade.....	48
8. Exercícios práticos.....	50
Bibliografia.....	57

1. Introdução

O interior da crosta terrestre é composto por rochas diversas e funciona como um vasto reservatório subterrâneo de acumulação e circulação das águas que nele se infiltram. Estas rochas raramente são totalmente sólidas e maciças. Contêm numerosos vazios (poros e fraturas) ou interstícios de dimensões e formas variadas, originando toalhas freáticas ou aquíferos. Apesar destes vazios poderem atingir dimensões de grandes cavernas em algumas rochas, deve notar-se que a maioria tem dimensões muito pequenas, sendo, geralmente, interligados, permitindo a circulação das águas infiltradas.

Ao movimento da água no interior da crosta terrestre, ou nos maciços terrosos em geral, chama-se **percolação**. A água nos solos move-se quando ocorrem diferenças de **carga hidráulica** (ou de **potencial**), sendo o sentido desse movimento dos pontos de maior para os de menor carga hidráulica.

A água movimenta-se pelos poros ou vazios do solo devido à ação da gravidade. O Teorema de Bernoulli estabelece que a energia mecânica total do escoamento de um fluido por unidade de peso do fluido escoado ou **carga hidráulica**, H , é dada por

$$H = z + \frac{u}{\gamma_w} + \frac{v^2}{2g} \quad (1)$$

em que z representa a **cota geométrica** do ponto considerado, a carga ou energia de posição (referencial), o segundo termo é a altura representativa da pressão, carga de pressão ou **altura piezométrica** e em que u é a pressão na água dos poros e γ_w o peso específico da água, e o terceiro termo é a **altura cinética**, a carga ou energia cinética por unidade de peso, sendo v a velocidade do escoamento no ponto que se está a considerar e g a aceleração da gravidade. A soma do primeiro com o segundo termo da equação (1) denomina-se por **cota piezométrica**.

A água subterrânea é predominantemente originada pela infiltração das águas da chuva. A recarga dos **aquíferos subterrâneos** (toalhas freáticas ou lençóis freáticos) depende dos tipos de rocha em presença, do coberto vegetal, da topografia, da precipitação e da ocupação do solo. Na Figura 1, apresenta-se o processo esquemático de infiltração da água no solo e a formação de um lençol freático. Na figura, o aquífero designa-se por livre porque o nível atingido por ele (**nível freático**) coincide com o nível na linha de água (rio) ou no lago, isto é, ao nível freático ou superfície que limita superiormente a massa de água subterrânea corresponde uma pressão igual à pressão atmosférica.

As águas subterrâneas são responsáveis por numerosos imprevistos e acidentes em muitas obras de engenharia, sendo os casos mais comuns os associados a cortes de estradas, escavações de valas e canais, fundações de barragens, de pontes e edifícios. As obras que necessitam de escavações abaixo do nível freático, como por exemplo edifícios, barragens, túneis, etc, necessitam, muitas vezes, de ser sujeitas a drenagem ou rebaixamento desse nível freático.

A água ocupa grande parte dos vazios do solo. Quando é submetida a diferenças de potencial (ou carga hidráulica), ela desloca-se (ou percola) no seu interior. As leis que regem o fluxo de água nos solos são aplicadas nas mais diversas situações da engenharia, nomeadamente:

- no cálculo das **vazões** (ou **caudais**), por exemplo, na estimativa da quantidade de água que se infiltra numa escavação ou na perda de água de um reservatório associado a uma barragem (albufeira);

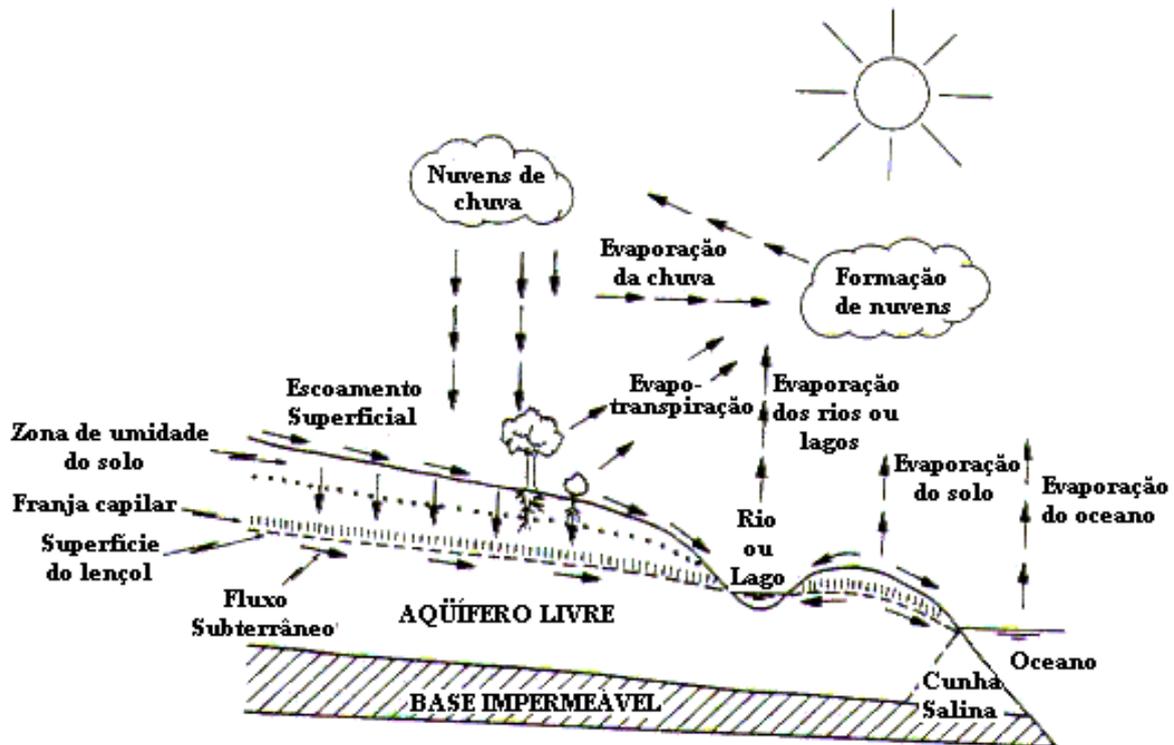


Figura 1. Ciclo hidrológico – infiltração e formação de um lençol freático (Marangon, s/d).

- na análise de assentamentos, porque, frequentemente, os assentamentos estão relacionados com a diminuição do índice de vazios, que ocorre pela expulsão de água desses mesmos vazios;
- nos estudos de estabilidade geral de um solo, porque a tensão efetiva (que comanda a resistência do solo) depende da pressão neutra que, por sua vez, depende das tensões provocadas pela percolação da água;
- no dimensionamento de sistemas de drenagem;
- na averiguação da possibilidade da água de infiltração produzir erosão e, conseqüentemente, o arrastamento de material sólido do interior de um maciço terroso, o fenómeno de “*piping*” ou **erosão retro regressiva**, por se iniciar de jusante para montante; por exemplo, numa barragem de terra, inicia-se no paramento de jusante com o arrastamento dos elementos mais finos do solo que, ao serem arrastados, vão originando pequenas galerias que, ao colapsarem, vão provocar o arrastamento de mais elementos, podendo conduzir ao colapso geral da barragem.

O estudo do fluxo ou escoamento da água num solo (ou percolação) apoia-se em três conceitos de base: Princípio da Conservação da Energia Mecânica (Teorema de Bernoulli), Permeabilidade dos solos (Lei de Darcy) e Princípio da Conservação da Massa (Lei da continuidade).

2. Princípio da Conservação da Energia Mecânica. Teorema de Bernoulli

Considere-se o movimento de uma partícula de água num determinado maciço terroso ao longo da sua **trajetória**¹, esquematicamente representado no Figura 2. Para o caso do escoamento (ou regime) permanente², a trajetória coincide com a **linha de corrente** ou linha de fluxo³.

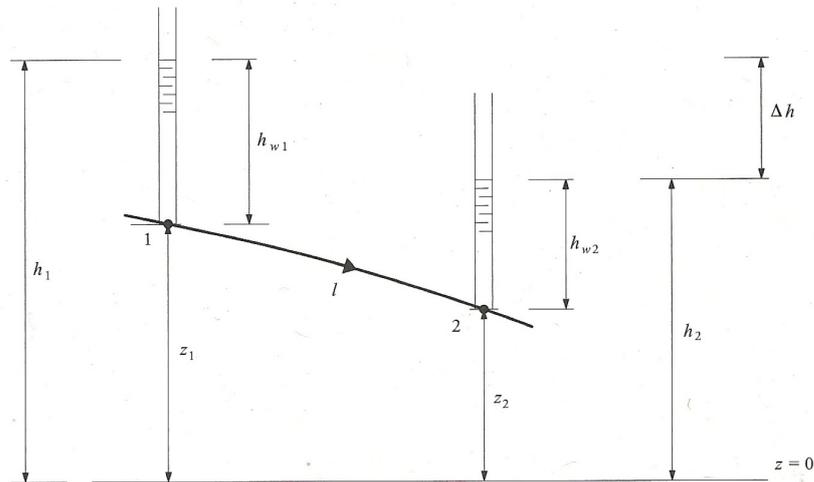


Figura 2. Percolação de uma partícula de água entre dois pontos da sua trajetória (Fernandes, 2012).

Se se instalarem tubos finos abertos nas duas extremidades, com o topo em contacto com a atmosfera e com os respetivos eixos normais à trajetória nos pontos 1 e 2 e com a base respetivamente nesses pontos, a colocação desses tubos, que se designam por tubos piezométricos ou tubos de Prandtl, não irão modificar as pressões nos pontos 1 e 2, devido a manter-se inalterada a trajetória da partícula fluida que passa pelos mesmos.

O nível atingido no interior do tubo 1 é superior ao atingido no tubo 2 e a altura de água atingida no interior de cada tubo designa-se por altura piezométrica, h_w , também já designada por altura representativa da pressão ou carga de pressão e que se representou por $h_w = u/\gamma_w$ na equação (1).

A altura piezométrica representa a energia de pressão da unidade de peso de líquido submetido à pressão u . Com efeito, um elemento de peso unitário que esteja no seio da massa líquida, num ponto em que a pressão tem o valor u , tem a sua energia de pressão, por unidade de peso desse líquido, aumentada de u/γ_w em relação a um elemento situado à superfície da toalha freática, mas isso à custa da correspondente diminuição da energia de posição. Está-se a considerar que no seio da massa líquida em movimento há uma distribuição hidrostática de pressões.

¹ Trajetória é o lugar geométrico dos pontos ocupados pela partícula líquida ao longo do tempo no seu movimento.

² Em que as características do escoamento não variam com o tempo sendo, por isso, as velocidades de escoamento constantes ao longo do tempo, dizendo-se o **movimento permanente ou estacionário**.

³ Linha de corrente é a linha tangente em cada um dos seus pontos aos vetores velocidade para um dado instante. No caso de estas linhas se modificarem com o tempo, isto é, variarem de instante para instante, o **movimento diz-se variável** e, neste caso, não coincidem com as trajetórias; quando as linhas de corrente não se modificam com o tempo, o escoamento diz-se permanente e, neste caso, as trajetórias coincidem com as linhas de corrente.

Na Figura 2, z representa a cota geométrica do ponto da trajetória que se está a considerar, que é a altura acima de um dado plano horizontal de referência⁴. Representa a energia de posição da unidade de peso do líquido situado à cota z .

À soma da cota geométrica com a altura piezométrica dá-se o nome de cota piezométrica

$$h = z + h_w \quad (2)$$

Aplicando o Teorema de Bernoulli aos pontos 1 e 2, vem

$$H_1 - H_2 = \Delta H \quad , \quad (3)$$

em que ΔH é a diferença entre as duas cargas hidráulicas e que representa a **perda de carga hidráulica** (energia mecânica por unidade de peso de líquido) entre os dois pontos na trajetória da partícula líquida.

No caso da Figura 2, a partícula fluida quando nas posições 1 e 2 está parada (em rigor, as partículas líquidas no interior dos tubos piezométricos mais próximas de, respetivamente, 1 e 2 é que estão paradas, podendo considerar-se que estão sujeitas à mesma pressão dos pontos 1 e 2 por estarem muito próximas), vindo as respetivas alturas cinéticas nulas e tomando a equação (3) a forma (Figura 2)

$$h_1 - h_2 = \Delta h \quad , \quad (4)$$

A altura cinética corresponde à energia cinética por unidade de peso. Com efeito, um elemento de peso P cede, quando a sua velocidade v se anula, uma energia $Pv^2/2g$, ou seja, uma energia por unidade de peso igual a $v^2/2g$.

Apesar de a equação (1) representar a energia mecânica da partícula líquida (que se pode generalizar para toda a massa líquida percolada) por unidade de peso, os seus termos representam comprimentos, como se mostra na Figura (2) e como facilmente se pode demonstrar.

Tendo em conta que nos maciços terrosos a velocidade com que a água se desloca é muito muito baixa (abaixo de $0,01 \text{ m/s}$), a energia cinética por unidade de peso assume valores desprezáveis, pelo que, também nestas situações reais, se despreza habitualmente. Assim, a versão da equação de Bernoulli a usar no estudo da percolação é a equação (4).

A perda de carga entre os pontos 1 e 2 corresponde a uma energia dissipada por unidade de peso de água, em consequência do atrito entre esta e as partículas do solo e das partículas líquidas entre si⁵. Esta dissipação de energia corresponde a um trabalho realizado pelas forças que resistem ao escoamento e verifica-se em consequência da alteração da cota geométrica e do estado de compressão da água do ponto 1 para o ponto 2.

⁴ Os índices 1 e 2 referem, respetivamente, os pontos (ou posições) 1 e 2 na trajetória.

⁵ A força responsável pelo atrito interno, ou das partículas líquidas em movimento de umas sobre as outras, designa-se por **viscosidade**, que se determina através da Lei de Newton, para o caso dos líquidos newtonianos.

A perda de carga a dividir pela distância l entre os pontos 1 e 2 da trajetória designa-se por **gradiente hidráulico** entre 1 e 2⁶

$$i = \frac{\Delta h}{l} \quad (5)$$

3. Lei de Darcy. Permeabilidade

3.1. Experiência e Lei de Darcy

A Lei de Darcy rege a percolação da água num solo. Esta lei foi estabelecida por Darcy em 1856, após experiências que levou a efeito num dispositivo semelhante ao apresentado na Figura 3.

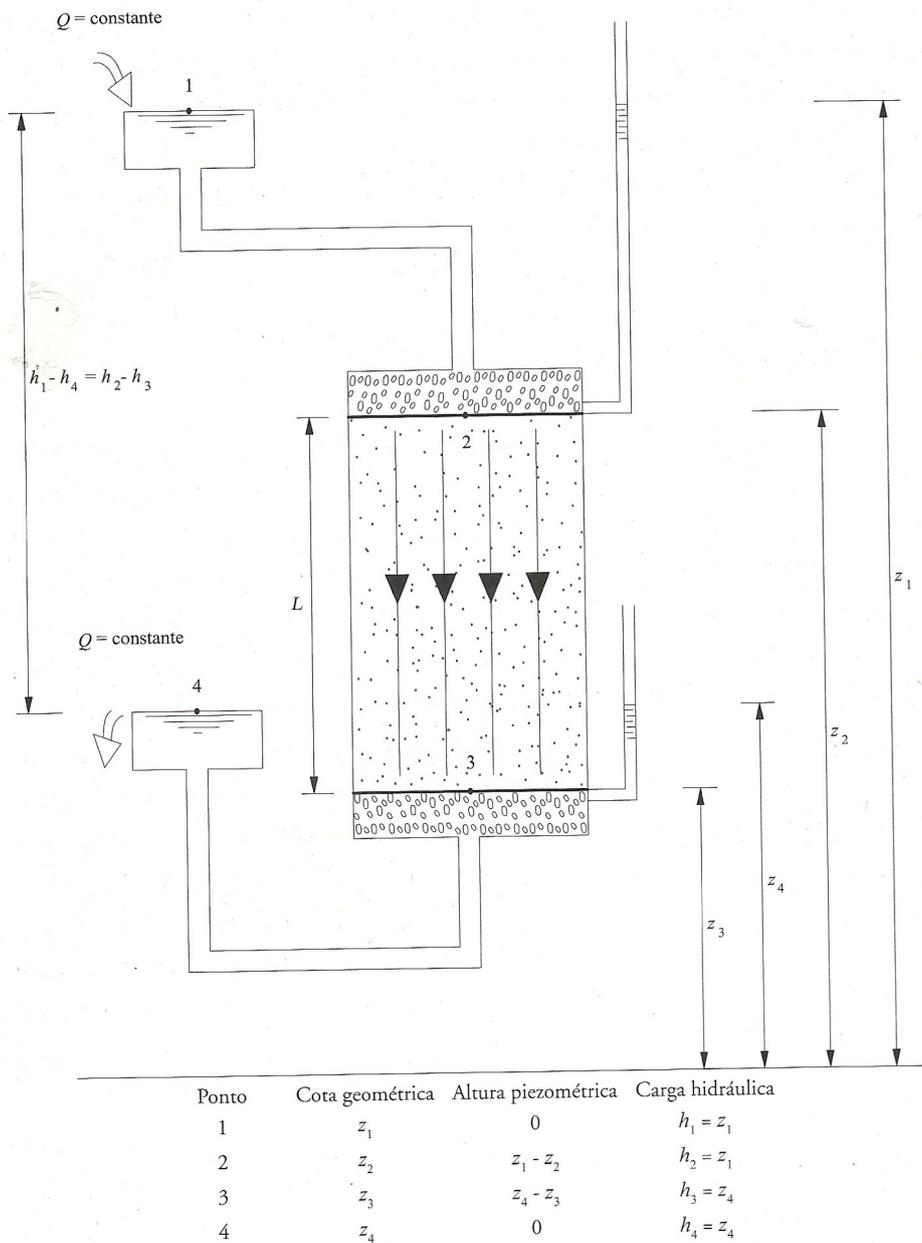


Figura 3. Experiência de Darcy (Fernandes, 2012).

⁶ Na hidráulica, designa-se por **perda de carga unitária**.

A experiência esquematicamente apresentada na Figura 3 decorre em regime permanente (o caudal, Q , que entra no reservatório inicial 1 é igual ao caudal, Q , que sai no reservatório final 4, vindo a perda de carga entre 1 e 4 constante ao longo do tempo).

Conforme é visível na Figura 3, a perda de carga ocorre no percurso da água através do solo contido no cilindro, isto é, entre 2 e 3. De facto, a perda de carga entre 1 e 2 é nula (o nível da água no interior do piezómetro em 2 iguala o nível da água no pequeno reservatório 1) e, de modo semelhante, ocorre entre 3 e 4. Também aqui, o nível da água no piezómetro em 3 iguala o nível da água do reservatório 4.

Após várias experiências com diferentes valores de Q , de L e de perdas de carga totais $h_1 - h_4$, Darcy concluiu que o caudal Q é diretamente proporcional à perda de carga e inversamente proporcional ao comprimento, estabelecendo

$$Q = k \frac{h_1 - h_4}{L} S \quad (6)$$

em que S é a área da secção transversal do cilindro da amostra de terra e k a constante de proporcionalidade.

Tendo em conta que $h_1 - h_4 = h_2 - h_3$. A razão presente na equação (6) corresponde ao gradiente hidráulico definido pela equação (5). A equação (6) pode, então, escrever-se

$$Q = kiS \quad , \quad (7)$$

ou, atendendo à equação da continuidade, $Q = vS$, em que v é a velocidade média do escoamento na secção transversal de área S ,

$$v = ki \quad (8)$$

Esta é a versão da Lei de Darcy mais usada e que consagra a proporcionalidade da velocidade de percolação, v , em relação ao gradiente hidráulico i , sendo k definido como o **coeficiente de permeabilidade do solo** ou **condutividade hidráulica**.

Define-se permeabilidade de um solo como a propriedade que o solo apresenta de permitir o escoamento da água através dele, sendo o grau de permeabilidade expresso numericamente pelo coeficiente de permeabilidade.

Alguns comentários podem ser feitos sobre a Lei de Darcy, nomeadamente:

- a velocidade presente na Lei de Darcy representa a velocidade média para toda a secção S , sendo, por isso, uma velocidade fictícia
 - a) no escoamento permanente de uma massa líquida, mesmo que cada uma das infinitas partículas que a constituem esteja animada de uma velocidade constante ao longo da sua trajetória, ela pode variar de partícula para partícula, o mesmo é dizer de trajetória para trajetória;

- b) a água só atravessa uma fração da seção S igual a nS , em que n é a porosidade do solo⁷;
- c) a trajetória real de cada partícula líquida através dos canalículos formados pelos poros do solo é necessariamente bastante sinuosa;
- d) os alargamentos e estreitamentos dos canalículos provocarão variações de velocidade de cada partícula líquida ao longo da sua trajetória;
- a proporcionalidade entre a velocidade e o gradiente hidráulico estabelecida pela Lei de Darcy só é exata para o caso dos escoamentos laminares, como vieram demonstrar as experiências de Reynolds; porém, para a grande maioria dos maciços terrosos, os escoamentos dão-se com velocidades muito baixas, correspondendo a números de Reynolds muito baixos, pelo que a hipótese de o escoamento ser laminar é legítima; escoamentos turbulentos podem ocorrer em certos solos constituídos por elementos muito grossos, como os cascalhos limpos⁸; podendo os escoamentos ser tomados como laminares, o coeficiente de permeabilidade passa a ser uma parâmetro característico de cada solo, não dependendo de mais nenhum parâmetro, nomeadamente, do gradiente hidráulico.

3.2. Força de percolação

Havendo uma distribuição hidrostática de pressões, a relação entre as pressões nos pontos 1 e 2 (Figura 3) vem

$$u_2 = u_1 + \gamma_w(z_1 - z_2) \quad (9)$$

e entre os pontos 3 e 4 vem

$$u_3 = u_4 + \gamma_w(z_4 - z_3) \quad (10)$$

A pressão aumenta quando se desce na massa líquida e diminui na situação inversa.

As pressões u_1 e u_4 correspondem à pressão atmosférica, uma vez que as superfícies livres da água nos dois reservatórios estão em contacto direto com a atmosfera. Considerando **pressões relativas**, como é usual nos problemas de engenharia, o zero passa a ser a pressão atmosférica, pelo que estas pressões se consideram nulas.

⁷ A porosidade é aqui definida como a percentagem que a área de vazios ocupa na seção total S .

⁸ As experiências de Reynolds vieram demonstrar que as características dos escoamentos variavam de acordo com os valores do parâmetro $R_e = vL/\nu$, em que ν no denominador representa a viscosidade cinemática do fluido (neste caso da água) e L é um comprimento característico. Este parâmetro passou a ser designado por número de Reynolds e, abaixo de um valor de R_e da ordem de 2000, o escoamento é caracterizado por um movimento muito disciplinado ou ordenado das partículas líquidas ao longo das respetivas trajetórias, isto é, a velocidade de cada partícula só tem componente segundo a respetiva trajetória e, por isso, as trajetórias das diferentes partículas não interferem umas com as outras e o **escoamento** é designado por **laminar**. É o que acontece, por exemplo, com o escoamento do azeite, líquido com R_e baixo por ter uma viscosidade cinemática alta.

Quando R_e é muito mais alto, o **escoamento é turbulento**, definindo-se entre os dois tipos de escoamento, uma zona de transição relativamente larga (**escoamento de transição**); no caso dos escoamentos turbulentos, as componentes transversais das velocidades das diferentes partículas, responsáveis pela agitação das mesmas, assumem valores consideráveis, as trajetórias das infinitas partículas líquidas em movimento podem cruzar-se várias vezes entre si, passando a haver uma grande agitação das partículas fluidas transversalmente à direção do escoamento e, por isso, uma grande homogeneização.

A Figura 4a apresenta as pressões (relativas) em 2 e 3. A pressão u_3 tem o sentido de baixo para cima (sentido ascendente, uma vez que corresponde à pressão que a coluna líquida contida entre 3 e 4 exerce sobre a base do cilindro que contém a amostra de solo) e a pressão u_2 tem sentido descendente.

Designando por U a força resultante aplicada à amostra de solo na situação do escoamento permanente, ela pode ser determinada calculando a pressão resultante de u_2 e u_3 . Sendo a força de pressão U o produto da área pela pressão, vem

$$U = S\gamma_w[(z_1 - z_2) - (z_4 - z_3)] = S\gamma_w[(z_1 - z_4) - (z_2 - z_3)] \quad (11)$$

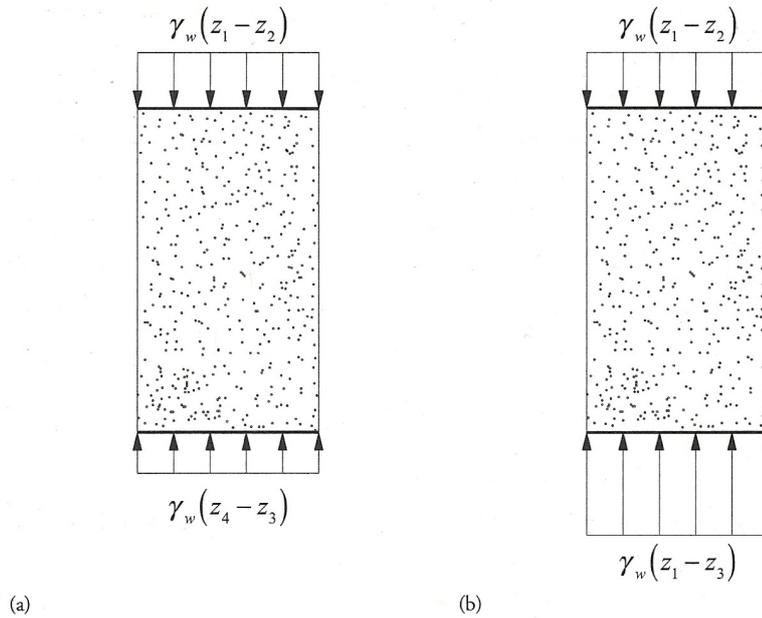


Figura 4. Pressões sobre a amostra de solo da Figura 3: a) percolação em regime permanente, situação hidrodinâmica; b) situação hidrostática, sem escoamento, considerando a saída 3 obturada (Fernandes, 2012).

Obturando a saída em 3 (Figura 3), a percolação é interrompida na amostra de solo, que continuará saturada. As pressões nas bases da amostra de terra passam a ser as representadas na Figura 4b. A força de pressão passa agora a ser a força de impulsão, I

$$I = S\gamma_w[(z_1 - z_2) - (z_1 - z_3)] = -S\gamma_w(z_2 - z_3) = -SL\gamma_w \quad (12)$$

A diferença entre U e I permite avaliar a diferença entre as situações hidrodinâmica e hidrostática

$$J = U - I = S\gamma_w(z_1 - z_4) = S\gamma_w(h_1 - h_4) = S\gamma_w(h_1 - h_4) \quad (13)$$

que dividida pelo volume da amostra de solo, dá

$$j = \frac{S\gamma_w(h_1 - h_4)}{SL} = \frac{(h_1 - h_4)}{L}\gamma_w = i\gamma_w \quad (14)$$

A força j designa-se por **força de percolação**, sendo proporcional ao gradiente hidráulico e tendo a direção e sentido do escoamento. Esta é a força que a água aplica à unidade de volume do solo em consequência exclusiva do seu movimento. Considerando um maciço submerso, a unidade de volume do solo receberá da água as seguintes forças:

- na situação hidrostática - a impulsão, com o valor γ_w , que, tendo em conta o Princípio de Arquimedes, terá direção vertical e sentido ascendente;
- na situação de percolação - a impulsão mais a força de percolação, tendo esta a grandeza $i\gamma_w$ e a direção e sentido do escoamento.

4. Estimativa do coeficiente de permeabilidade

4.1. Características básicas dos solos e permeabilidade

Um solo pode apresentar três fases – sólida, líquida e gasosa. A proporção de cada fase varia de solo para solo e, para cada solo, varia com clima, nomeadamente com a precipitação. O comportamento do solo depende do peso relativo de cada uma dessas fases, podendo definir-se um conjunto de grandezas (ou índices) básicas descritivas do estado físico do solo.

Considere-se a Figura 5.

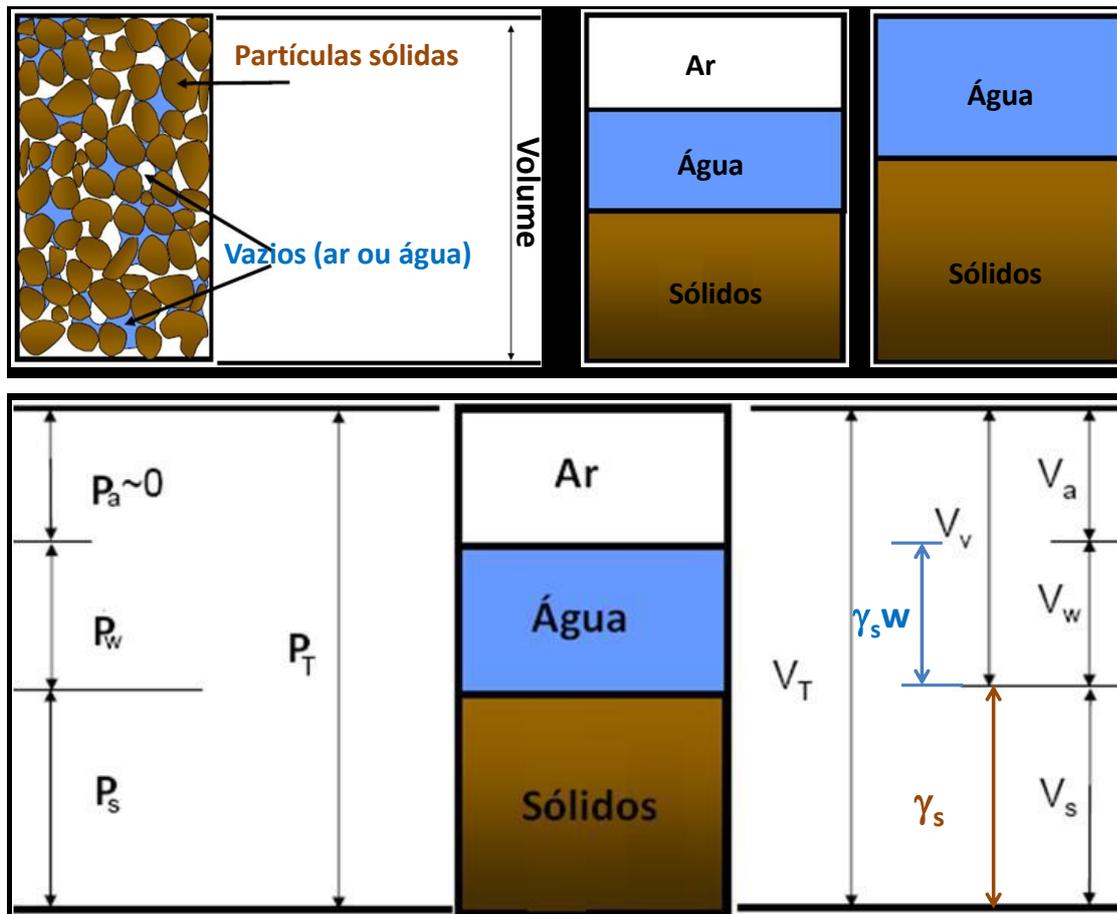


Figura 5. Grandezas descritivas básicas do estado físico dos solos.

- **peso específico ou volúmico** (γ) - razão entre o peso total do solo (P_T) e o seu volume total (V_T);
- **peso volúmico seco** (γ_d) – razão entre o peso das partículas sólidas (P_s) e o volume total do solo (V_T);
- **peso volúmico submerso** (γ') – diferença entre o peso volúmico do solo e o peso volúmico da água, γ_w , ou $\gamma' = \gamma - \gamma_w$;
- **peso volúmico das partículas sólidas** (γ_s) – razão entre o peso das partículas sólidas (P_s) e o volume ocupado por essas partículas do solo (V_s);
- **densidade das partículas sólidas** (d) – razão entre o peso volúmico das partículas sólidas (γ_s) e o peso volúmico da água (γ_w);
- **teor em água do solo** (w) – razão entre o peso da água (P_w) e o peso das partículas sólidas (P_s);
- **grau de saturação do solo** (S_r) – razão entre o volume de água (V_w) e o volume total de vazios (V_v);
- **porosidade** (n) – razão entre o volume total de vazios (V_v) e o volume total de solo (V_T);
- **índice de vazios** (e) – razão entre o volume total de vazios (V_v) e o volume ocupado pelas partículas sólidas (V_s).

A permeabilidade é uma das características dos solos com maior faixa de variação e é função de diversos fatores, de entre os quais se pode citar o índice de vazios, a temperatura, a estrutura, o grau de saturação e a estratificação.

- **Índice de vazios** - A equação de Taylor relaciona o coeficiente de permeabilidade, k , e o índice de vazios, e . Quanto mais “fofo” for o solo, mais permeável ele é. Conhecido k para um solo 1, pode determinar-se o coeficiente de permeabilidade de um solo 2 usando a equação de proporcionalidade

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{e_1^3/(1+e_1)}{e_2^3/(1+e_2)} \quad (15)$$

Para as areias puras e graduadas, a influência do índice de vazios sobre a permeabilidade pode ser expressa pela equação de A. Casagrande $k = 1,4k_{0,85}e^2$, sendo $k_{0,85}$ o coeficiente de permeabilidade quando $e = 0,85$. De acordo com a expressão, quanto maior for o índice de vazios, maior será o coeficiente de permeabilidade.

- **Temperatura** – Quanto maior for a temperatura, menor será a viscosidade da água e, portanto, mais facilmente ela se escoar através dos vazios do solo, determinando um correspondente aumento do coeficiente de permeabilidade; k é inversamente proporcional à viscosidade da água. Os valores de k são habitualmente referidos à temperatura de 20°, o que se faz pela relação

$$k_{20} = k_T \frac{\eta_T}{\eta_{20}} = k_T C_v \quad (16)$$

em que k_T é o valor de k para a temperatura do ensaio, η_{20} é a viscosidade da água para a temperatura de 20°, η_T é a viscosidade para a temperatura do ensaio e C_v é a relação entre viscosidades.

A viscosidade da água em função da temperatura pode ser obtida através da equação empírica de Helmholtz

$$\eta = \frac{0,0178}{1+0,0337T+0,0002T^2} \quad (17)$$

em que T é a temperatura do ensaio em °C.

- Estrutura do solo – A estrutura de um solo está relacionada com as forças de atração e repulsão entre as partículas constituintes, sendo definida pela disposição destas partículas e as forças entre elas. Uma amostra de solo com estrutura dispersa terá uma permeabilidade menor que uma floculada⁹.
- Grau de saturação – O coeficiente de permeabilidade de um solo não saturado é menor que o do mesmo solo totalmente saturado. Esta diferença não pode ser apenas atribuída exclusivamente ao menor índice de vazios disponível, pois as bolhas de ar existentes, contidas pela tensão superficial¹⁰, são um obstáculo para o fluxo. Porém, esta diferença não é muito grande.
- Estratificação do solo – A estratificação dos solos pode originar valores diferentes de k nas direções horizontal e vertical. Para os solos da Figura 6, com as camadas 1, 2 e 3, de espessuras e coeficientes de permeabilidade respectivos l_1, \dots, l_n e k_1, \dots, k_n , o coeficiente de permeabilidade médio do maciço depende da direção do fluxo em relação à orientação das camadas.

Segundo a horizontal, $q = \sum_{i=1}^n q_i$ e $k_h \times \int_{i=1}^n l_i \times 1 = k_1 \times i \times l_1 \times 1 + \dots + k_n \times i \times l_n \times 1$,
 donde que o coeficiente de permeabilidade médio segundo a horizontal, k_h , vem

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_i l_i}{\sum_{i=1}^n l_i} \quad (18)$$

uma vez que, segundo a horizontal, todas as camadas têm o mesmo gradiente hidráulico i .

Na direção vertical $q_1 = q_2 = q_n$ e $k_1 \Delta h_1 / l_1 S = k_2 \Delta h_2 / l_2 S = \dots = k_n \Delta h_n / l_n S = k_v \Delta h / \sum l S$
 (S é a área que o fluxo vertical atravessa em cada camada, que é igual em todas as camadas) demonstrando-se que

⁹ Dispersão – por exemplo, a argila diluída em água tende a “dispersar”, isto é, as partículas de argila são dispersas em toda a massa de água, dando a esta uma cor “barrenta”; floculação – por exemplo, a areia diluída na água tende a “flocular”, isto é, as partículas tendem a formar agregados e, em seguida, precipitar, ficando a água quase limpa e as partículas agregadas no fundo.

¹⁰ Tensão superficial – Uma partícula no seio de uma massa líquida está em equilíbrio porque a resultante das ações que as outras partículas que com ela confinam exercem sobre ela é nula. Porém, para as partículas à superfície (ou na superfície de separação de dois líquidos imiscíveis) tal não acontece, porque já não estão rodeadas simetricamente por outras partículas. Assim, a resultante já não é nula, dando origem à tensão superficial. A superfície líquida comporta-se como um filme ou membrana tendida, sendo a tensão superficial definida como a tensão que é necessário fazer para romper esse filme.

$$k_v = \frac{\sum_{i=1}^n l_i}{\sum_{i=1}^n (l_i/k_i)} \quad (19)$$

Quando as camadas têm todas os mesmos coeficientes de permeabilidade, vem $k_h = k_v$.
 Demonstra-se, assim, que, para os solos estratificados, $k_h \geq k_v$.

As Tabelas 1 e 2 apresentam, respectivamente, as ordens de grandeza típicas do coeficiente de permeabilidade em solos sedimentares e uma classificação dos solos quanto à sua permeabilidade.

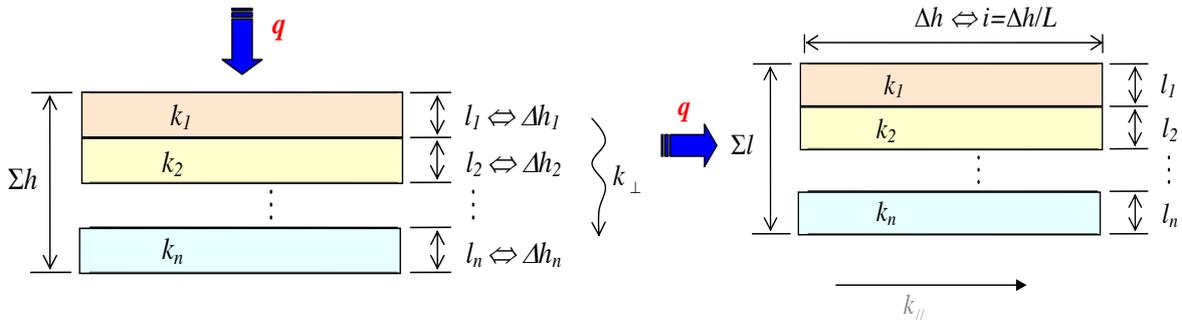


Figura 6. Direções do fluxo nos solos estratificados.

As Tabelas 1 e 2 apresentam, respectivamente, as ordens de grandeza típicas do coeficiente de permeabilidade em solos sedimentares e uma classificação dos solos quanto à sua permeabilidade.

Tabela 1. Coeficientes de permeabilidade típicos para solos de origem sedimentar

Tipo de solo	k (m/s)
Cascalhos limpos	$>10^{-2}$
Areia grossa	10^{-2} a 10^{-3}
Areia média	10^{-3} a 10^{-4}
Areia fina	10^{-4} a 10^{-5}
Areia siltosa	10^{-5} a 10^{-6}
Siltes	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	10^{-8} a 10^{-10}

Tabela 2. Classificação dos solos quanto à permeabilidade (Fernandes, 2012)

Grau de permeabilidade	k (m/s)
Alto	$>10^{-3}$
Médio	10^{-3} a 10^{-5}
Baixo	10^{-5} a 10^{-7}
Muito baixo	10^{-7} a 10^{-9}
Praticamente impermeável	$<10^{-9}$

4.2. Ensaios em laboratório

4.2.1. Com permeâmetro de carga constante

Conceptualmente, o permeâmetro de carga constante não é mais do que o aparelho usado por Darcy nas suas experiências para determinação do coeficiente de permeabilidade (Figura 7). As cargas hidráulicas, o caudal e o gradiente hidráulico permanecem constantes durante toda a experiência, bastando garantir que o caudal que entra no reservatório 1 é igual ao caudal que sai no reservatório 2 para a proveta graduada.

Com a experiência em solo saturado representada esquematicamente na Figura 7 retira-se o valor do caudal Q (medido). Medindo L e Δh , passa-se a conhecer i (equação 5). O valor de k retira-se diretamente da equação 7, conhecida a área transversal, S , do cilindro que contem a amostra de terra.

4.2.2. Com permeâmetro de carga variável

A Figura 8 faz a representação esquemática de um permeâmetro de carga variável.

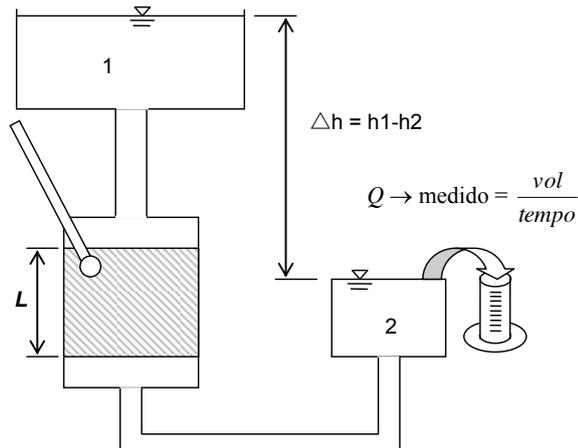


Figura 7. Permeâmetro de carga constante.

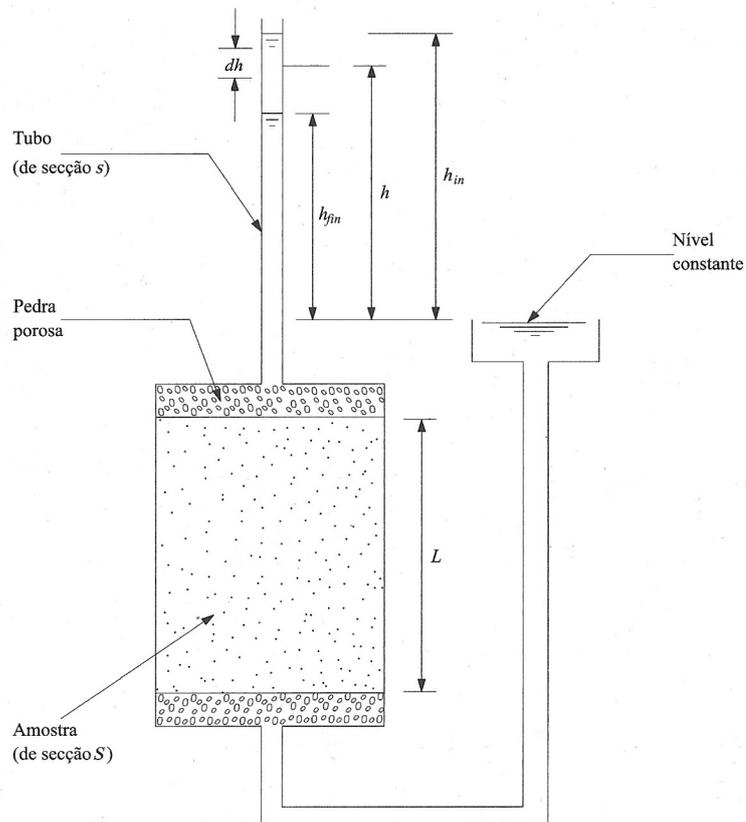


Figura 8. Permeâmetro de carga variável (Fernandes, 2012).

Sejam h_{in} e h_{fin} as perdas de carga hidráulica na amostra de solo no início e no fim do ensaio e s a seção transversal na bureta (Figura 8). A sua diferença deve ser pequena de modo a não haver uma variação significativa da velocidade de percolação durante o ensaio.

O caudal escoado através da amostra de terra vem

$$q = -s \frac{dh}{dt} \quad (20)$$

Considerando h a perda de carga média que deu origem ao escoamento q durante o intervalo dt , aplicando a Lei de Darcy, obtém-se

$$q = Ski = Sk \frac{h}{L} \quad (21)$$

Igualando os dois caudais

$$-s \frac{dh}{dt} = Sk \frac{h}{L} \quad (22)$$

Rearranjando a equação anterior e integrando, obtém-se

$$- \int_{h_{in}}^{h_{fin}} \frac{dh}{h} = \int_{t_{in}}^{t_{fin}} \frac{Sk}{sL} dt \quad (23)$$

e

$$k = \frac{s}{S} \frac{L}{t_{fin} - t_{in}} \ln \left(\frac{h_{in}}{h_{fin}} \right) \quad (24)$$

4.3. Ensaio de campo

O coeficiente de permeabilidade pode também ser avaliado *in situ* através de diversos ensaios. Aqui apenas se apresentam os ensaios de bombagem permanente em poços, indicados para terrenos de permeabilidade média a elevada. O esquema dos ensaios apresenta-se na Figura 9.

O princípio do método consiste em esgotar a água até ao estabelecimento de um escoamento permanente, medir a descarga do poço e observar a variação do nível de água em piezómetros colocados nas proximidades.

O poço de bombagem deve penetrar toda a profundidade da camada de interesse e deve ter um diâmetro suficiente para permitir a colocação de uma bomba submersível com capacidade suficiente para a bombagem.

Os poços auxiliares de observação ou piezómetros são colocados radialmente, recomendando-se a colocação de quatro destes poços ou, pelo menos de dois, devendo ter profundidades até abaixo do nível mais baixo que a água deve atingir durante o ensaio.

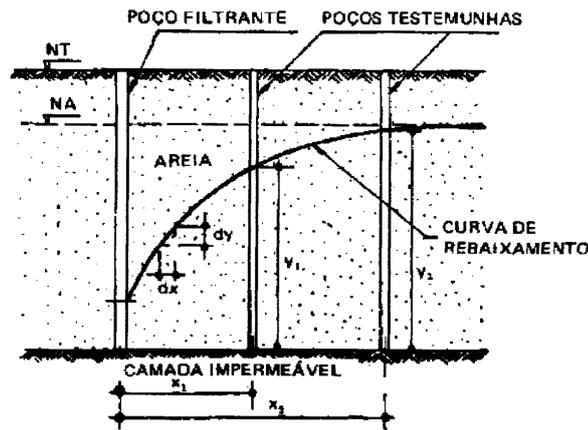


Figura 9. Determinação do coeficiente de permeabilidade por meio de ensaios de bombagem.

Mantendo-se constante o nível no poço (situação de regime permanente, quando a bomba está a elevar todos os caudais afluentes ao poço), fazem-se as leituras das alturas de água nos poços auxiliares (testemunhas). O coeficiente de permeabilidade é estimado pela equação (Figura 9)

$$k = Q \frac{\ln(x_2/x_1)}{\pi(y_2^2 - y_1^2)} \quad (25)$$

4.4. Expressões semiempíricas

O coeficiente de permeabilidade pode ser determinado diretamente através de ensaios de laboratório e de campo, já apresentados. Porém, também pode ser determinado indiretamente através de expressões empíricas.

Uma estimativa do coeficiente para solos essencialmente arenosos pode ser feita através de expressões semiempíricas que relacionam aquele parâmetro com outras características físicas do solo.

Hagen propôs a proporcionalidade de k em relação ao quadrado de D_{10} ¹¹

$$k \text{ (m/s)} = CD_{10}^2 \text{ (m)} \quad (26)$$

tendo indicado que o valor de C é da ordem de 10000. Porém, experimentações posteriores estimaram valores que podem variar de 100 a 100000. Por isso, a utilidade desta expressão é muito pequena.

A equação de Konezy-Carman, com mais fundamentação teórica, envolvendo parâmetros referentes ao do fluido, ao meio poroso e um coeficiente empírico dependente da forma das partículas, é uma equação mais fiável. Para a água a 20° toma a forma

$$k \text{ (m/s)} = 2 \times 10^6 \left(\frac{1}{S_0} \right)^2 \frac{e}{1+e} \quad (27)$$

¹¹ As partículas de um solo, grosso ou fino, não são esféricas. Por isso, para a sua caracterização em termos de granulometria, usa-se o conceito de **diâmetro equivalente**. O diâmetro D_{10} refere o diâmetro equivalente correspondente a 10% do peso total das partículas constituintes do solo, que corresponde ao diâmetro da peneira que permite a passagem de 10% do peso total do solo.

em que e é o índice de vazios e S_0 representa a superfície exterior das partículas por unidade de volume das mesmas, podendo ser obtida a partir da equação

$$S_0(m^{-1}) = SF \sum_{i=1}^n \frac{f_i}{D_{i,M}^{0,595} D_{i,m}^{0,405}} \quad (28)$$

em que f_i é a percentagem de partículas entre dois peneiros consecutivos no troço genérico i da curva granulométrica, admitida como linear entre aqueles peneiros, $D_{i,M}$ e $D_{i,m}$ representam, respetivamente, os maior e menor diâmetros (expressos em metros) no troço genérico i da curva granulométrica entre dois peneiros consecutivos e SF é um fator adimensional dependente da forma das partículas e que tipicamente se situa no intervalo de 6 a 8, sendo o limite inferior aplicável a partículas esféricas e o limite superior a partículas angulosas.

Estas expressões não são aplicáveis aos solos argilosos. Por um lado, a configuração das partículas e a forma como se agrupam nestes solos tornam mais difícil a relação entre as suas dimensões e o diâmetro dos canalículos e, por outro, a composição mineralógica afeta em larga escala a permeabilidade, pois o movimento da água passa a depender também de outro tipo de forças (eletroquímicas) para além da gravidade.

5. Percolação permanente bidimensional

5.1. Solos homogéneos e isotrópicos

5.1.1. Equação geral

Considere-se um solo **homogéneo e isotrópico**¹² em relação à permeabilidade atravessado por um escoamento permanente originado por um desnível ou diferença de cargas constante existente entre montante e jusante de uma cortina impermeável (Figura 10).

A Figura 10 apresenta duas famílias de curvas. Uma com a convexidade voltada para baixo, que representa as **linhas de corrente** que, como o escoamento é permanente, coincidem com as trajetórias das infinitas partículas líquidas que traduzem a percolação. E uma outra, com a convexidade voltada para cima, que são as **equipotenciais** ou linhas de igual carga hidráulica.

Piezómetros colocados ao longo de uma equipotencial dão níveis de água no seu interior iguais, por as cargas hidráulicas serem iguais.

Nos solos isotrópicos relativamente à permeabilidade, as linhas de corrente (ou linhas de fluxo) e as equipotenciais intersectam-se ortogonalmente. A representação gráfica dos dois tipos de linhas designa-se por **rede de fluxo** ou **rede de escoamento**.

A rede de fluxo permite caracterizar bem a percolação e as grandezas com ela relacionadas, em particular o caudal, o gradiente hidráulico e as pressões na água dos poros, pressões que são

¹² Homogeneidade e isotropia são termos próximos, mas de significado diferente. Homogéneo significa similar ou uniforme e isotrópico significa que as propriedades não variam com a direção. Por exemplo, na geologia estrutural, uma deformação homogénea significa que o estado de deformação é igual em qualquer parte da área ou volume que se possa considerar e uma deformação isotrópica significa que o volume foi diminuído ou aumentado na mesma proporção em todas as direções (não havendo mudança de forma, apenas de volume). Um meio poroso, como é um solo, diz-se homogéneo em relação à percolação quando, para uma dada direção, a resistência ao escoamento é a mesma em todos os pontos e diz-se isotrópico em relação à percolação se a resistência ao escoamento é a mesma em todas as direções.

importantes para calcular as tensões efetivas. A rede de fluxo é, por isso, também importante para a caracterização do estado de tensão no maciço onde ocorre a percolação.

Considere-se o volume de controle elementar de dimensões $dx dy dz$ no maciço terroso em análise e que o escoamento que o atravessa se pode considerar bidimensional, isto é, que todos os seus fenómenos caracterizadores se repetem identicamente nos planos xz paralelos à folha de papel, ao longo da direção y (Figura 11).

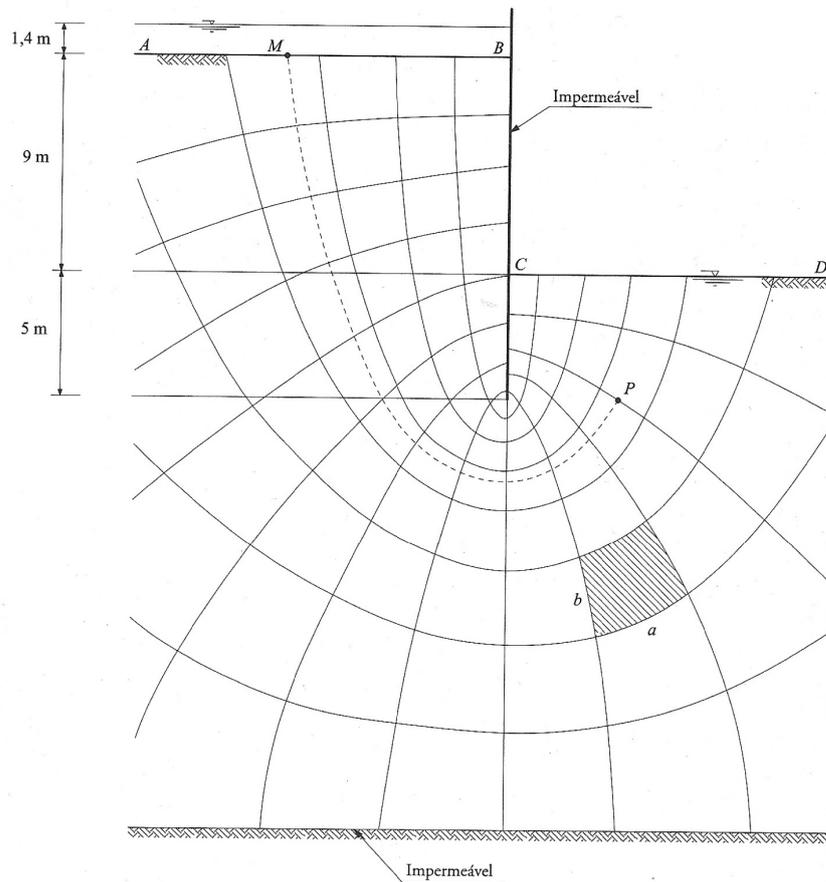


Figura 10. Rede de fluxo num escoamento bidimensional num meio homogêneo e isotrópico (Fernandes, 2012).

O volume de água que entra na unidade de tempo no volume elementar

$$v_x dz dy + v_z dx dy \tag{29}$$

O volume de água que sai na mesma unidade de tempo

$$\left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dz dy + \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right) dx dy \tag{30}$$

Para água incompressível, o princípio da conservação da massa obriga a que a massa que entra é igual à massa que sai na unidade de tempo

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy dz + \frac{\partial v_z}{\partial z} dx dy dz = 0 \quad (31)$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0 \quad (32)$$

forma usual da equação de continuidade, que traduz o princípio da conservação da massa.

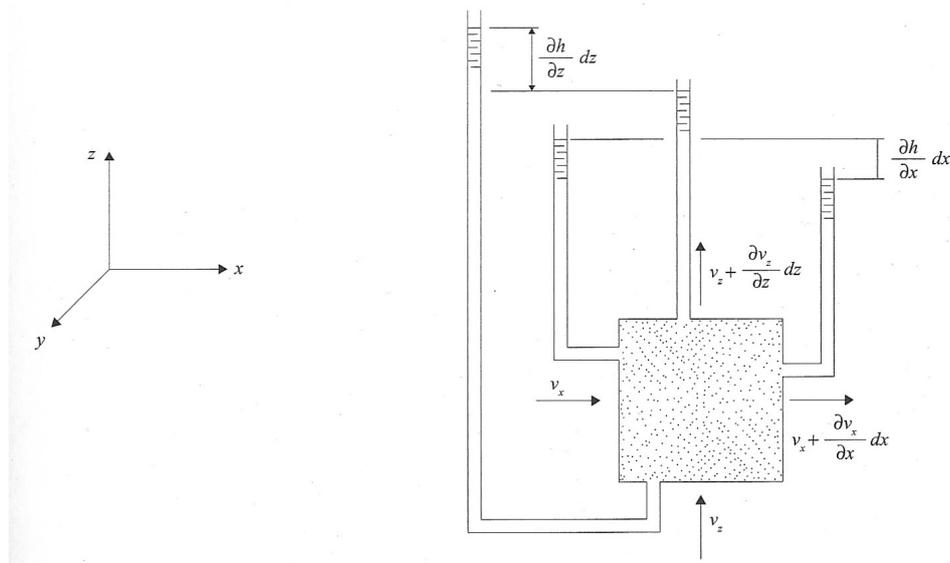


Figura 11. Caracterização de um escoamento bidimensional num solo (Fernandes, 2012).

Da Lei de Darcy, retira-se que

$$v_x = -k \frac{\partial h}{\partial x} \quad (33)$$

$$v_z = -k \frac{\partial h}{\partial z}$$

significando o sinal negativo que o sentido do escoamento é o mesmo do da diminuição da carga hidráulica.

Defina-se a **função de potencial hidráulico**, ϕ , como

$$\phi(x, z) = -kh(x, z) + C \quad (34)$$

sendo C uma constante a determinar em função das condições de fronteira. Assim, pode escrever-se

$$v_x = -k \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (35)$$

$$v_z = -k \frac{\partial \phi}{\partial z}$$

Substituindo estes valores na equação (32), esta vem

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} = 0 \quad , \quad (36)$$

a chamada equação de Laplace.

Considerando um valor constante, ϕ_1 , na equação (34), esta fica

$$h(x, z) = \frac{1}{c}(C - \phi_1) = \text{constante} \quad , \quad (37)$$

que é a equação de uma curva no plano xz em que h , a carga hidráulica, é constante. Conforme já assinalado, uma curva com carga hidráulica constante designa-se por equipotencial.

Considere-se a função Ψ tal que

$$\begin{aligned} v_x &= \frac{\partial \Psi}{\partial z} \\ v_z &= -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \end{aligned} \quad (38)$$

Combinando esta equação com a equação (35) vem

$$\begin{aligned} \frac{\partial \phi}{\partial x} &= \frac{\partial \Psi}{\partial z} \\ \frac{\partial \phi}{\partial z} &= -\frac{\partial \Psi}{\partial x} \end{aligned} \quad (39)$$

Diferenciando, respetivamente, em ordem a z e a x e tendo em conta que $\partial^2 \phi / \partial z \partial x = \partial^2 \phi / \partial x \partial z$, obtém-se

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = -\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} \quad , \quad (40)$$

ou

$$\frac{\partial^2 \Psi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Psi}{\partial z^2} = 0 \quad , \quad (41)$$

Concluindo-se que a função Ψ satisfaz também a equação de Laplace.

Considerando também o valor constante Ψ_1 , este corresponde igualmente à equação de uma curva no plano xz . No plano xz , o diferencial de Ψ vem

$$d\Psi(x, z) = \frac{\partial \Psi}{\partial x} dx + \frac{\partial \Psi}{\partial z} dz \quad (42)$$

Se $\Psi = \Psi_1$, então $d\Psi = 0$. Então

$$\left(\frac{dz}{dx}\right)_{\Psi=\Psi_1} = -\frac{\partial \Psi / \partial x}{\partial \Psi / \partial z} = \frac{v_z}{v_x} \quad (43)$$

$\partial z/\partial x$ é a tangente à curva $\Psi = \Psi_1$, que tem a direção da velocidade. Sendo assim, as curvas com Ψ constante definem a direção da corrente, sendo linhas de corrente, ou trajetórias, no caso dos escoamentos permanentes.

Por um raciocínio semelhante ao anterior pode concluir-se que

$$\left(\frac{dz}{dx}\right)_{\phi=\phi_1} = -\frac{v_x}{v_z} \quad , \quad (44)$$

o que vem demonstrar que nos meios com isotropia relativamente á permeabilidade ($k_x = k_z = k$) as equipotenciais são normais às linhas de corrente.

5.1.2. Condições de fronteira

Para cada caso concreto, a integração da equação (36)¹³ exige o conhecimento das condições de fronteira.

Para os solos homogéneos e para o caso dos escoamentos permanentes, as condições de fronteira usuais são:

- fronteira impermeável – no caso da Figura 10, são fronteiras impermeáveis a superfície de contacto do maciço (onde se verifica a percolação) com o estrato subjacente e a cortina de contenção; sendo n e t as direções normal e tangencial num ponto genérico da fronteira impermeável

$$v_n = \frac{\partial \phi}{\partial n} = \frac{\partial \Psi}{\partial t} = 0 \quad , \quad (45)$$

donde, ao longo da fronteira, $\Psi =$ constante; isto significa que a fronteira impermeável é uma linha de corrente;

- fronteiras de entrada e de saída do maciço percolado (caso das linhas AB e CD , Figura 10) – para qualquer ponto de AB , vem

$$h_w = h_{wAB} = \text{constante} \quad (46)$$

como

$$\phi = -kh + C \quad (47)$$

vem

¹³ ou da equação (41), pois conhecida uma das famílias de curvas (linhas de corrente ou equipotenciais), se passa a conhecer a outra automaticamente.

$$\Psi_{AB} = -k(h_{wAB} + z_{AB}) + C \quad (48)$$

tendo em conta que k , z_{AB} e C são também constantes, vem $\phi_{AB} = \text{constante}$; isto permite concluir que as superfícies que limitam a zona de percolação são equipotenciais; estão nestas condições também o paramento AC de montante da barragem de terra homogénea da Figura 12.

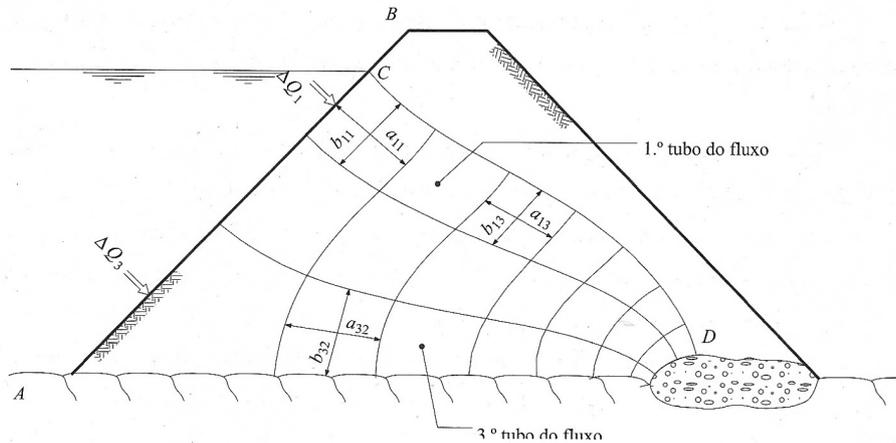


Figura 12. Rede de escoamento numa barragem de terra homogénea (Fernandes, 2012).

- Superfície livre de escoamentos não confinados¹⁴ ou linha de saturação (caso da linha CD , Figura 12) – esta linha não está, *a priori*, determinada, como acontece com as anteriormente apresentadas; a linha CD terá de ser uma linha de corrente, logo com $\Psi = 0$; por outro lado, para qualquer um dos seus pontos, a pressão será igual à atmosférica, $h_w = 0$; atendendo a (47) vem

$$\phi_{CD} = -k(0 + z_{CD}) + C \quad (49)$$

então

$$\phi_{CD} = k_{CD} = \text{constante} \quad (50)$$

O equipotencial varia, assim, linearmente com a cota geométrica, o que implica que a distância na vertical (Δz) entre equipotenciais de igual queda $\Delta\phi$ tem de ser constante.

A Figura 13 apresenta esquematicamente as condições de fronteira, constituídas por duas linhas de fluxo e duas linhas equipotenciais, para o caso de uma cortina impermeável vertical cravada num solo arenoso sobre uma camada impermeável.

¹⁴ Escoamento não confinado – As fronteiras não estão bem definidas, havendo necessidade de determinar uma ou mais para o problema ser resolvido. No caso da Figura 12, a linha de fluxo CD não é conhecida, havendo necessidade de a definir previamente para a resolução do problema.

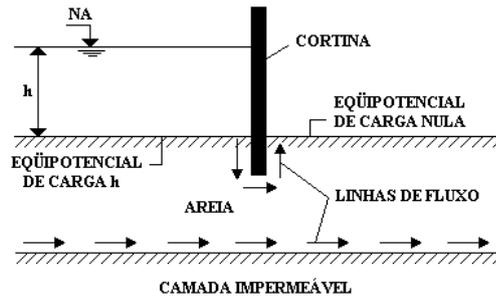


Figura 13. Condições de fronteira.

5.1.3. Redes de escoamento com malha quadrada

As redes de escoamento das Figuras 10 e 12 estão traçadas de tal modo que cada malha forma praticamente um quadrado.

Considere-se o caso da Figura 12. Estão representadas quatro linhas de corrente (a fronteira impermeável inferior é também uma linha de corrente). O espaço entre duas linhas de corrente consecutivas designa-se por **tubo de fluxo**. Como não há caudal que atravesse uma linha de corrente (o vetor velocidade só tem componente segundo esta, como se assinalou), o termo tubo é perfeitamente adequado. Seja ΔQ_1 o caudal no 1º tubo. Neste tubo estão destacados dois elementos da rede, de dimensões $a_{11}b_{11}$ e $a_{13}b_{13}$, respetivamente.

Aplicando a Lei de Darcy, pode escrever-se

$$\Delta Q_1 = k \frac{\Delta h_1}{a_{11}} b_{11} \times 1 = k \frac{\Delta h_3}{a_{13}} b_{13} \times 1 \quad (51)$$

Sendo os elementos da malha de forma aproximadamente quadrada, pode estabelecer-se que

$$\Delta h_1 = \Delta h_3 \quad , \quad (52)$$

isto é, que a perda de carga entre equipotenciais é constante.

Considerando o 3º tubo de fluxo ainda da Figura 12, aplique-se a Lei de Darcy ao elemento em destaque. Vem

$$\Delta Q_3 = k \frac{\Delta h_2}{a_{32}} b_{32} \times 1 \approx k \Delta h_2 \quad (53)$$

ou, tendo em conta a conclusão já retirada

$$\Delta Q_3 = k \Delta h_2 = k \Delta h_1 \quad (54)$$

Logo

$$\Delta Q_3 = \Delta Q_1 \quad (55)$$

O que significa que o caudal é igual em qualquer tubo de fluxo.

Para uma rede de fluxo em que os elementos da malha resultante do cruzamento das linhas de corrente com as equipotenciais hidráulicas são de forma aproximadamente quadrada, podem, então, retirar-se as seguintes conclusões:

- a perda de carga entre duas equipotenciais vizinhas (queda de potencial) é constante;
- o caudal é igual em todos os tubos de fluxo.

5.1.4. Avaliação do gradiente hidráulico, do caudal e da pressão na água dos poros a partir da rede de escoamento

Tome-se o exemplo da Figura 10.

A perda de carga total é igual a 10,4 m. Esta de perda de carga total é representada na figura por 14 equipotenciais ou 13 decrementos de carga de valor igual a 0,8 m.

Para o elemento da rede de fluxo genérico, representado a tracejado na figura, o gradiente hidráulico é

$$i = \frac{\Delta h}{N_e a} \quad (56)$$

em que N_e e Δh são, respetivamente, o número de quedas de potencial ou de carga hidráulica e a perda de carga total entre montante e jusante da cortina impermeável e a é o comprimento da linha de corrente que define o elemento da rede de fluxo. O caudal por metro de desenvolvimento da cortina, ΔQ , pode ser calculado, por isso, por

$$\Delta Q = k \frac{\Delta h}{N_e a} b \times 1 \quad (57)$$

Sendo os elementos da rede aproximadamente quadrados

$$\Delta Q = k \frac{\Delta h}{N_e} \quad (58)$$

Tendo em conta que o caudal é igual em todos os tubos de fluxo, vem

$$\Delta Q = k \Delta h \frac{N_f}{N_e} \quad (59)$$

em que N_f é o número de tubos de fluxo.

Pretendendo-se determinar a pressão na água dos poros no ponto genérico P (Figura 10), escolhe-se o ponto M na equipotencial de montante sobre a mesma linha de corrente de P . A perda de carga entre os dois pontos vem

$$h_M - h_P = (z_M - z_P) + (h_{wM} - h_{wP}) \quad (60)$$

ou

$$h_{wP} = (z_M - z_P) + h_{wM} - (h_M - h_P) \quad (61)$$

Sendo a perda de carga entre equipotenciais consecutivas constante, vem

$$h_M - h_P = \frac{\Delta h}{N_e} N_{e,M-P} \quad (62)$$

em que $N_{e,M-P}$ é o número de quedas de potencial entre os pontos M e P . A altura piezométrica em P (equação 61) vem, assim

$$h_{wP} = (z_M - z_P) + h_{wM} - \Delta h \frac{N_{e,M-P}}{N_e} \quad (63)$$

No exemplo da Figura 10, $h_{wP} = 14 + 1,4 - 10,4 \times 11/13 = 6,6$ m. A pressão da água nos poros no ponto P vem $u_P = h_{wP} \gamma_w = 6,6 \text{ m} \times 9800 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \approx 64,7 \text{ kPa}$. Note-se que a altura piezométrica no ponto P é igual a 6,6 m quando, se a pressão fosse hidrostática, viria igual a 5,0 m. O fluxo ascensional do lado de jusante vai diminuir a tensão efetiva em relação à situação hidrostática.

5.1.5. Traçado de redes de escoamento de malha quadrada

No traçado de redes de escoamento de malha quadrada, devem ser tidas em conta as seguintes regras:

- identificar as equipotenciais de montante e de jusante;
- identificar as linhas de corrente extremas, coincidentes com as fronteiras impermeáveis; nos escoamentos não confinados, a primeira linha de corrente terá de ser determinada pelos métodos analíticos apresentados;
- começar a rede pelo traçado das linhas de corrente, por ser mais fácil;
- optar, numa primeira tentativa, por traçar um número reduzido de linhas de corrente, começando pela região onde a velocidade média de percolação é mais elevada; nos escoamentos confinados¹⁵, isto significa em regra começar o traçado pela região mais próxima da estrutura, enquanto nos escoamentos não confinados, implica começar pela região mais próxima da superfície;

¹⁵ Escoamento confinado – As fronteiras estão bem definidas. No caso da Figura 10, o escoamento dá-se na região limitada superiormente pelas superfícies do terreno AB e CD e por toda a cortina impermeável e limitada inferiormente pela camada impermeável.

- traçar as linhas de corrente de modo que elas constituam transição gradual entre as linhas de corrente extremas e tendo em conta que nos seus pontos de partida e de chegada têm de ser ortogonais às equipotenciais de montante e de jusante, respetivamente;
- traçar, por fim, as equipotenciais, de modo que elas intersectem ortogonalmente as linhas de corrente e formem com estas figuras geométricas que sejam aproximadamente quadrados;
- repetir os dois passos anteriores as vezes que forem necessárias.

O executante, ao adotar um determinado número de linhas de corrente, está implicitamente a fixar o número de equipotenciais da rede.

Na equação (59), pode dizer-se que N_f é arbitrado e N_e é o resultado do desenho. O rigor do traçado da rede vai repercutir-se na estimativa do caudal por meio da razão N_f/N_e .

O traçado gráfico da rede de escoamento permite obter uma estimativa do caudal (e, em certa medida, de outras grandezas do escoamento), cuja aproximação pode ser razoável. De qualquer modo, o traçado gráfico só é atualmente recomendável para meios homogéneos com isotropia de permeabilidade.

5.2. Redes de escoamento em solos com anisotropia de permeabilidade

Grande parte dos solos apresenta anisotropia de permeabilidade, com coeficientes de permeabilidade segundo a horizontal, k_h , muito superiores aos mesmos coeficientes segundo a vertical, k_v . Em tais maciços, as equações (33) passam a ter a versão

$$\begin{aligned} v_x &= -k_x \frac{\partial h}{\partial x} \\ v_z &= -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \end{aligned} \quad (64)$$

sendo k_x e k_z , respetivamente, k_h e k_v .

Substituindo estas equações na equação da continuidade (32) obtêm-se

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad , \quad (65)$$

ou

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{(k_z/k_x)\partial z^2} = 0 \quad , \quad (65)$$

O processo clássico de obtenção de uma rede de escoamento para meios anisotrópicos é o apresentado para os meios isotrópicos, nomeadamente o traçado gráfico, sendo apenas necessário recorrer a uma variável fictícia transformada x_T definida por

$$x_T = x\sqrt{k_z/k_x} \quad (66)$$

que permite escrever a equação (65) no formato de uma equação de Laplace

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x_T^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad , \quad (67)$$

Adotando uma escala horizontal transformada, multiplicando as dimensões reais por $\sqrt{k_z/k_x}$, obtém-se um meio em que é válida a equação de Laplace. A rede de escoamento para um meio anisotrópico é obtida usando o método gráfico apresentado para os meios isotrópicos, mas com a ressalva de a escala horizontal estar agora transformada através do fator multiplicativo apresentado (Figura 14).

Para este meio anisotrópico, o caudal percolado, Q_T , é calculado usando um coeficiente de permeabilidade equivalente igual a

$$k_e = \sqrt{k_x k_z} \quad (68)$$

e as pressões neutras e as tensões efetivas podem também ser calculadas a partir da rede de escoamento para a seção transformada. Para obter o gradiente hidráulico, é necessário multiplicar os comprimentos por $\sqrt{k_z/k_x}$. É de notar que as equipotenciais na seção modificada deixam de ser normais às linhas de fluxo (Figura 14).

6. Instabilidade hidráulica

6.1. Gradiente hidráulico crítico

A equação (14) define a força de percolação, j . Esta força deve-se exclusivamente ao movimento da água no solo e é proporcional ao gradiente hidráulico, i , tendo a direção e sentido do escoamento.

Uma situação que merece uma análise particular é a de zonas do solo em que o escoamento tem direção próxima ou coincidente com a vertical e sentido ascendente, como acontece, por exemplo, nas proximidades da fronteira de jusante do escoamento no exemplo apresentado na Figura 10.

A Figura 15 apresenta um metro cúbico de solo saturado: a Figura 15a, para a situação hidrostática (sem haver percolação); as Figuras 15a e 15c para situações hidrodinâmicas, ambas com escoamento vertical ascendente e gradiente hidráulico constante.

Na situação hidrostática, o cubo de solo é solicitado pela ação da gravidade (peso do solo) e pela impulsão, ambas forças verticais, esta ascendente. A resultante das duas forças representa o peso volumico submerso, já definido ($\gamma_{sub} = \gamma_{sat} - \gamma_w$). Este peso submerso traduz a contribuição das terras para as tensões efetivas ($\sigma'_v = \sigma_v - u = \gamma_{sat}z - \gamma_w z$)¹⁶.

¹⁶ z representa a profundidade, altura de coluna de água acima do ponto que se está a considerar (inclui água sobre o solo e a altura de solo saturado). Na situação hidrostática, $z = h_w$, o nível freático (z) é coincidente com a altura piezométrica ou altura representativa da pressão; no caso de uma percolação ascendente, $h_w > z$, logo a poropressão aumenta e a tensão efetiva diminui; no caso de uma percolação descendente $h_w < z$, logo a poropressão diminui e a tensão efetiva aumenta.

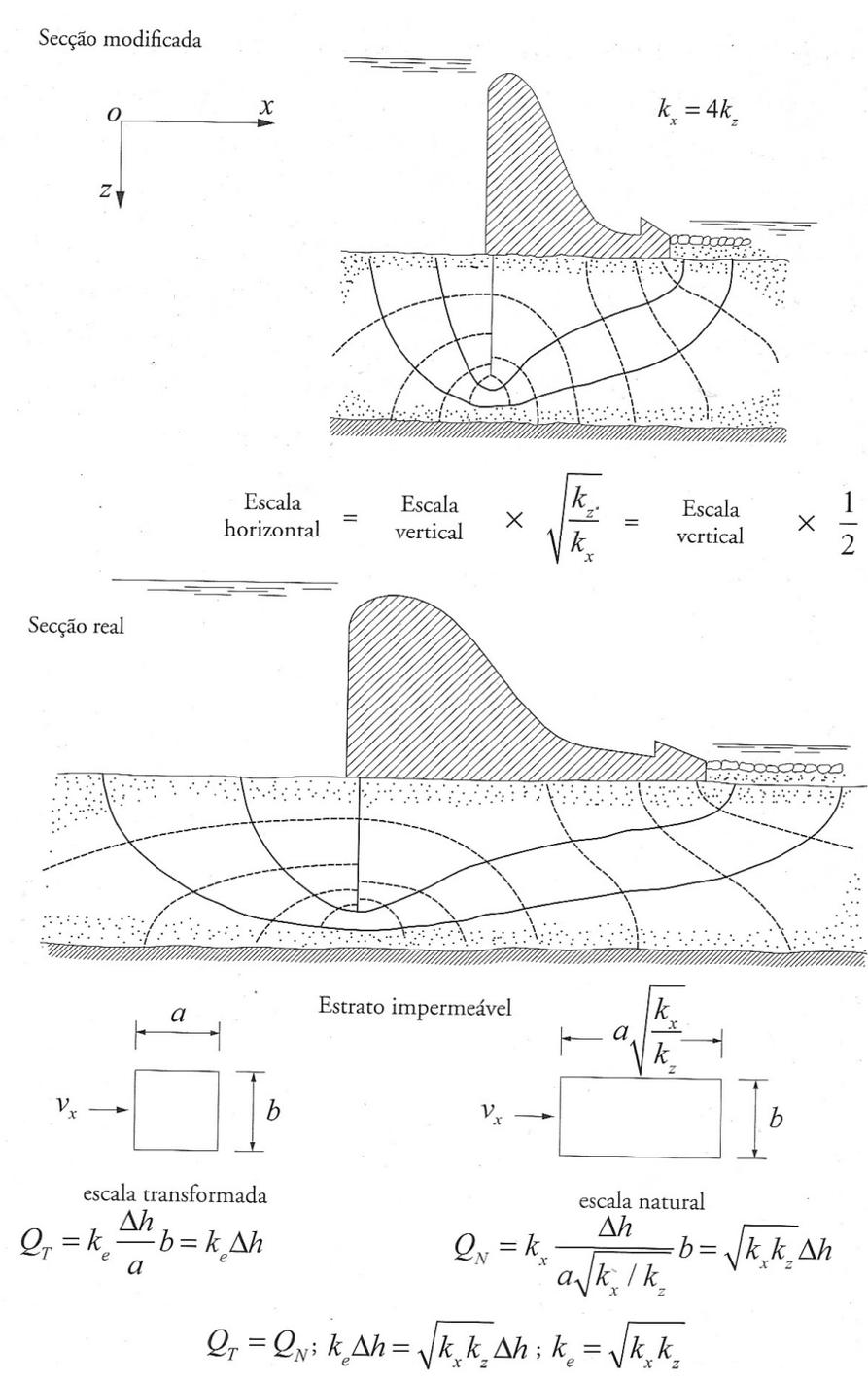


Figura 14. Rede de escoamento num solo anisotrópico em que $k_x=4k_z$ (Fernandes, 2012).

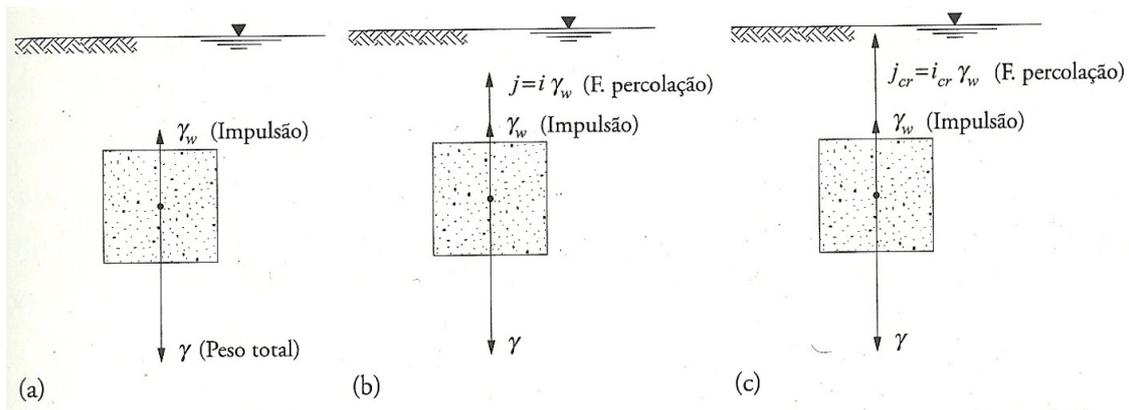


Figura 15. Forças aplicadas sobre um metro cúbico de solo submerso: a) situação hidrostática; b) situação hidrodinâmica com escoamento vertical ascendente e $i < i_c$; c) situação hidrodinâmica com escoamento vertical ascendente e $i = i_c$ (Fernandes, 2012).

Na situação hidrodinâmica, às duas forças anteriores tem de se adicionar a força de percolação, $j = i\gamma_w$. Sendo o escoamento ascendente, a resultante das forças aplicadas ao cubo de terra é agora menor que na situação hidrostática, uma vez que j tem a direção e o sentido do escoamento (Figura 15a e 15b), ocorrendo, por isso, uma redução da tensão efetiva vertical. Pode até acontecer uma situação de equilíbrio tal que a soma da impulsão com a força de percolação iguale a ação da gravidade, designando-se essa situação por **situação crítica** e o gradiente hidráulico correspondente por **gradiente hidráulico crítico**, i_{cr} . Da igualdade

$$i_{cr}\gamma_w + \gamma_w = \gamma \quad (69)$$

retira-se

$$i_{cr} = \frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (70)$$

A situação crítica corresponde à situação em que as forças aplicadas pela água ao solo (impulsão + força de percolação) igualam a força gravítica, anulando-se as tensões efetivas.

Nos solos arenosos, cuja resistência se deve no essencial ao atrito entre os grãos, a situação crítica implica a anulação da sua resistência, comportando-se o solo como um líquido denso. É o que acontece nas **areias movediças**. Para se conhecer o gradiente que provoca o estado de areia movediça, deve considerar-se a tensão efetiva igual a zero.

As tensões efetivas controlam todas as características de deformação e resistência dos solos. A areia movediça pode ocorrer sempre que uma areia esteja submetida a um fluxo ascendente de água e as tensões efetivas se anularem. Define uma situação em que a resistência ao corte é nula, por anulamento das tensões efetivas.

¹⁷ Note-se que $\gamma = \gamma_{sat}$ porque o peso do solo é o peso de um metro cúbico de solo saturado e que, portanto, $\gamma' = \gamma_{sub}$.

Considere-se a Figura 16. No ponto A tensão total é $\sigma_A = \gamma_w h_1 + \gamma_{sat} L$ e a pressão neutra $u_A = \gamma_w (h + h_1 + L)$. Se a carga hidráulica h for aumentando até $u_A = \sigma_A$, obviamente que $\sigma'_A = 0$. A partir desse valor de h , o solo passa a ter propriedades de líquido, não oferecendo suporte ou nenhuma capacidade resistente. O valor da carga h nesse instante, h_{cr} , é denominado por carga crítica, vindo

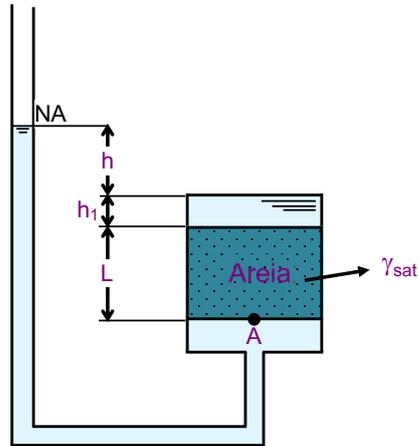


Figura 16. Definição de gradiente hidráulico crítico.

$$\sigma_A = u_A \rightarrow \gamma_w h_1 + \gamma_{sat} L = \gamma_w (h_{cr} + h_1 + L) \quad (71)$$

Tendo em conta a definição de gradiente hidráulico, vem $i_{cr} = \frac{h_{cr}}{L}$. Substituindo este valor na equação (71) e rearranjando, obtém-se a equação (70).

A areia movediça não é, portanto, um tipo de areia, mas sim um estado do solo em que as forças de percolação tornam as tensões efetivas nulas. Logicamente, este estado só existirá quando o gradiente hidráulico provoca um escoamento vertical ascendente e nunca quando ele for vertical. Com escoamento vertical descendente, quanto maior for o gradiente hidráulico maior será a tensão efetiva.

Não existem argilas movediças, pois estas apresentam consistência mesmo quando a tensão efetiva é nula. Teoricamente, poderiam existir areias grossas e pedregulhos movediços, mas as vazões correspondentes ao gradiente hidráulico crítico seriam tão elevadas, que não seria fácil encontrar uma situação que provocasse esse estado. O estado de areia movediça é uma situação típica das areias finas.

O fenómeno da areia movediça pode ser evitado recorrendo a elementos que proporcionem aumentos das tensões efetivas. Tais elementos são filtros que drenam a água que percola através do solo, originando, por isso, forças de percolação.

6.2. Rotura hidráulica junto da fronteira de jusante

Escoamentos verticais ou subverticais com gradientes hidráulicos elevados podem ocasionar acidentes em obras de engenharia nas quais ou em torno das quais se verifica percolação. É o que pode acontecer em barragens, ensecadeiras, estruturas de suporte de escavações, etc.

Existem basicamente dois modos de instabilização associados a tais escoamentos: ocorrência da situação crítica e o fenómeno designado por **levantamento hidráulico**.

O coeficiente de segurança relativamente à ocorrência de uma situação crítica, quando junto da fronteira de jusante de obras hidráulicas ocorre um escoamento vertical de sentido ascendente, é definido como

$$F = \frac{i_{cr}}{i_{max}^{jus}} \quad (72)$$

em que i_{max}^{jus} é o gradiente hidráulico máximo junto da fronteira de jusante. Em projeto, recomendam-se valores de coeficiente de segurança F maiores ou, no mínimo, iguais a 2.

Considerando a Figura 10, este gradiente hidráulico máximo deve ser calculado para o quadrado da rede de escoamento do lado de jusante adjacente à cortina, que por ser o de dimensões mais reduzidas, representa a zona da saída onde é máximo o gradiente hidráulico. Designando por l_{min} o lado do quadrado em causa, vem

$$i_{max}^{jus} = \frac{\Delta h}{N_e l_{min}} \quad (73)$$

Recorde-se que N_e é número de quedas de potencial e Δh é a perda de carga total entre montante e jusante da cortina.

O levantamento hidráulico verifica-se quando os gradientes hidráulicos geram forças de percolação que anulam as tensões efetivas do solo numa dada seção e manifesta-se pelo levantamento do solo acima da seção citada.

No caso da rede de escoamento apresentada esquematicamente na Figura 10, os maiores gradientes hidráulicos ocorrem do lado de jusante da cortina a profundidades próximas do pé da cortina (quadrados da malha da rede de escoamento de menores dimensões). É, por isso, aí que a força de percolação, com sentido oposto ao da gravidade (sentido ascendente) é máxima.

No caso das ensecadeiras ou escavações, Terzaghi demonstrou em modelo reduzido que a zona mais crítica no que respeita ao fenómeno em causa é o bloco de terras adjacente à cortina, com largura de aproximadamente igual a metade da altura enterrada, como se mostra na Figura 17a. Quando as ensecadeiras ou escavações têm largura reduzida, a geometria do bloco potencialmente instável (bpi , Figura 17) pode ser do tipo da representada na Figura 17b.

Uma forma de avaliar a segurança ao levantamento hidráulico consiste em comparar o peso total do bpi (tracejado, Figura 17), W , com a resultante das pressões que a água sobre ele exerce, U , sendo estas determinadas a partir da rede de escoamento. O coeficiente de segurança em relação ao levantamento hidráulico será então (Figura 17a):

$$F = \frac{W}{U} - \frac{0,5\gamma f^2}{\int_0^{f/2} \gamma_w h_w(x) dx} \quad (74)$$

em que f é a altura enterrada da cortina.

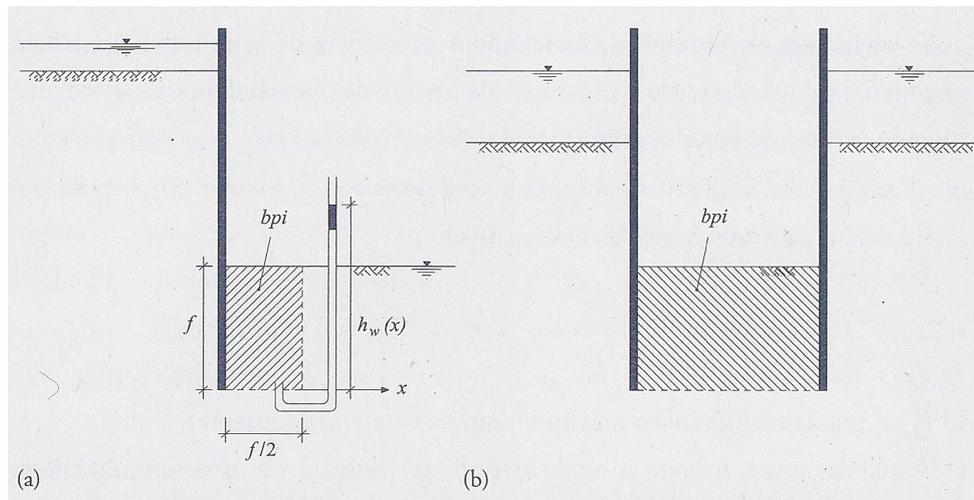


Figura 17. Bloco potencialmente instável (bpi) por levantamento hidráulico: a) geometria recomendada por Terzaghi; b) geometria mais provável em ensecadeiras ou escavações de largura reduzida (Fernandes, 2012).

Esta forma de avaliar a segurança é passível de crítica, pelo facto de incorporar no cálculo a impulsão, o que atenua ou disfarça o efeito das forças de percolação e das respetivas variações, ou seja, das forças que efetivamente condicionam a segurança. Com efeito, deve ser notado que $W = W' + I$ e $U = J + I$, sendo W' o peso submerso do bloco de terra potencialmente instável, I a impulsão e J a resultante das forças de percolação no mesmo bloco. Por esta razão, a maioria dos autores considera mais correto calcular o coeficiente de segurança por meio da razão do peso submerso do bpi , W' , pela resultante das forças de percolação a este aplicadas

$$F = \frac{W'}{J} = \frac{\gamma' V}{i_{med}^{bpi} \gamma_{sat} V} = \frac{i_{cr}}{i_{med}^{bpi}} \quad (75)$$

em que V é o volume do bpi e i_{med}^{bpi} representa o gradiente hidráulico médio no bpi .

Observando a Figura 10, verifica-se que o gradiente médio no bpi , i_{med}^{bpi} , é superior ao gradiente hidráulico médio de saída, i_{max}^{jus} . Quer isto dizer que, num maciço homogéneo, o modo de rotura condicionante será o levantamento hidráulico.

A Figura 18 representa uma situação em que pode ocorrer uma forma particular de levantamento hidráulico. São as escavações abaixo do nível freático inicial do terreno e em que existe por baixo do fundo da escavação uma camada de argila que, por seu turno, é sobrejacente a uma camada altamente permeável. Esta última designa-se, muitas vezes, por aquífero.

Na Figura 18, assinala-se o bloco potencialmente instável, bloco $ABCD$, em cuja face inferior, CD , tendem a exercer-se pressões da água praticamente coincidentes com as pressões (hidrostáticas) existentes àquela profundidade antes da escavação. Tal é devido ao facto de a muito baixa permeabilidade da camada de argila retardar muito o estabelecimento de uma rede de escoamento permanente nas novas condições hidráulicas criadas com a escavação. Aquelas pressões, conjugadas

com a remoção do peso das terras escavadas, podem dar origem ao levantamento do *bpi*. Nesta situação, para além do peso do *bpi*, é legítimo entrar com a resistência ao corte do solo ao longo das faces laterais (*AC* e *BD*) do bloco na avaliação da segurança àquele modo de rotura.

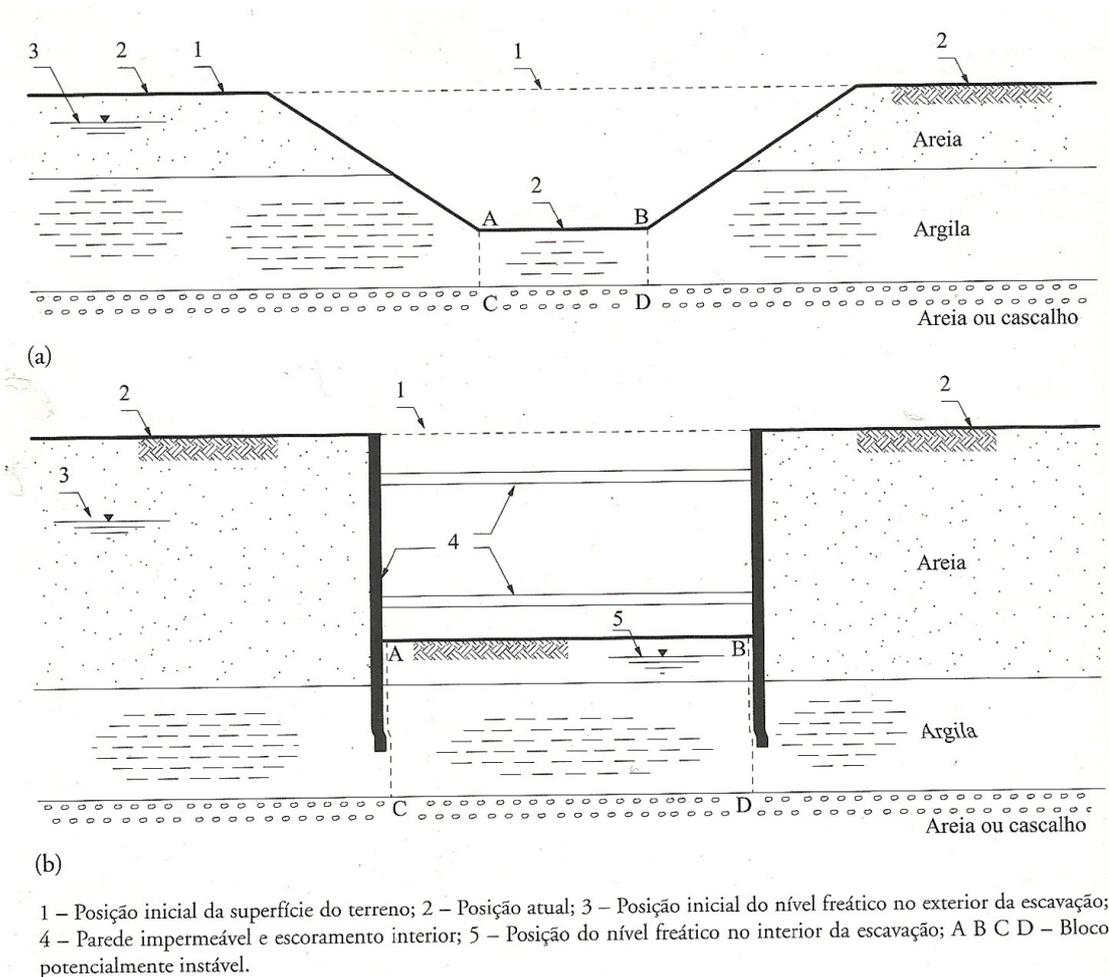


Figura 18. Situações em que pode ocorrer levantamento do fundo de uma escavação: a) escavação em talude; b) escavação suportada (Fernandes, 2012).

6.3. Erosão interna

Conforme já assinalado, a existência de um horizonte de menor permeabilidade próximo do nível da fronteira de jusante, pode propiciar a ocorrência de uma situação crítica, nomeadamente junto da cortina, com pode acontecer na situação representada na Figuras 10. Esta situação vai provocar o arrastamento ou erosão das partículas do solo nesse ponto. Esta erosão pode provocar a formação de grandes vazios ou cavidades no interior do maciço e também na interface deste com a obra hidráulica, progredindo de jusante para montante, conforme sugere a Figura 19.

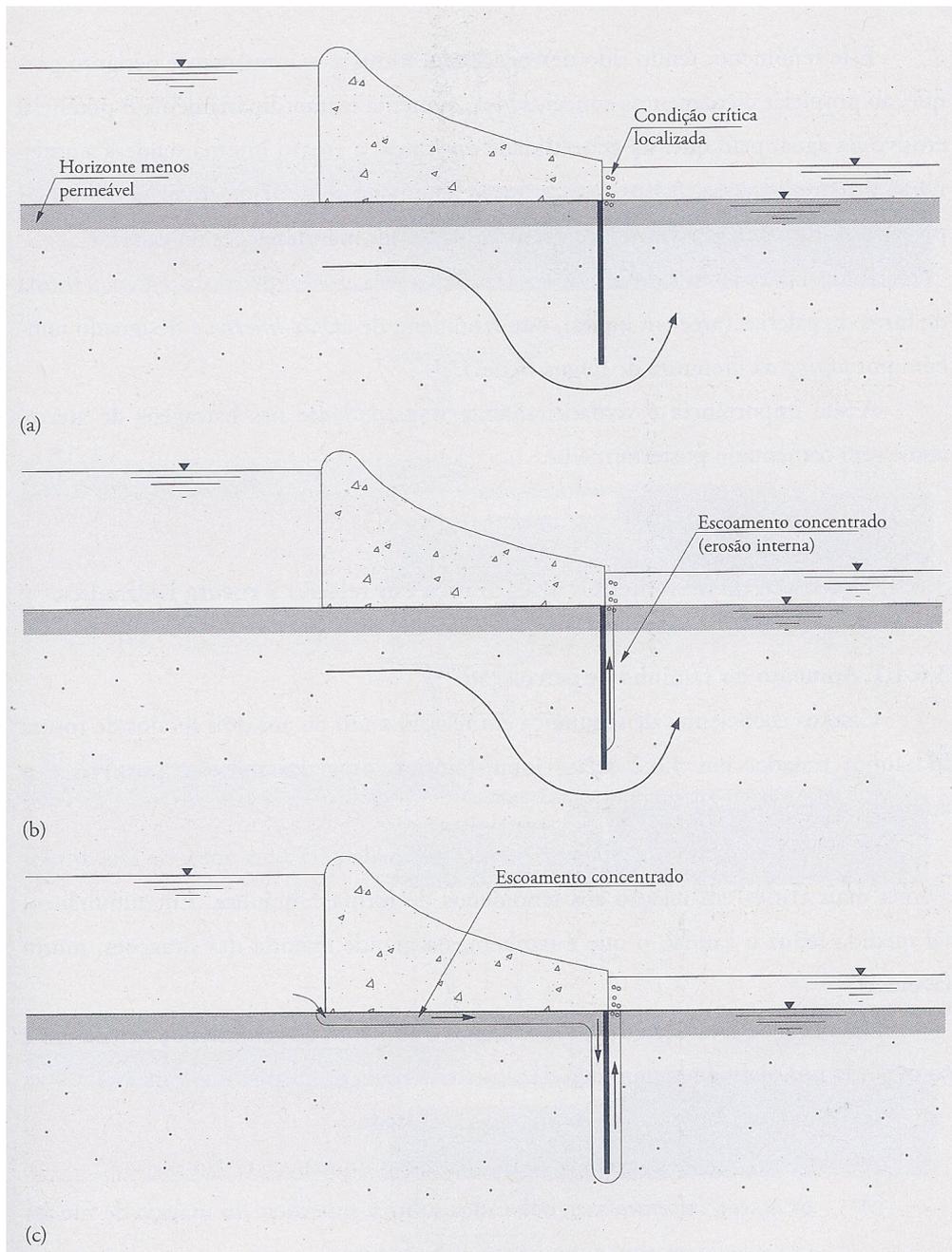


Figura 19. Desenvolvimento da erosão interna: a) início do fenômeno; b) escoamento concentrado em galeria formada por erosão interna na interface terreno-barragem; c) galeria progride em diâmetro e comprimento, atingindo a fronteira de montante (Fernandes, 2012).

Iniciado, este fenômeno torna-se extremamente perigoso porque, ao propiciar escoamentos concentrados, aumenta extraordinariamente o poder erosivo da água, pelo que, na generalidade dos casos, a erosão interna tenderá a acelerar-se e a ampliar-se. Pelas galerias a que dá origem, a erosão interna é conhecida em inglês por *piping*. Em português e uma vez que progride de jusante para montante é, por vezes, designada por **erosão retrogressiva**.

Este fenômeno é muito importante nas barragens de aterro. A título de exemplo, apresentam-se na Figura 20 quatro fases do colapso da barragem de Teton (USA) devido ao fenômeno da erosão interna.



Figura 20. Rotura da barragem de *Teton* (USA) devido a erosão interna(http://www.geol.ucsb.edu/faculty/sylvester/Teton_Dam/narrative.html).

6.4. Segurança em relação à rotura hidráulica

6.4.1. Aumento do caminho de percolação

Quando os valores dos coeficientes de segurança relativamente a um ou aos dois modos de rotura hidráulica não forem adequados, uma das soluções possíveis é o aumento do caminho de percolação. O aumento do percurso de percolação vai aumentar a dissipação de energia até á zona mais crítica relativamente aos fenómenos de rotura hidráulica. O aumento desse percurso vai também reduzir o caudal, o que é também muito favorável.

Nas escavações e ensecadeiras, o aumento do percurso de percolação pode ser conseguido aumentando a altura enterrada da cortina impermeável. Nas barragens, tal pode ser conseguido através de:

- cortinas corta-águas, instaladas no maciço da fundação;
- tapetes impermeáveis, colocados sobre a superfície do maciço de fundação imediatamente a montante da barragem.

A Figura 21, apresenta o efeito dos dois dispositivos usados em barragens para aumentar o caminho de percolação.

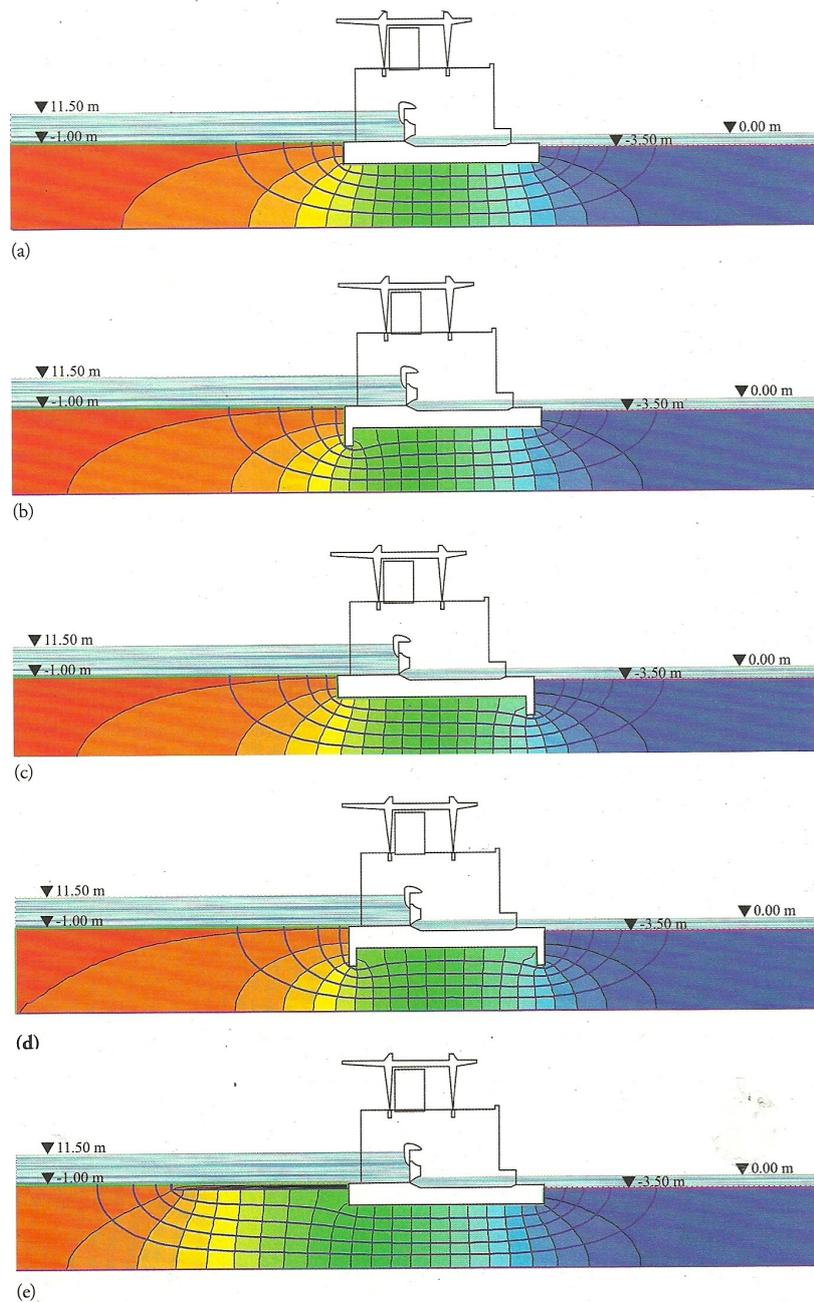


Figura 21. Redes de escoamento para diferentes soluções de controlo do escoamento na fundação de uma barragem: a) fundação simples; b) cortina corta-águas a montante; c) cortina corta-águas a jusante; d) cortinas corta-águas a montante e a jusante; e) tapete impermeável a montante (Fernandes, 2012).

Tabela 3. Valores de caudal, do gradiente hidráulico máximo de saída e da resultante das pressões da água na base da barragem para as soluções da Figura 21 (Fernandes, 2012)

Solução	Q ($m^3/dia \cdot m$)	i_{max}^{jus}	U (kN/m)
a	1357	0,17	8763
b	1244	0,15	8457
c	1244	0,11	9081
d	1152	0,11	8774
e	983	0,12	7881

A Tabela 3 resume os resultados das cinco soluções apresentadas na Figura 21, relativamente ao caudal, ao gradiente máximo de jusante e à resultante das pressões da água na base da barragem, cuja distribuição se mostra na Figura 22. Estas pressões assumem relevância, em particular, para a segurança da barragem em relação a uma rotura por escorregamento pela base; quanto maiores forem as subpressões, menores são as tensões efetivas na superfície de contacto da barragem com o maciço da fundação, logo menor é a resistência ao atrito mobilizável naquela superfície.

As Figuras 21, 22 e a Tabela 3 permitem as seguintes conclusões:

- as soluções *b* e *c* apresentam o mesmo caudal; as redes de escoamento são coincidentes;
- a cortina a jusante é muito favorável para o controlo do gradiente na fronteira de jusante, mas apresenta desvantagem (em relação à solução *b*) no que diz respeito às subpressões;
- a cortina a montante diminui as subpressões (em reação à solução *c*) mas não permite obter um compromisso razoável entre o controlo das subpressões e do gradiente hidráulico de jusante, bem como a redução do caudal;
- a opção por duas cortinas permite obter um compromisso razoável entre o controlo das subpressões e do gradiente hidráulico de jusante, bem como a redução do caudal;
- a solução com tapete impermeável a montante, quando exequível, merece ser ponderada, dependendo naturalmente a sua eficácia do comprimento do tapete.

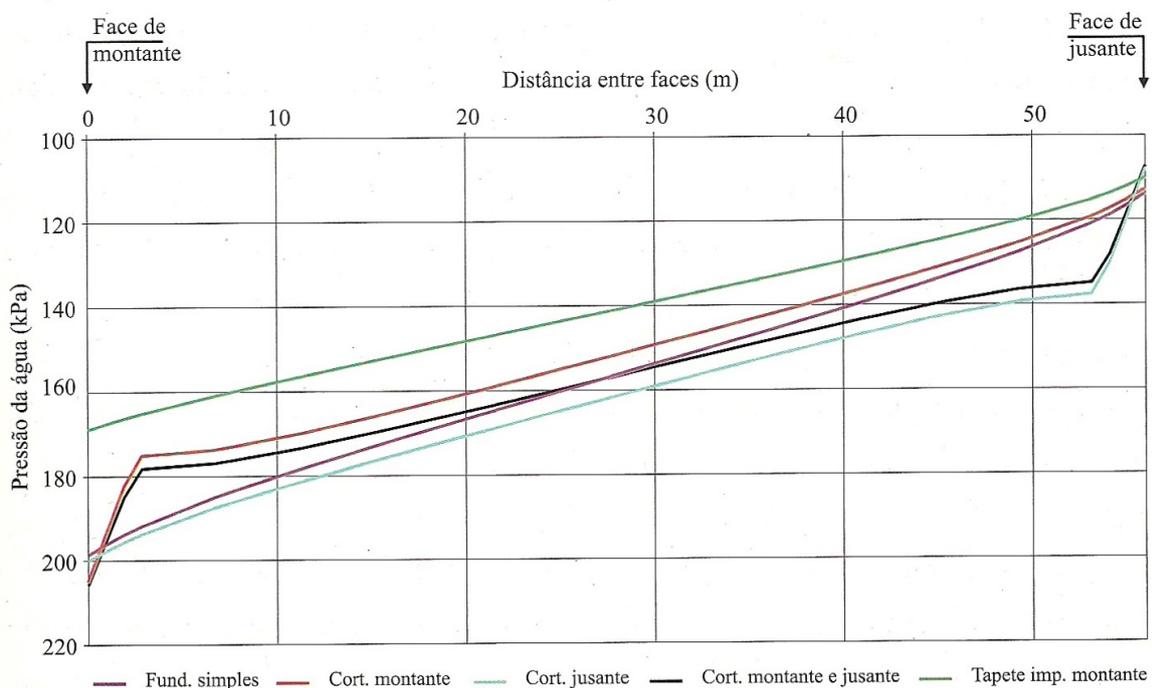


Figura 22. Distribuição das pressões da água na base da barragem para as soluções da Figura 20 (Fernandes, 2012).

6.4.2. Instalação de filtros

Os filtros são dispositivos usados para incrementar a segurança em relação à erosão interna. Destinam-se a impedir o transporte (erosão) das partículas do solo pela água, sendo nas obras do tipo das apresentadas nas Figura 10 e Figura 21 colocados sobre a superfície do maciço do lado de jusante.

Na sua forma convencional, os filtros são constituídos por um material granular (natural ou britado) com granulometria apropriada, isto é, suficientemente fina para impedir a passagem das partículas do solo a proteger, por um lado, mas também suficientemente grossa para que o filtro possua elevada permeabilidade. Este último quesito é essencial para assegurar que o gradiente hidráulico na camada do filtro seja muito baixo.

Definindo os parâmetros R_{50} e R_{15} como:

$$R_{50} = \frac{D_{50}}{d_{50}} \quad (76)$$

$$R_{15} = \frac{D_{15}}{d_{15}} \quad (77)$$

em que D_{50} e D_{15} se referem à dimensão das partículas do filtro e d_{50} e d_{15} se referem às dimensões das partículas do solo a proteger (nas percentagens respetivas de 50% e 15%), o Bureau of Reclamation recomenda para graduação dos filtros as condições que se apresentam na Tabela 4.

Nos últimos anos, têm vindo a conhecer aplicação crescente os filtros de materiais sintéticos, nomeadamente, os geotêxtis. Estes são também selecionados em função da granulometria do solo a proteger, consoante dos respetivos documentos de homologação a banda granulométrica para a qual são adequados. Em regra, estes filtros são protegidos por uma camada de material granular.

Tabela 4. Critérios a usar nos filtros (Bureau of Reclamation, 1974)

Graduação do filtro	R_{50}	R_{15}
Uniforme	5 a 10	Sem condições
Não uniforme e partículas subarredondadas	12 a 58	12 a 24
Não uniforme e partículas angulosas	9 a 30	6 a 18

6.4.3. Os filtros na segurança das barragens de aterro

As **barragens de aterro** constituem o tipo mais comum de barragens. São construídas exclusivamente com materiais naturais escavados ou obtidos em locais de empréstimo próximos, tirando-se partido das suas características próprias, nomeadamente peso e impermeabilidade. Estes materiais são colocados e compactados sem a ajuda de ligante ou de matérias aglutinantes. Por essa razão, a construção pode ser altamente mecanizada.

Estas barragens podem ainda ser divididas em dois subtipos diferentes: barragens de terra e barragens de enrocamento, consoante a percentagem usada de terra ou de pedras na sua construção. No segundo subtipo, poder-se-ão também incluir as barragens de gabiões.

Denomina-se por **barragem de terra**, a barragem de aterro em que mais de 50% do material usado na sua construção é terra compactada - argila e limos ($\varnothing < 0,1 \text{ mm}$) e areia ($\varnothing < 2 \text{ mm}$). A barragem de terra é o tipo mais comum, principalmente porque a sua construção é possível com recurso exclusivo a materiais locais sem praticamente nenhum processamento prévio, o que é bastante interessante do ponto de vista económico.

Barragem de enrocamento é a barragem de aterro em que mais de 50% do material usado na sua construção é material grosseiro - pedra e/ou gravilha ($\varnothing 2-600 \text{ mm}$). As barragens de enrocamento usam pedras não aparelhadas de todos os tamanhos colocadas em camadas e compactadas (permeabilidade global significativa) para garantir a estabilidade e obrigatoriamente uma membrana impermeável para garantir estanquicidade. Esta membrana ou camada pode ser colocada superficialmente no paramento de montante, podendo ser de asfalto, betão, mista ou de outro material impermeável. A camada impermeável pode ainda ser colocada no interior da barragem, sendo, neste caso, habitualmente de argila ou de asfalto.

A Tabela 5 apresenta as zonas e funções dos materiais em barragens de aterro. A numeração das zonas da barragem usada nas figuras até ao final do presente ponto do texto obedece à numeração da Tabela 5.

As **barragens de terra homogénea** (Figura 23) são, geralmente, construídas com argilas, argilas arenosas, areias argilosas, areias e cascalhos, podendo ainda ser construídas com solos mais permeáveis, tais como areias siltsosas, areias e cascalhos arenosos, desde que a percolação seja aceitável.

Neste tipo de barragem, todo o maciço serve para controlar a percolação da água e para transmitir cargas à fundação (Figura 23, em que, tal como acontecerá nas figuras de barragem que seguem se adota a notação apresentada na Tabela 5). Não dispõe de dispositivos especiais de controlo de percolação, filtros ou drenos, pelo que é particularmente suscetível a roturas por erosão interna e a fluxos de água emergentes no paramento de jusante.

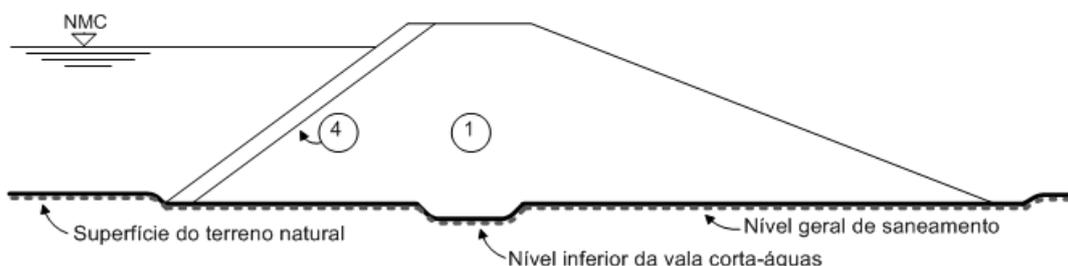


Figura 23. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea (Ferreira *et al.*, 2001).

Tabela 5. Zonas e funções dos materiais em barragens de aterro (Rijo, 2007).

Zona	Descrição	Função	Materiais de construção
1	Solo	Controlo da percolação através da barragem	Argilas, argilas arenosas, areias argilosas, areias siltosas, possivelmente com algum cascalho. Geralmente mais de 15% (de preferência mais) tem dimensões inferiores a 75 μm
2A	Filtro fino (ou dreno)	Evitar a erosão da zona 1 devido à percolação. Evitar a erosão da fundação da barragem quando usado como tapete drenante. Evitar o aumento das pressões intersticiais no talude de jusante quando usado como dreno vertical	Areias ou areias com cascalho, com menos de 5% (de preferência 2%) de partículas inferiores a 75 μm . Os finos devem ser não plásticos. Devem constituir camadas de materiais compactos que obedecem a requisitos de durabilidade e de natureza idênticos aos agregados do betão. As dimensões das partículas obedecem à condição de filtro.
2B	Filtro grosseiro (ou dreno)	Evitar a erosão da zona 2A relativamente ao enrocamento. Drenar a água percolada recolhida no dreno vertical ou tapete drenante	Areias com cascalho ou cascalhos arenosos. Devem constituir camadas de materiais compactos que obedecem a requisitos de durabilidade e de dureza idênticos aos agregados do betão. As dimensões das partículas obedecem à condição de filtro
2C	Filtro de montante sob o enrocamento de proteção	Evitar a erosão da zona 1 do núcleo relativamente ao enrocamento de montante. Evitar a erosão da zona 1 em relação ao enrocamento de proteção	Areias com cascalho ou cascalhos arenosos bem graduados, com 100% das partículas com dimensões inferiores a 75 μm e não mais de 8% com dimensões inferiores a 75 μm . Os finos devem ser não plásticos. Os requisitos de durabilidade, de dureza e de filtro são menos rigorosos que os relativos aos materiais 2A e 2B.
2D	Camada fina de amortecimento	Apoiar uniformemente a laje de revestimento em betão e, se ocorrer fendilhação da laje ou rotura de lâminas de estanquicidade, limitar o escoamento	Cascalho arenoso siltoso bem graduado, preferencialmente com 2-12% de partículas com dimensões inferiores a 75 μm para reduzir a permeabilidade. Partículas com dimensões até 200 mm são permitidas por algumas autoridades.
2E	Camada grosseira de amortecimento	Apoiar uniformemente a laje de betão armado e/ou, se ocorrer escoamento, evitar a erosão de 2D relativamente ao enrocamento	Enrocamento fino, colocado em camadas de 500 mm , de modo a resultar uma mistura bem graduada de areia/cascalho/godo, satisfazendo a condição de filtro em relação a 2D.
3A	Enrocamento	Conferir estabilidade e drenar o fluxo de água através ou sob a barragem. Evitar a erosão da zona 2B (se existente) relativamente ao enrocamento grosseiro	Enrocamento, de preferência denso, resistente e drenante após a compactação, mas muitas vezes são aceites materiais com características inferiores. É compactado em camadas de 0,5 a 1 m de espessura, com uma dimensão máxima das partículas igual à espessura da camada.
3B	Enrocamento grosseiro	Conferir estabilidade e drenar a água através ou sob a barragem	Enrocamento, de preferência denso, resistente e drenante após a compactação, mas muitas vezes são aceites materiais com características inferiores. É compactado em camadas de 1,0 a 1,5 m de espessura, com uma dimensão máxima das partículas igual à espessura da camada.
4	Enrocamento de proteção	Evitar a erosão do talude de montante provocada pela ação da ondulação	Enrocamento selecionado e durável, dimensionado para evitar a erosão do talude subjacente sob a ação da ondulação.

Os aterros deste tipo foram usados no passado em grandes barragens. No entanto, a ocorrência de acidentes e incidentes relativamente frequentes e a comprovação da eficiência de dispositivos de filtragem e de drenagem, conduziram à limitação do seu uso a barragens com altura inferior a 5 m, em locais de baixo risco.

A Figura 24 apresenta a Barragem da Caroucha, uma barragem de terra homogénea com uma altura de 16,5 m e uma capacidade útil de 550000 m³. É visível o paramento de montante protegido com enrocamento.

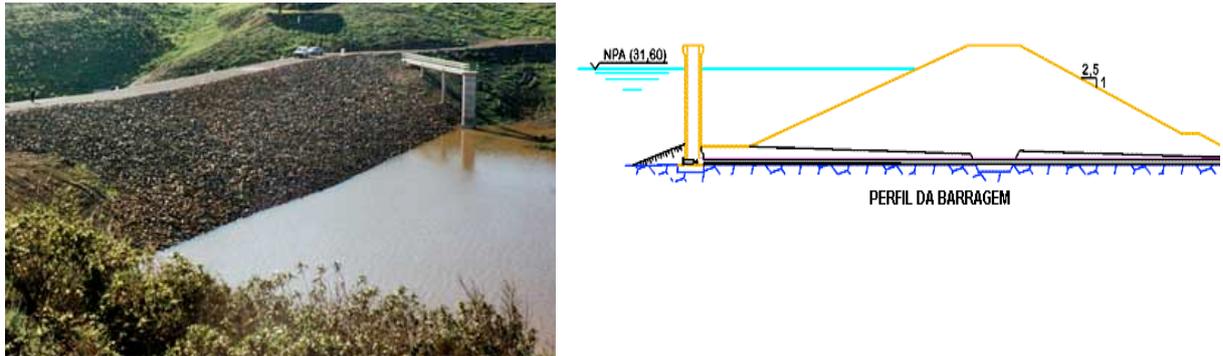


Figura 24. Barragem de terra homogénea da Caroucha (CNPGB).

Desde que a albufeira se mantenha o tempo suficiente à mesma cota, a água de percolação surgirá no paramento de jusante a uma altura de cerca de 1/3 da altura da água de montante, independentemente da inclinação do paramento e da permeabilidade do material. Este facto poderá originar instabilidade do talude. Para o evitar, pode recorrer-se à instalação de um dreno de pé de jusante ou um tapete drenante. A solução de dreno vertical é menos frequente.

Uma variante das barragens de terra homogéneas são as **barragens de terra homogénea com dreno de pé de jusante** (Figura 25), em que o dreno servirá para garantir estabilidade ao paramento de jusante, servindo para captar e escoar os caudais devidos à percolação pelo corpo da barragem. Os materiais usados no maciço são os mesmos do perfil anterior, mas, agora, acrescenta-se o dreno permeável de enrocamento ou cascalho no pé de jusante da barragem (5A, Figura 25).

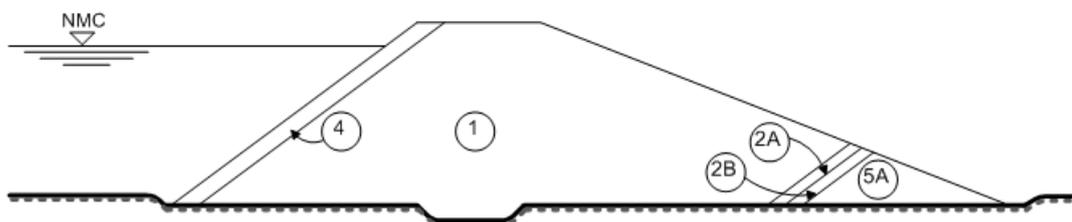


Figura 25. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante (Ferreira et al., 2001).

A Figura 26 apresenta a Barragem do Salgueiro, uma barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante, com uma altura de 28 m e uma capacidade útil de 1,65x10⁶ m³.

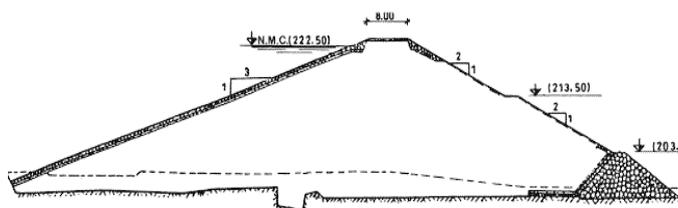


Figura 26. Barragem de terra homogénea com dreno de pé de jusante do Salgueiro (CNPGB).

O contraste de granulometria dos materiais envolvidos impôs a colocação de um filtro adequado entre os solos da barragem e os materiais do dreno de pé de jusante. Se a relação entre o coeficiente de permeabilidade na direção horizontal (k_H) e o coeficiente de permeabilidade na direção vertical (k_V) fosse próxima da unidade, o dreno de pé atrairia o escoamento da água percolada, controlando assim a erosão interna e a percolação. No entanto, como a razão entre as permeabilidades (k_H/k_V) em aterros compactados é geralmente superior à unidade, o controlo da erosão interna e da percolação seria pouco eficiente, pelo que os caudais percolados podem continuar a emergir, de um modo descontrolado, na face de jusante.

Os aterros com drenos no pé de jusante foram usados, no passado, em grandes barragens, mas os incidentes e acidentes devidos a ocorrências do tipo das mencionadas no parágrafo anterior limitaram o seu uso a barragens de pequena dimensão. A eventual construção, no futuro, de barragens com estas características, deve limitar-se a pequenas barragens, com altura inferior a cerca de 10 m, em locais de baixo risco.

Outra variante das barragens de terra homogéneas são as **barragens de terra homogénea com tapete drenante** (Figura 27) - Em algumas barragens foi adotada uma solução conceptualmente semelhante à do dreno de pé de jusante, mas na qual o controlo da percolação através do corpo da barragem, visando evitar a emergência de água no paramento de jusante, é assegurado por tapete drenante.

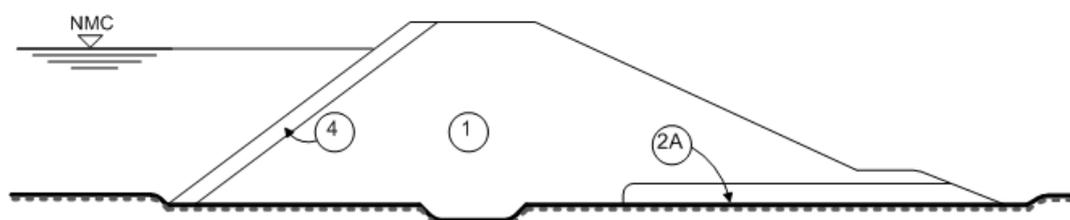


Figura 27. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea com tapete drenante (Ferreira *et al.*, 2001).

Estas barragens são ainda construídas com os mesmos materiais das barragens homogéneas, mas possuem um dreno horizontal, composto por areias ou areias e cascalhos de alta permeabilidade, na zona de jusante, no contacto do aterro com a fundação. Tal como referido para o dreno de pé de

jusante, também a eficiência do tapete drenante depende da razão k_H/k_V . Desde que para o material do aterro esta razão seja próxima da unidade, a linha de saturação não atinge o paramento de jusante, escoando-se a água através do tapete. Se o dreno for projetado como um filtro, a erosão interna é também, deste modo, controlada. No entanto, a razão k_H/k_V é, por vezes, muito alta e a água pode, “ignorando” o tapete drenante, emergir no paramento de jusante, não havendo controlo eficaz nem da percolação nem da erosão interna. No passado, foram construídas barragens até 50 m de altura só com tapete drenante. Apesar de algumas destas barragens poderem estar operacionais, desde que convenientemente instrumentadas e observadas, a adoção desta solução não é considerada, hoje em dia, uma boa prática. Os aterros apenas com tapete drenante devem ser limitados a barragens de pequenas dimensões (com altura inferior a 10 m) em locais de médio a baixo risco.

A Figura 28 apresenta a Barragem de Corte Brique, uma barragem de terra homogénea com tapete drenante, com uma altura de 28 m e uma capacidade útil de $1,46 \times 10^6 \text{ m}^3$.



Figura 28. Barragem de terra homogénea com tapete drenante de Corte Brique (CNPGB).

Ainda outra variante das **barragens de terra homogénea** são as **dotadas de dreno vertical com tapete drenante** (Figura 29). São igualmente construídas com materiais semelhantes aos dos tipos anteriores, sendo o dreno vertical (também chamado dreno chaminé) e o tapete drenante compostos por areias e cascalhos altamente permeáveis.

O dreno vertical intercepta a percolação através da barragem, sendo a água a ele afluyente conduzida para jusante através do tapete drenante. Assim, desde que ambos os dispositivos tenham capacidade de escoamento suficiente, o maciço a jusante do dreno vertical permanecerá não saturado. Este controlo é independente da razão k_H/k_V do aterro. Para além disso, se os drenos forem projetados obedecendo à condição de filtro, em relação ao material do aterro, a erosão interna estará também controlada.

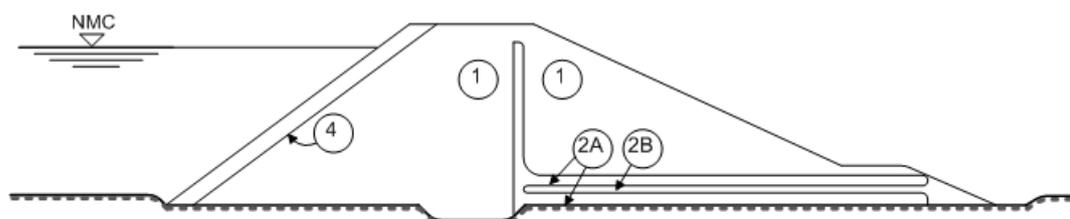


Figura 29. Perfil-tipo de uma barragem de terra homogénea com dreno vertical e tapete drenante (Ferreira *et al.*, 2001).

Quando colocado diretamente sobre a fundação, o tapete drenante intercepta também a água percolada através desta, controlando, deste modo, as pressões intersticiais na sua zona superficial e evitando a instalação de pressões no aterro geradas por este tipo de circulação de água. Se a camada inferior do tapete for dimensionada como filtro do material da fundação, controlará também a erosão interna da zona superficial da fundação. Isto é particularmente importante para as barragens construídas sobre solos permeáveis (areias, misturas de areia e cascalho e solos argilosos com estrutura permeável) ou sobre rochas alteradas ou fissuradas de franca permeabilidade, as quais são potencialmente erodíveis. Apesar de o dreno vertical ser mais fácil de executar, o problema da transferência de tensões entre materiais de diferente deformabilidade justificou a adoção de drenos chaminé inclinados em grande número de barragens. Como seria de prever, aos drenos chaminé e tapetes drenantes associaram-se drenos de pé de jusante, de forma a garantir a continuidade ao tapete e constituir uma segurança adicional para fazer face à eventual colmatagem do dreno chaminé ou do tapete drenante ou ainda a grandes e inesperados fluxos provenientes da fundação.

A Figura 30 apresenta a Barragem da Marateca, uma barragem de terra homogénea com tapete drenante e dreno chaminé inclinado, com uma altura de 24 m e uma capacidade útil de $34,7 \times 10^6 \text{ m}^3$.

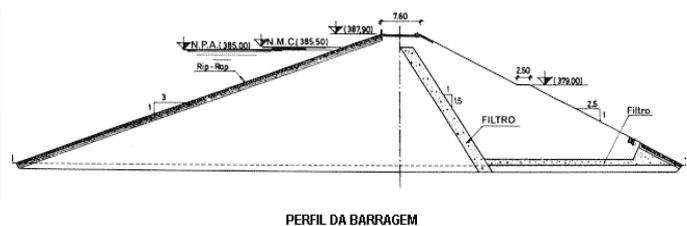


Figura 30. Barragem de terra homogénea com tapete drenante e dreno chaminé inclinado da Marateca (CNPGB).

As **barragens de terra** podem também possuir um **perfil zonado** (Figura 31). A indisponibilidade de solos relativamente homogéneos e em quantidade suficiente, conduziu à adoção de barragens de perfil zonado.

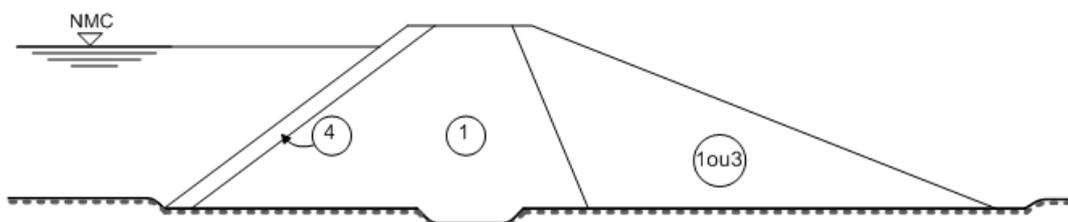


Figura 31. Barragem de terra zonada (Ferreira *et al.*, 2001)

Como se compreende, privilegia-se o aproveitamento dos materiais disponíveis com adequadas características de resistência e de permeabilidade para o maciço de montante e/ou o núcleo, e a utilização dos restantes materiais no maciço de jusante ou nos maciços de montante e de jusante, onde a sua função é a de assegurar a estabilidade. Assim, como variante às barragens de

terra homogénea surgiu este tipo de barragens, primeiramente, com todo o corpo constituído por argilas, argilas arenosas, areias argilosas e misturas de argila, areia e cascalho. O zonamento decorre da adopção de diferentes energias de compactação e teores em água, tendo a zona que assegura primordialmente a impermeabilização um maior grau de adensamento e de teor em água. Essa zona inclui o maciço de montante e o núcleo (Figura 31) ou apenas o núcleo. Alternativamente, os maciços podem ser construídos a partir de rochas alteradas de baixa resistência, que fraturam durante a compactação, formando assim uma mistura de solo e de rocha, com permeabilidade superior, mas com material granular fino suficiente para permitir algum controlo da erosão interna.

A Figura 32 apresenta a Barragem do Alijó, uma barragem de terra zonada com tapete drenante e dreno chaminé inclinado, com uma altura de 40 m e uma capacidade útil de $1,59 \times 10^6 \text{ m}^3$.

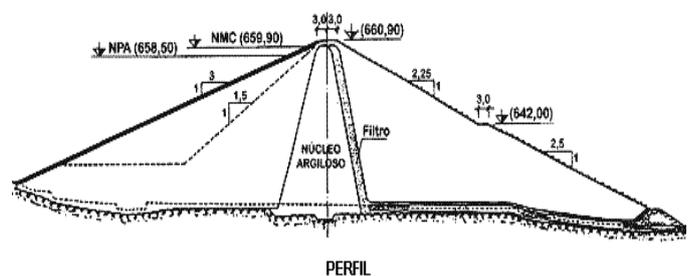


Figura 32. Barragem de terra zonada com tapete drenante e dreno chaminé inclinado do Alijó (CNPGB).

As barragens podem ter uma constituição mista, como acontece com as **barragens de terra e enrocamento com núcleo central** (Figura 33). O núcleo central deste tipo de obras é, em geral, constituído por materiais de aterro análogos aos descritos para as barragens homogéneas, mas também pode ser constituído por materiais mais permeáveis, como areias siltosas ou rochas alteradas compactadas, desde que a permeabilidade (e o caudal percolado resultante) seja aceitável. O núcleo é ladeado, a montante e a jusante, por maciços de enrocamento. Idealmente, a rocha a usar nos maciços estabilizadores deverá ser resistente e durável.

Para controlar a erosão interna, são ainda colocados filtros entre o núcleo e os maciços de enrocamento.

Desde que o enrocamento seja suficientemente permeável, a água percolada através do núcleo de terra atinge rapidamente a zona do maciço de jusante junto à fundação, mantendo-se a restante zona, por isso, praticamente seca. As pressões intersticiais no núcleo são dependentes da razão k_H/k_V do seu material constituinte, mas como esta zona é suportada pelos maciços de enrocamento, a estabilidade não é particularmente sensível a estas pressões. Este perfil tipo, com o núcleo central de solo e os maciços estabilizadores de enrocamento, é adequado para a construção de barragens de grande altura, sendo de realçar que foram já construídas, por este processo, barragens que atingiram alturas de 300 m. Para barragens com altura inferior a 20 m, a escolha desta solução envolve algumas dificuldades na construção, devido ao reduzido espaço disponível, revelando-se mais económica outras soluções.

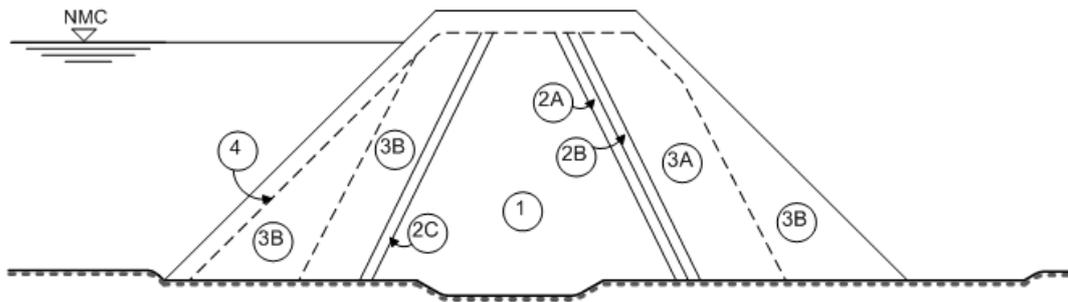


Figura 33. Barragem de terra e enrocamento com núcleo central (Ferreira *et al.*, 2001).

A Figura 34 apresenta a Barragem de Alcoutim, uma barragem de terra de enrocamento com núcleo impermeável, com uma altura de 30,5 m e uma capacidade útil de $0,91 \times 10^6 \text{ m}^3$. Na foto, é visível a decapagem da área que irá ficar submersa e no perfil transversal é visível o núcleo central impermeável e o dreno chaminé inclinado.

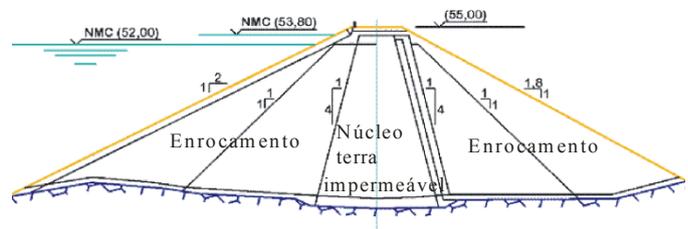


Figura 34. Barragem de terra e enrocamento com núcleo central de Alcoutim (CNPGB).

Podem ainda existir um último tipo de barragens de terra, a **barragem de terra e enrocamento com núcleo inclinado** (Figura 35) – Estas barragens utilizam os materiais indicados para as barragens já referidas, mas oferecem, relativamente às últimas, as seguintes vantagens:

- necessidade de menor quantidade de solo na materialização do núcleo;
- a colocação dos materiais do núcleo e dos filtros pode ser posterior à construção do maciço de jusante; feita durante épocas chuvosas, quando a colocação dos solos se revela impraticável;
- a construção faseada é facilitada pela colocação do núcleo junto ou próximo do talude de montante.

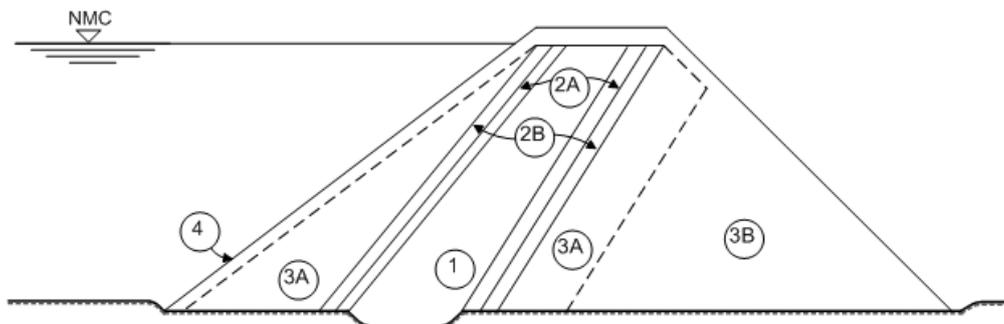


Figura 35. Barragem de terra e enrocamento com núcleo inclinado para montante (Ferreira *et al.*, 2001).

A aparente vantagem decorrente da possibilidade do talude de jusante ser mais inclinado é usualmente contrabalançada pela necessidade de dotar o talude de montante de um declive mais moderado do que o requerido para barragens com núcleo central.

O controlo da percolação e da erosão interna para este tipo de perfil é adequado, não existindo limitação teórica para a altura das barragens com núcleo central ou inclinado, sendo, por esse motivo, ambos os processos usados na construção de grandes barragens. Tal como no caso anterior, em barragens com altura inferior a 20 m, a construção torna-se complicada devido a limitações de espaço, podendo outros tipos de barragens resultarem mais económicos.

As barragens de enrocamento terão de ter, obrigatoriamente, um núcleo ou cortina impermeável. As **barragens de enrocamento com cortina de betão** (Figura 36). Destas, as mais frequentes são construídas com enrocamentos drenantes, com uma camada amortecedora, de enrocamento selecionado, entre a laje de revestimento do paramento de montante, de betão, e o aterro de enrocamento, de modo a apoiar uniformemente a laje. A laje é betonada sobre o enrocamento (normalmente depois deste estar totalmente construído), armada, com juntas de contração, dotada de dispositivos de estanquicidade, de modo a ter em conta as deformações provocadas pela retração do betão, pelas variações térmicas ambientais e pela deformação induzida pela pressão hidrostática. Na zona de contacto do paramento de montante com a fundação, esta laje é prolongada por uma estrutura mais rígida de betão armado (viga ou laje), devidamente encastrada na fundação e designada por plinto, capaz de conferir uma ligação estanque entre a cortina de betão e a fundação. O plinto é idealmente ancorado em rocha sã, não erodível e de baixa permeabilidade.

As cortinas impermeáveis de betão podem também ser localizadas, como um núcleo, no interior do aterro (Figura 37). Ambas as soluções têm vantagens e inconvenientes, havendo autores que, dada a maior facilidade de acesso e a maior estabilidade que conferem à barragem, são favoráveis à localização da cortina no paramento de montante. A componente vertical da impulsão hidrostática tem, neste caso, uma função estabilizadora, e toda a base de contacto da barragem com a fundação contribui para resistir ao deslizamento.

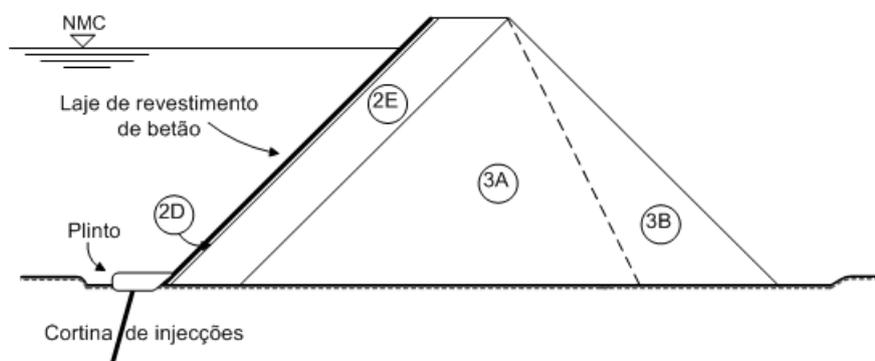


Figura 36. Barragem de enrocamento com cortina de betão (Ferreira *et al.*, 2001).

Em algumas barragens, em vez da cortina de betão, tem-se adotado uma membrana mais deformável (o betão no paramento de montante pode fendilhar como resultado de assentamentos diferenciados do aterro), de betão betuminoso.

A Figura 38 apresenta a Barragem da Apartadura, uma barragem de enrocamento com cortina de betão sobre o paramento de montante, com uma altura de 46,5 m e uma capacidade útil de $7 \times 10^6 \text{ m}^3$. Na foto, são visíveis duas banquetetas no paramento de jusante; em cada uma das quais haverá uma caleira na parte de montante para interceptar as águas que escorrem ao longo do talude e que serão desviadas através da caleira para as valetas ao longo dos encontros da barragem, sendo visível a banqueteta do encontro esquerdo.

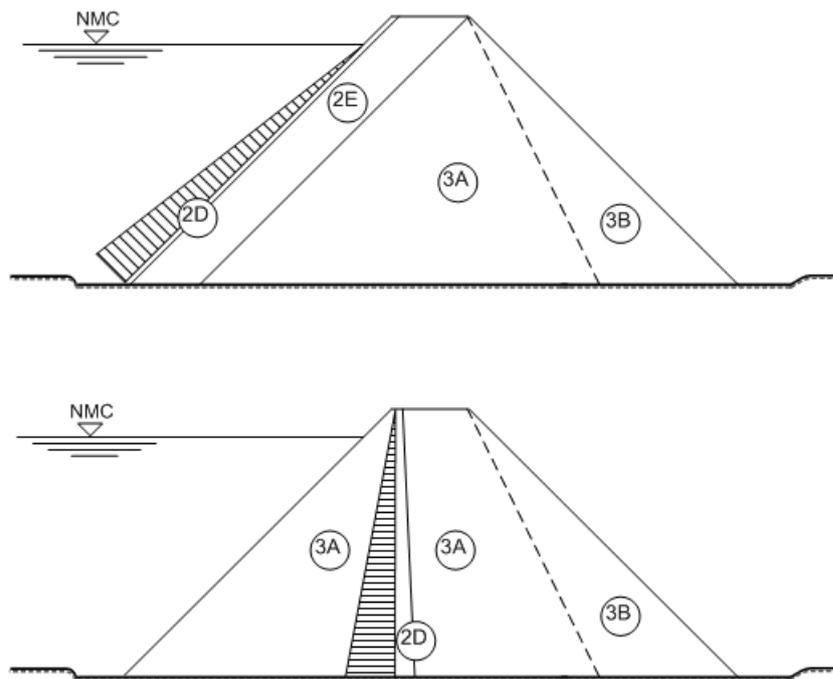


Figura 37. Localização de cortinas de betão em barragens de enrocamento (Ferreira *et al.*, 2001)

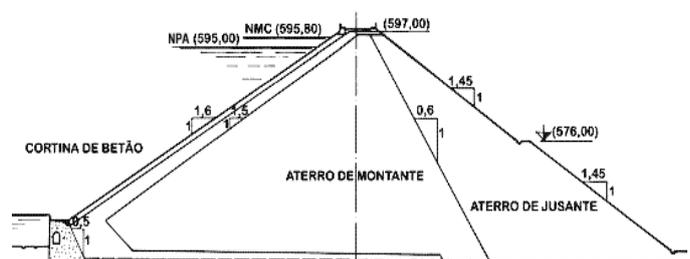


Figura 38. Barragem de enrocamento com cortina de betão a montante da Apartadura (CNPGB).

A Tabela 6¹⁸ resume os critérios recomendados pela International Commission on Large Dams para seleção da granulometria de filtros de barragens de aterro. Estes critérios são baseados num grande número de ensaios de laboratório, envolvendo solos com uma vasta gama de granulometria e de plasticidade.

Tabela 6. Critérios para filtros em barragens de aterro (ICOLD, 1994)

Grupo	Caraterísticas	Critérios de filtro	Obs.
1	Argilas e siltes finos com mais de 85% (em peso) de passados no peneiro nº 200	$D_{15} \leq 9d_{85}$	$D_{15} \geq 0,2 \text{ mm}$
2	Argilas e siltes finos arenosos e areias argilosas e siltosas com 40 a 85% de passados no peneiro nº 200	$D_{15} = 0,7 \text{ mm}$	% referidas aplicam-se à parte do solo passada no peneiro nº4
3	Argilas e cascalhos siltosos ou argilosos com 15% ou menos de passados no peneiro nº 200	$D_{15} \leq 4d_{85}$	---
4	Solos de transição entre os grupos 2 e 3, isto é, a %, x, de passados no peneiro nº200 situa-se entre 15% e 40%.	$D_{15} \leq \left[\frac{(40 - x)}{(40 - 15)} \right] (4 - 0,7 \text{ mm}) + 0,7 \text{ mm}$	% referidas aplicam-se à parte do solo passada no peneiro nº4

7. Capilaridade

A ascensão de um fluido através de um tubo capilar designa-se por **capilaridade**.

Um tubo capilar inserido numa superfície líquida forma um menisco côncavo (Figura 39), cujo raio de curvatura e cuja altura de ascensão capilar no tubo, h_c , são inversamente proporcionais ao diâmetro do tubo. A concavidade do menisco em direção ao fluido indica que a pressão no interior do tubo é inferior à pressão atmosférica¹⁹. No caso dos tubos cilíndricos, o menisco assume uma forma esférica, com as relações geométricas apresentadas na Figura 38c.

Na Figura 39b, $u < 0$ e $u > 0$ significam, respetivamente, que a altura representativa da pressão é inferior e superior à altura representativa da pressão atmosférica (lembre-se, esta é igual a 10,33 m.c.a.). O zero não significa zero absoluto, sendo usual em engenharia considerar como zero a pressão atmosférica, como acontece no caso em análise.

¹⁸ Os ensaios e peneiração fazem parte da análise granulométrica dos solos e são considerados ensaios de caracterização. A peneiração é usada principalmente para a determinação das frações mais grossas da amostra como o pedregulho e as areias. Em Portugal, usa-se a série de peneiros ASTM (da ASTM International, uma organização internacional de padronização) de malha quadrada. Nesta série, ao peneiro nº200 corresponde uma malha de 0,075 mm e ao peneiro nº4 uma malha de 4,75 mm.

¹⁹ Pressão inferior à pressão atmosférica ($1 \text{ atm} = 1 \text{ bar} = 101200 \text{ Nm}^{-2} \rightarrow h_w = u/\gamma_w = 101200 \text{ Nm}^{-2}/9800 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \cong 10,33 \text{ m.c.a.}$), mas superior ao zero absoluto (-101200 Nm^{-2}), de modo a evitar o fenómeno da **cavitação**, que consiste na formação de bolhas gasosas no interior de uma massa líquida em movimento (devido à passagem da água do estado líquido para o estado gasoso por se ter atingido a tensão de vapor e devido à libertação de gases que, a pressões mais altas, estavam dissolvidos na água), a coalescência das bolhas gasosas formadas (junção), o seu transporte para zonas de maiores pressões e o seu posterior colapso, que dá origem a grandes sobrepressões, nomeadamente, sobre as paredes físicas do escoamento. A unidade m.c.a significa metros de coluna de água, significando a altura representativa da pressão ou altura piezométrica tomando como líquido de referência a água, o que é usual em hidráulica.

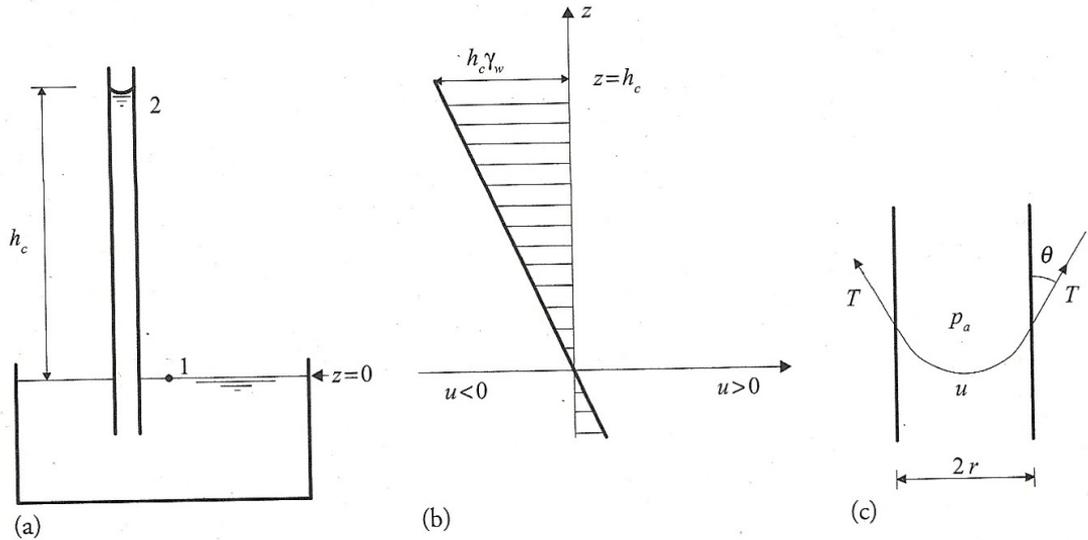


Figura 39. Capilaridade: a) ascensão capilar; b) pressões na água no interior do tubo; c) menisco côncavo na interface água-ar (Fernandes, 2012).

A capilaridade é uma consequência da tensão superficial, que ocorre nas interfaces líquido-gás (no caso água-ar) ou na superfície de separação de dois líquidos imiscíveis (exemplo: água-azeite). Conforme já assinalado, o líquido à superfície comporta-se como uma membrana elástica ou filme, por as moléculas líquidas à superfície sofrerem a ação de uma força não nula, que as “empurra” no sentido do líquido (Figura 38). De facto, enquanto que no interior da massa líquida as forças de atração são isotrópicas, à superfície as forças que atuam sobre as partículas são maiores no sentido do líquido que no sentido do ar, causando uma contração da superfície do líquido.

Aplicando o Teorema de Bernoulli aos pontos 1 e 2 (Figura 39a), não havendo escoamento no interior do tubo, tem-se que $H_1 = H_2 \cong h_1 = h_2$. Para o ponto 1 vem $z=0$ e $h_{w1}=0$, logo, $h_1=0$. Sendo pois $h_2=0$, vem $h_{w2} = -h_c$, ou seja

$$u_2 = -\gamma_w h_c \quad (78)$$

concluindo-se que a pressão da água no interior de um tubo capilar é inferior à pressão atmosférica, crescendo em valor absoluto de baixo para cima de acordo com a equação (78).

Na Figura 39c, T representa a tensão superficial, cuja direção é tangente ao menisco, fazendo um ângulo θ com as paredes do tubo. O integral da componente vertical da tensão tangencial ao longo do contorno terá de equilibrar o peso da coluna líquida no tubo capilar. Assim, sendo r o raio do tubo, vem

$$2\pi r T \cos \theta = \pi r^2 h_c \gamma_w \quad (79)$$

$$h_c = \frac{2T}{r \gamma_w} \cos \theta \quad (80)$$

Os vazios dos solos são pequenos e podem ser tomados como tubos capilares, ainda que irregulares. Sob o efeito da capilaridade, o movimento da água é contrário à atração da gravidade. Essa ascensão da água é chamada ascensão capilar e é bastante variável e irregular, dependendo do diâmetro dos vazios. A altura de ascensão capilar varia, por isso, entre um valor mínimo $h_{c,min}$ correspondente aos canalículos formados pelos poros de menores dimensões e um valor máximo, $h_{c,max}$, correspondente aos canalículos mais finos. Daqui resulta que, como se indica na Figura 40, acima do nível freático, o solo está saturado até à altura $h_{c,min}$, não saturado entre a altura $h_{c,min}$ e $h_{c,max}$ e seco acima desta altura.

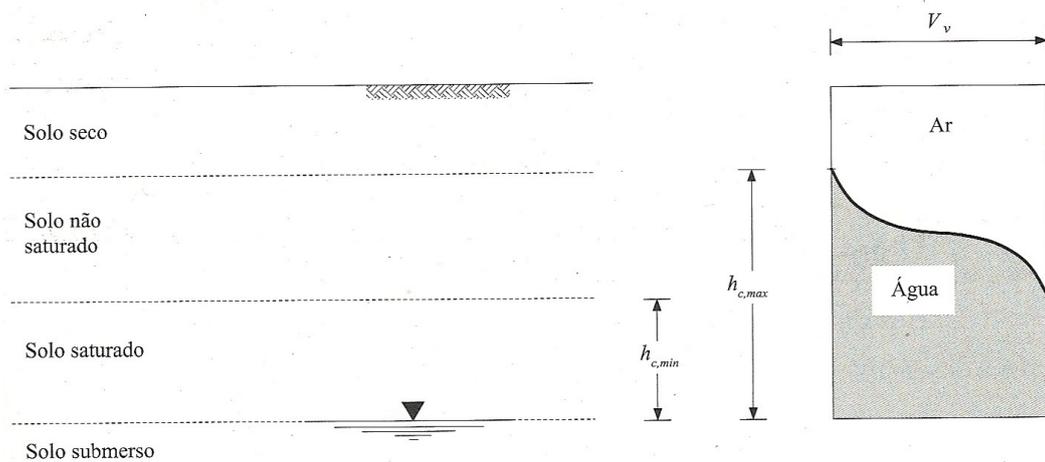
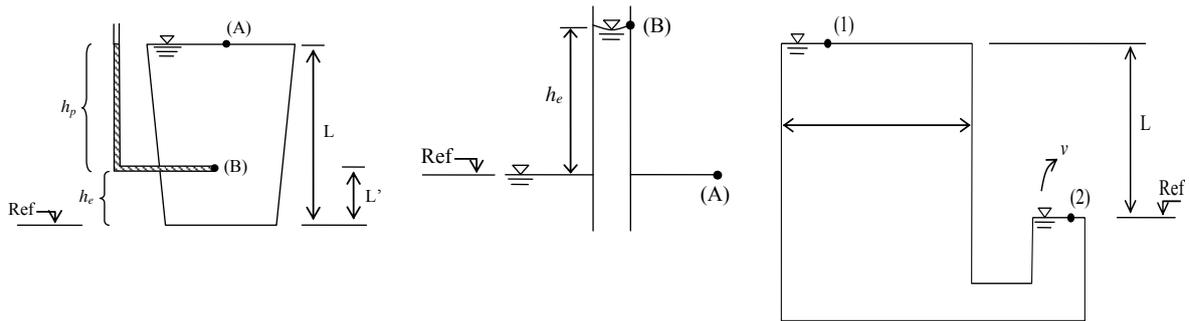


Figura 40. Efeito da capilaridade nos maciços terrosos (Fernandes, 2012).

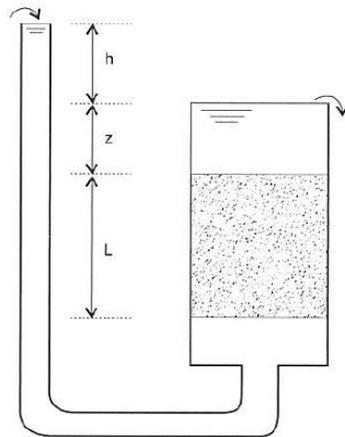
A água retida no solo acima do nível freático encontra-se, conforme assinalado, submetida a uma pressão inferior à pressão atmosférica que pode ser designada por **sução da água no solo** ou por **sução**.

8. Exercícios práticos

Problema 1 – Para as três situações esquematicamente representadas nas figuras, demonstre se há escoamento e, em caso afirmativo qual o seu sentido, e se há variação de energia entre os dois pontos assinalados.

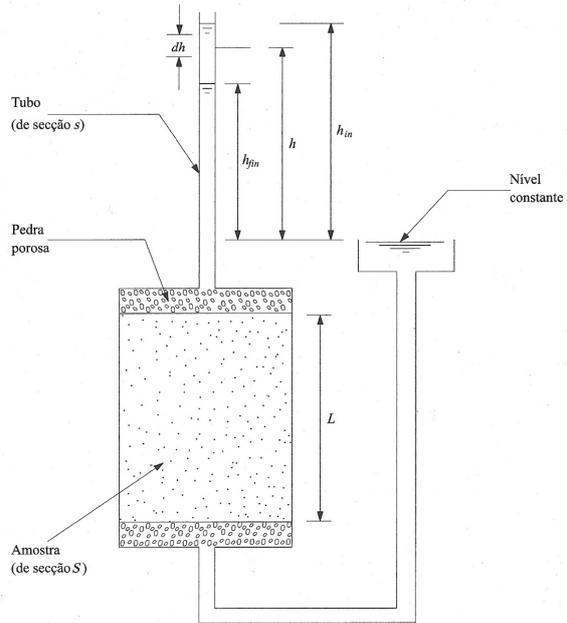


Problema 2 – Para determinação da condutividade hidráulica de uma amostra de solo, recorreu-se a um ensaio num permeâmetro de carga constante, tendo-se mantido a carga de $h = 0,28$ m durante todo o ensaio e sendo a altura de água acima da amostra de solo igual a $z = 0,24$ m (Figura). Sabendo que a altura da amostra de solo era de $L = 0,50$ m, que a área transversal do cilindro que continha a amostra de solo era 530 cm^2 , tendo em conta que a duração do ensaio foi de 18 s e que durante este intervalo se recolheram na saída do permeâmetro 100 cm^3 de água, calcule o coeficiente de permeabilidade e classifique o tipo de solo.

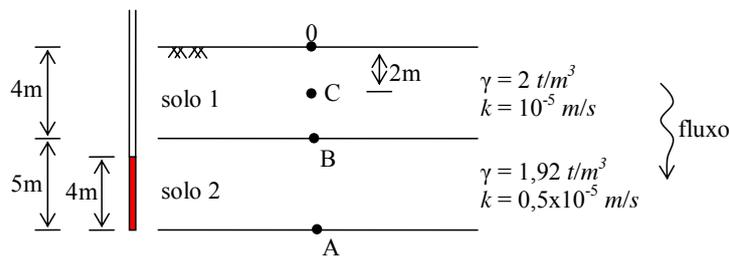


Tipo de solo	k (m/s)
Cascalhos limpos	$> 10^{-2}$
Areia grossa	10^{-2} a 10^{-3}
Areia média	10^{-3} a 10^{-4}
Areia fina	10^{-4} a 10^{-5}
Areia siltosa	10^{-5} a 10^{-6}
Siltes	10^{-6} a 10^{-8}
Argilas	10^{-8} a 10^{-10}

Problema 3 – Num ensaio de permeabilidade com carga variável, quando a carga era de 65 cm, deu-se início à contagem do tempo. Trinta segundos após, a carga era de 35 cm. Sabendo que a altura e a área transversal da amostra de solo eram, respetivamente, de 20 cm e de 77 cm² e que a área transversal da bureta do permeâmetro era de 1,2 cm², determine o coeficiente de permeabilidade.

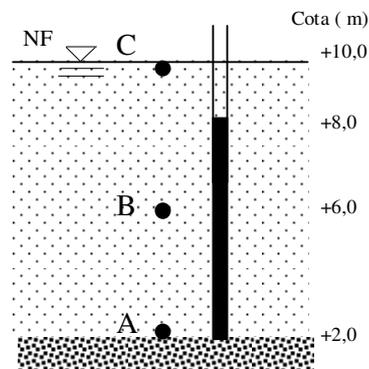


Problema 4 – Para o solo estratificado da figura anexa, calcular as tensões efetivas verticais nos pontos A, B e C, sabendo que existe uma percolação vertical que atravessa o solo (trabalhar em unidades SI; 1 tf = 10kN). Determine o caudal percolado por unidade de área de solo.



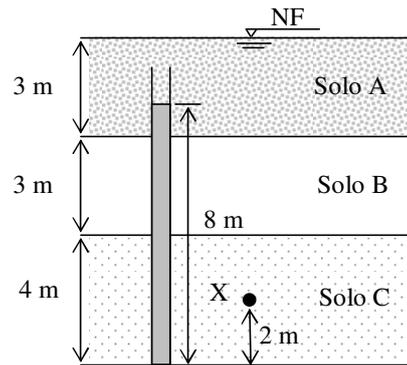
Problema 5 – Para o perfil geotécnico da figura, que representa um escoamento vertical num estrato arenoso ($\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$ e $k = 2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$) com 8 m de espessura, assente sobre uma camada de cascalho:

- identifique o sentido do escoamento;
- calcule a velocidade do escoamento;
- determine a pressão intersticial e a tensão efetiva vertical nos pontos A, B e C, considerando o plano de referência à cota 2 m.



Problema 6 – Para o perfil geotécnico da figura e considerando que as perdas de carga no solo A são desprezáveis, calcule

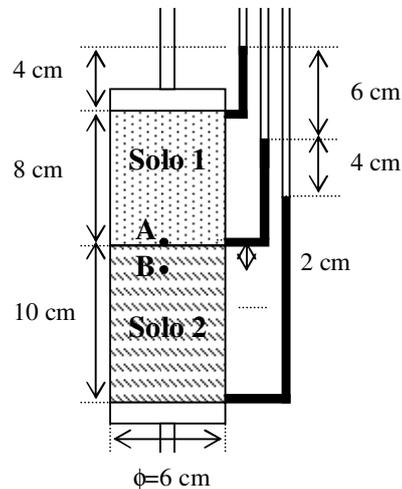
- a) a velocidade do escoamento em cada camada;
- b) a altura piezométrica medida em piezômetros colocados na fronteira entre os estratos A e B e B e C;
- c) a pressão intersticial no ponto X;
- d) a distribuição ao longo da profundidade das tensões totais, intersticiais e efetivas.



Dados:
 $\gamma_{sat,soloA} = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $k_{soloB} = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m/s}$
 $\gamma_{sat,soloB} = 17,2 \text{ kN/m}^3$ $k_{soloC} = 5,2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$
 $\gamma_{sat,soloC} = 19,0 \text{ kN/m}^3$

Problema 7 – Para o escoamento vertical representado na figura:

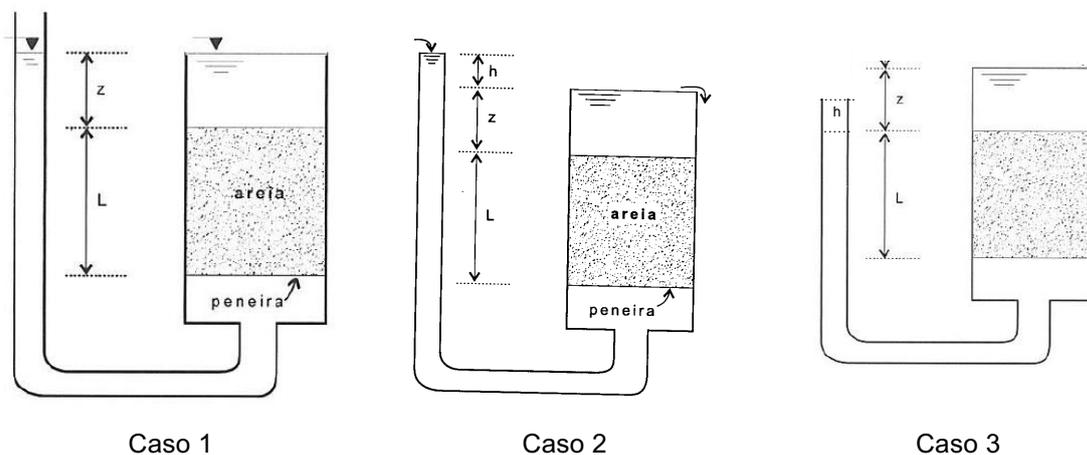
- a) determine a velocidade do escoamento;
- b) determine o coeficiente de permeabilidade do solo 2;
- c) determine a pressão intersticial nos pontos A e B;
- d) pretendendo-se manter o mesmo caudal percolado, mas considerando apenas um único solo, qual deveria ser o seu coeficiente de permeabilidade?



Dados: solo 1- $\gamma_{sat} = 18 \text{ kN/m}^3$
 $k_1 = 4 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
 solo 2- $\gamma_{sat} = 19 \text{ kN/m}^3$

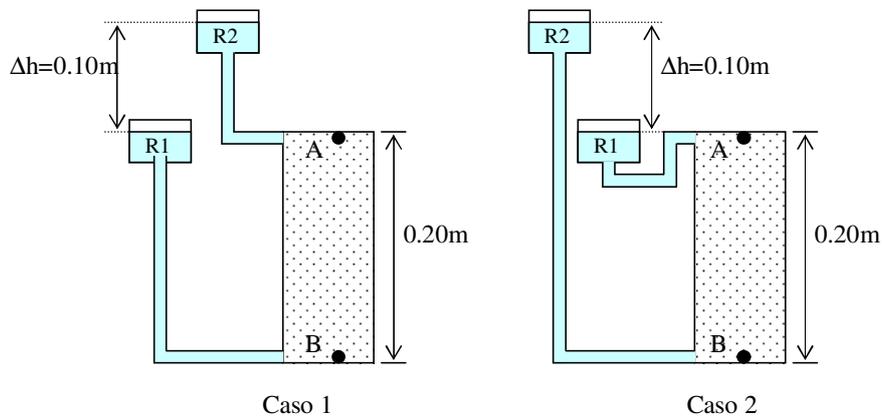
Problema 8 – Considere as três situações representadas na figura.

- a) Caracterize o escoamento e ou sua não existência a existência;
- b) estabeleça as equações de cálculo das tensões totais, pressões neutras e tensões efetivas ao longo da profundidade e trace os respectivos diagramas



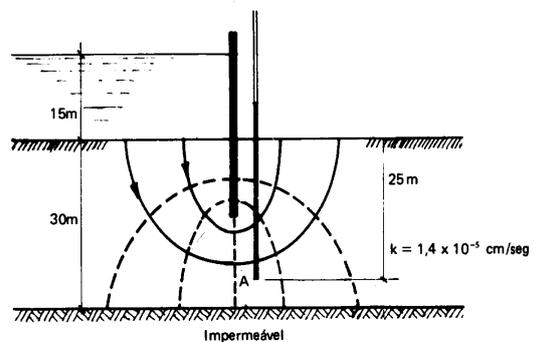
Problema 9 – Considere a figura que segue, que representa dois casos em que se provocou o escoamento de água no interior de um provete de areia ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ e $k = 0,5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$) através da alteração da posição dos reservatórios de água R_1 e R_2 . Para responder às questões seguintes, admita que o nível de água dos dois reservatórios se mantém constante.

- Identifique o sentido do escoamento para cada caso representado na figura e justifique-os.
- Para os dois casos da figura, calcule a tensão total, a pressão intersticial e a tensão efetiva vertical nos pontos A e B. Comente os resultados considerando o sentido do escoamento.
- Em que caso é possível anular a tensão efetiva vertical no ponto B? Para esse caso, determine a altura Δh a que deve estar o nível de água no reservatório R_2 , mantendo o nível do reservatório R_1 inalterado.

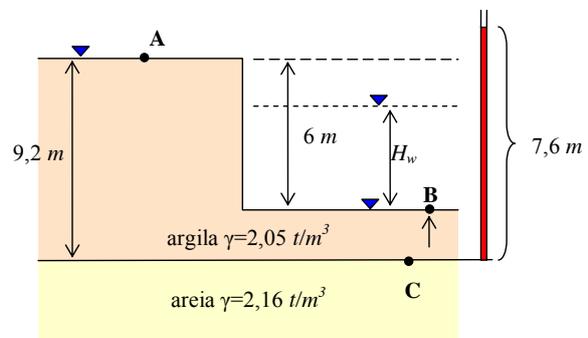


Problema 10 – Para a cortina, com 100 m de comprimento, representada na figura, calcular:

- o volume de água mensal que atravessa o maciço permeável;
- a pressão neutra no ponto A.

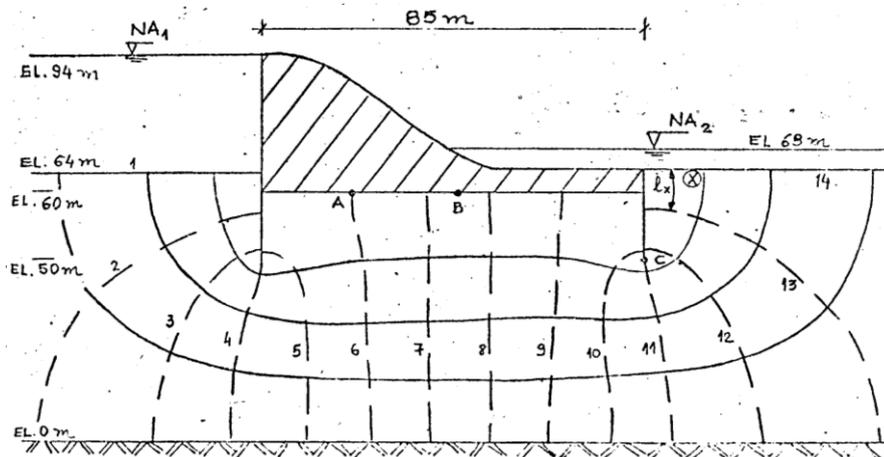


Problema 11 – Considere a escavação representada na figura. No contacto areia-argila foi instalado um piezômetro que registou uma carga de 7,6 m. A profundidade de escavação é de 6 m. Calcule a altura de água a ser mantida no interior da escavação para evitar a instabilidade hidráulica do fundo (trabalhar em unidades SI; 1 tf = 10kN).



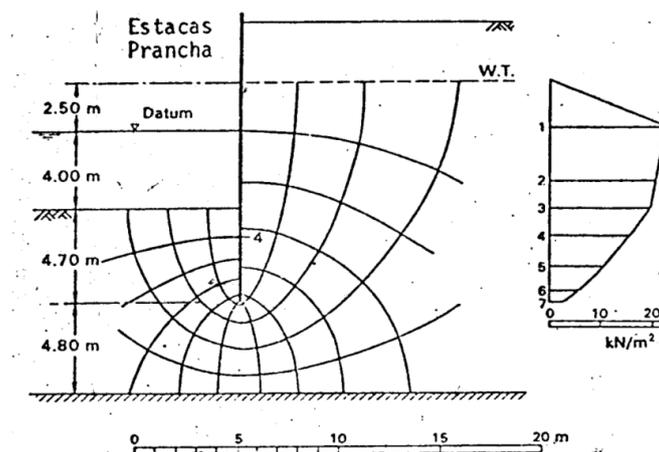
Problema 12 – Considere a rede de escoamento através da fundação da barragem de betão (descarregador) representada na figura. A montante e a jusante foram cravadas uma série de estacas, que se consideram impermeáveis. Determine ($k = 10^{-5} \text{ m/s}$):

- a) a vazão através da fundação por unidade de comprimento da barragem;
- b) o gradiente hidráulico no elemento quadrado da rede X;
- c) a pressão neutra nos pontos A, B e C

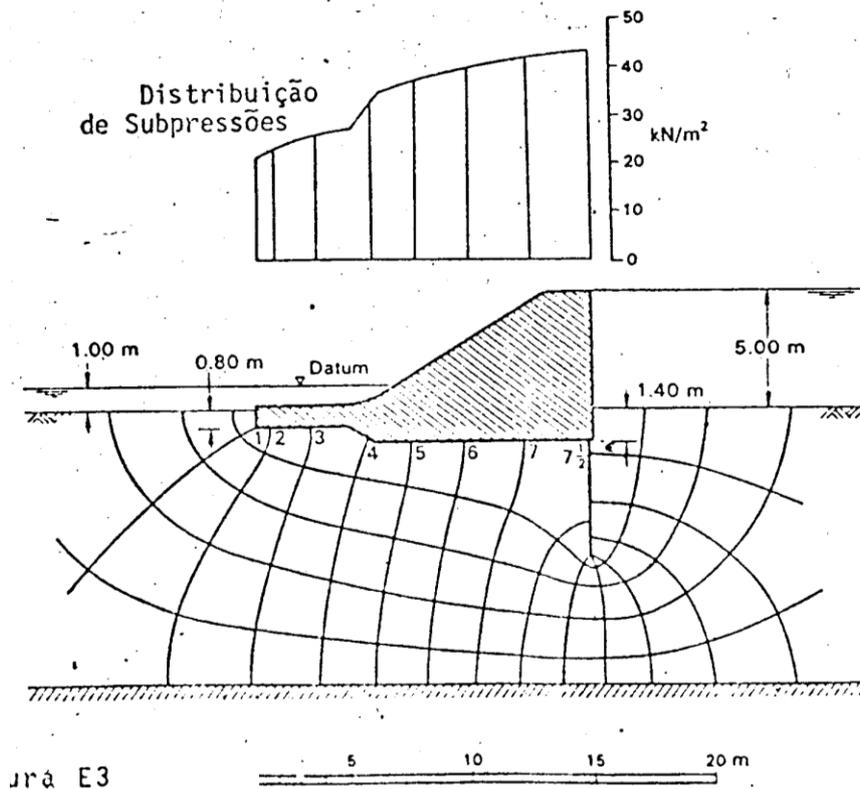


Problema 13 – A figura mostra uma cortina de estacas ao longo de um cais marítimo. Na maré baixa, as alturas das lâminas líquidas, respetivamente, em frente e atrás da cortina são de 4,0 m e 2,5 m acima do nível da maré baixa.

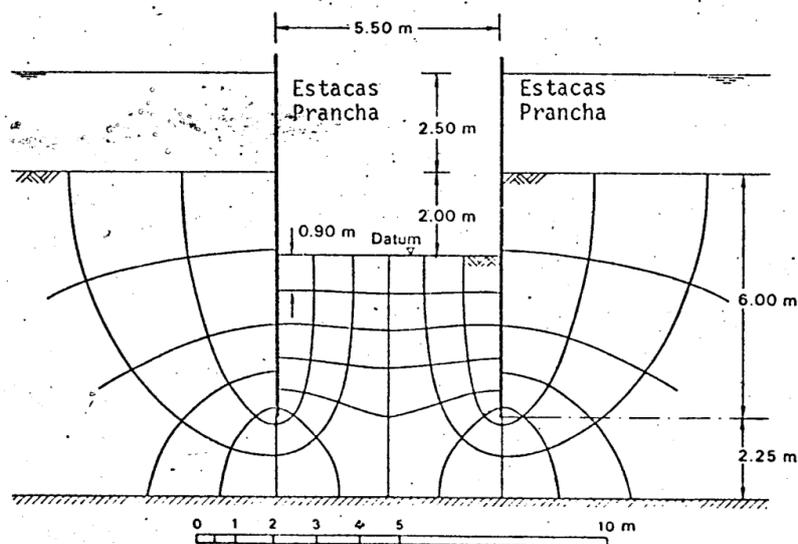
Trace o gráfico das pressões neutras atuantes sobre a cortina



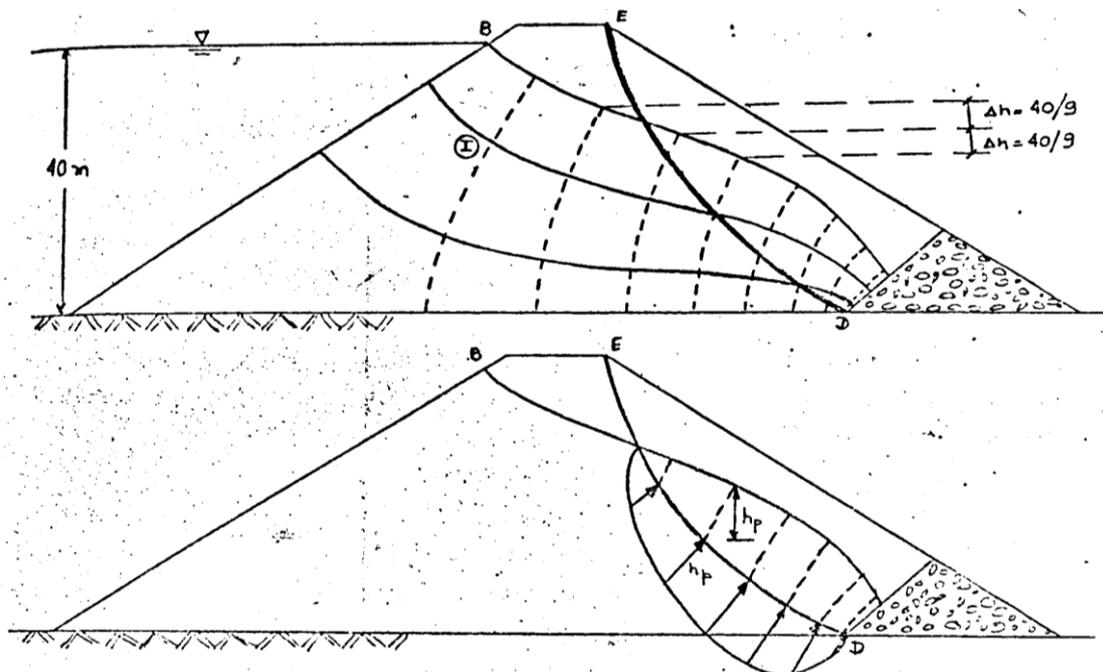
Problema 14 – A figura mostra a seção transversal de uma barragem. Sabendo que o coeficiente de permeabilidade do solo da fundação é $k = 2,5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$, determinar a vazão sob a barragem e fazer o diagrama das subpressões na base da mesma.



Problema 15 – O leito de um rio é constituído por uma camada de areia de 8,25 m de espessura sobreposta a uma rocha impermeável. A lâmina de água tem uma espessura de 2,50 m. Uma ensecadeira extensa de 5,50 m de largura é formada pela cravação de duas linhas de estacas prancha a uma profundidade de 6,00 m abaixo do nível do rio. O nível da água no interior da ensecadeira é mantido no nível da escavação através de bombagem. Se a vazão no interior da ensecadeira é de 0,25 m³/h por unidade de comprimento, qual é o coeficiente de permeabilidade da areia? Qual é o valor do gradiente hidráulico imediatamente abaixo da superfície escavada?



Problema 16 – Determinar a vazão através da barragem de terra da figura, o gradiente hidráulico no quadrado I e as pressões neutras ao longo da superfície de rotura ED . Considere $k = 5 \times 10^{-4}$ m/s.



Bibliografia

- Aysen, A. (2002) – Soil Mechanics: Basic Concepts and Engineering Applications. Lisse: Swets & Zeitlinger.
- Bureau of Reclamation (1974) – Earth Manual. Water Resources Technical Publication, 2nd edition, Denver, USA.
- CNPGB – Barragens de Portugal (http://cnpqb.apambiente.pt/gr_barragens/gbportugal/index.htm), Comissão Nacional Portuguesa de Grandes Barragens.
- Das, B.M. (2006) – Principles of Geotechnical Engineering. 6th Edition, New York, Thomson Press.
- Fernandes, M. (2012) – Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais. Vol. 1, FEUP Edições, Porto, Portugal.
- Ferreira, A. *et al* (2001) – Curso de Exploração e Segurança de Barragens. Instituto da Água, Lisboa.
- Gerscovich, D. (2011) – Fluxo em solos saturados. Faculdade de Engenharia, Departamento de estruturas e Fundações, Universidade Estadual do Rio de Janeiro.
- ICOLD (1994) – Embankment Dams. Granular filters and drains. Bulletin of the International Commission on Large Dams.
- Lencastre, A. e Franco, F.M. (1992) – Lições de Hidrologia. Universidade Nova de Lisboa, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Lisboa.
- Marangon, M. (s/d) – Hidráulica dos Solos. Faculdade de Engenharia-NuGeo/Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Juíz de Fora, Brasil.
- Quintela, A. (1981) – Hidráulica. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa.
- Rijo, M. (2007) – Estruturas Hidráulicas - Barragens. Departamento de Engenharia Rural, Universidade de Évora, 336 p.