

# Capítulo 190

## Dimensionamento de *weep holes* em canais revestidos

## 190 – Dimensionamento de *weep holes* em canais revestidos

### 190.1 Introdução

Quando temos um canal revestido de concreto, precisamos verificar se não haverá levantamento (*uplift*) da laje de fundo.

Podemos, através do próprio peso da laje  $W$ , verificar se é maior que a força de levantamento *uplift*  $F_u$ .

Caso não queiramos fazer uma dimensão muito grande da laje, podemos recorrer a fazer *weep holes*, conforme Figura (190.1), que consiste em introduzir tubos perfurados de 25mm a 75mm para permitir a passagem da água do solo para a superfície, diminuindo a pressão hidrostática.

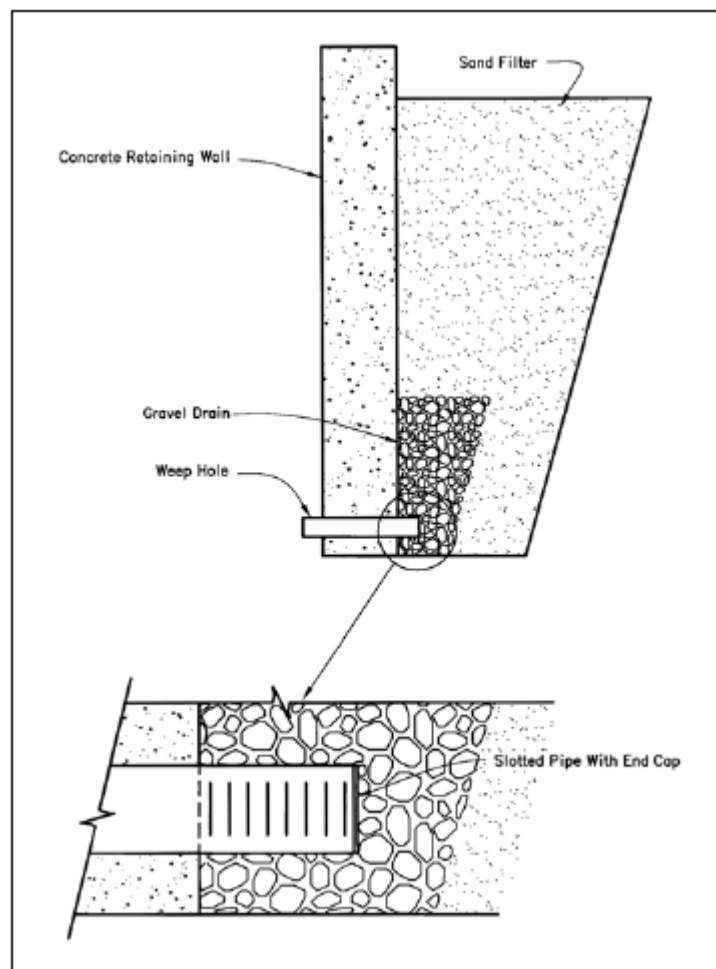


Figura 190.1 – Weep hole

## 190.2 Dimensionamento

Primeiramente, fazemos a Rede de Fluxo, já muito conhecida, no canal, supondo que o mesmo está vazio, mas o solo está encharcado de água. Supomos que houve o abaixamento rápido do canal que não é instantâneo e pode durar vários dias.

Vamos calcular a vazão que vai para cada *weep hole*, supondo que a distância máxima entre eles é de 3m.

Supomos a metade do canal e calculamos o valor de  $q$ .

$$q = (N_f / N_q) \times K \times h \quad \text{m}^3/\text{s}$$

Supomos que a largura máxima entre os *weep hole* é de 2m. O máximo entre os *weep hole* de distância de eixo a eixo é de 3m, mas adotaremos a distância máxima de 2m.

$$q \times 2$$

## 190.3 Equações de Zangar

A taxa de recarga na zona vadosa pode ser calculada usando a Equação de Zangar, conforme Bouwer (2002).

Metcalf e Eddy (2007) apresentam três equações devidas a Zangar e citados por Bouwer e Jackson (1974). As equações são para  $S_i \gg L_w$  e  $S_i < 2L_w$ :

Vamos tratar de três apresentações das equações de Zangar que chamaremos de Tipo A, Tipo B e Tipo C.

### Equação Tipo A, para $S_i \gg L_w$

$$Q = (K \times 2 \times \text{PI} \times L_w^2) / \{ \ln [ L_w/rw + ( L_w^2/rw^2 - 1)^{0,5} ] - 1 \}$$

Sendo:

$K$ = condutividade hidráulica (m/s)

$Q$ = vazão ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$L_w$ = profundidade da água dentro do *dry well* (m)

$\text{Ln}$ = logaritmo neperiano

$rw$ = raio do poço (m)

$s_i$ = distância do fundo do *dry well* até a área impermeável (m).

Observar que não leva em conta o nível do lençol freático, conforme se pode ver na Figura (190.1).

### Equação Tipo B, para $S_i < 2L_w$

$$Q = K \times [ \text{PI} \times L_w \times (3 \times L_w + 2 \times S_i) ] / (3 \ln (L_w/rw)) \quad S_i < (2 \times L_w),$$

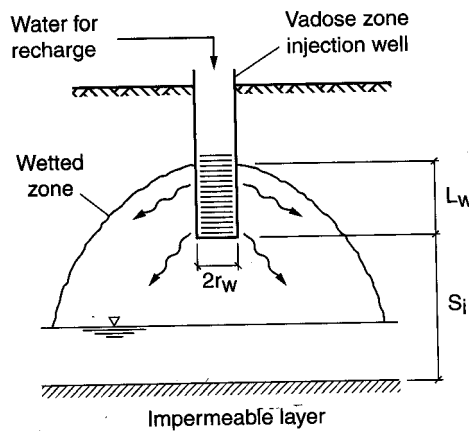


Figura 190.2 – Esquema de um poço seco executado na zona vadosa

### Equação Tipo A, para $S_i \gg L_w$

$$Q = (K \times 2 \times \pi \times L_w^2) / \{ \ln [ L_w/r_w + ( L_w^2/r_w^2 - 1)^{0,5} ] - 1 \}$$

Sendo:

K= condutividade hidráulica (m/s)

Q= vazão (m<sup>3</sup>/s)

L<sub>w</sub>= profundidade da água dentro do *dry well* (m)

Ln= logaritmo neperiano

Escolhemos, portanto, a **Equação Tipo C, para  $L_w > 10 \times r_w$**

$$Q_z = ( 2 \pi K L_w^2 ) / [ \ln( 2L_w/r_w ) - 1 ]$$

Sendo:

Q<sub>z</sub>= taxa de recarga (m<sup>3</sup>/s)

K<sub>z</sub>= condutividade hidráulica (m/s) obtido em testes.

L<sub>w</sub>= profundidade da água no poço (m). Não é profundidade do poço!

r<sub>w</sub>= raio do poço (m)

ln= logaritmo neperiano

O cálculo é feito por tentativas. Temos o valor de K, o valor de L<sub>w</sub> e supomos vários raios do poço de maneira a se atingir a vazão  $Q_z \approx q_1$ .

Lembremos que a vazão Q<sub>z</sub> é para infiltração, mas, como a vazão em um poço tubular profundo que se retira é praticamente a mesma que pode ser usada para infiltração, supomos que a vazão Q<sub>z</sub> é a vazão que entra dentro do *weep hole* e, como há uma certa pressão hidrostática, a mesma sairá para fora.

### Exemplo 190.1- Dimensionamento dos *weep holes*

Verificar se haverá ou não levantamento do fundo de um canal de gabião com colchão reno com 0,30m de espessura. A largura da base do canal é de 15,70m e o talude é 1,5:1. A altura máxima do nível de água no canal é de 3,80m e a 18m da superfície temos areia argilosa praticamente impermeável.

O solo é franco argiloso com  $4,32 \text{ mm/h} = 1,2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ . Supomos que o gabião colchão reno do talude não permite a percolação da água.

Vamos aplicar a teoria dos fluxos conforme Figura (190.3).

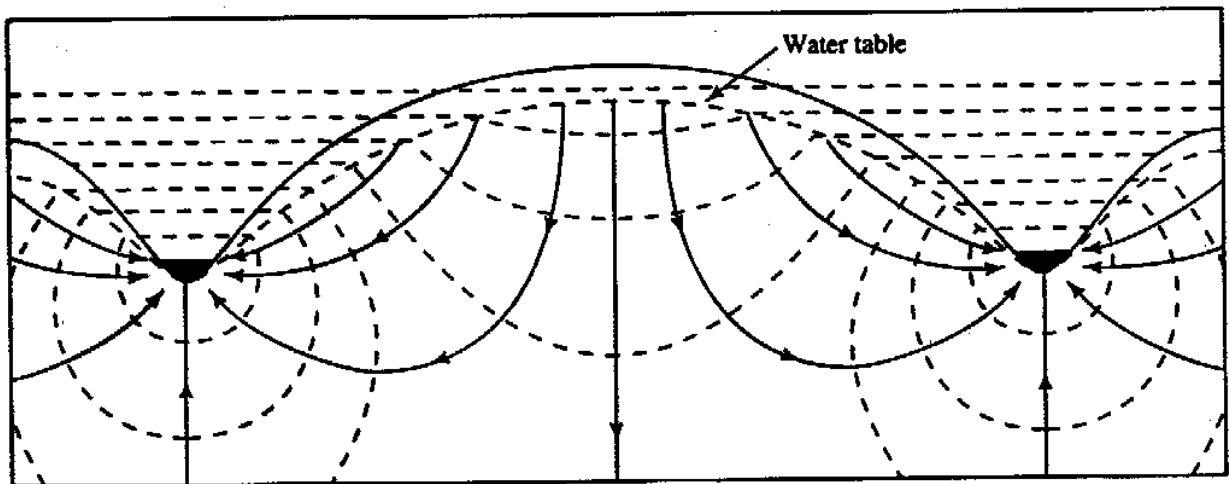


Figura 190.3 – Esquema das linhas de fluxo Nf=4 Nq=3

$$q = (Nf / Nq) \times K \times h$$

$$q = (4/3) \times 1,2 \times 10^{-6} \times 3,8 = 6,08 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Como temos o dobro da seção  $Q = 2 \times q$

$Q = 2 \times q = 2 \times 6,08 \times 10^{-6} = 12,16 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} = 0,044 \text{ m}^3/\text{h}$  caso houvesse necessidade de bombear esta água.

Da Figura (190.3), temos:

Força *uplift*  $F_u$

$$F_u = u \times \text{área} \times 1,00\text{m} \quad (\text{KN}/\text{m})$$

$$u = \gamma_w (h - y)$$

A pressão neutra atua de baixo para cima também é conhecida como pressões periféricas de contorno, conforme Carmignani et al. (2009). A pior situação da pressão periférica é na saída final, onde pode ocasionar ruptura do solo ou levantamento da base de concreto.

Sendo:

$u$  = pressão do *porewater* (pressão periférica)  $\text{KN}/\text{m}^2$  = pressão de baixo para cima ( $\text{KN}/\text{m}^2$ ) chamada de *uplift*, conforme Gupta (2008).

$$\gamma_w = \text{água} = 10 \text{ KN}/\text{m}^3$$

$h$  = perda de carga estimada da linha equipotencial das linhas de fluxo para o ponto considerado (m). Estimado em  $h = 0,1\text{m}$ .

$y$  = cota do ponto considerado a partir do *datum*, que é geralmente o nível superior da laje do piso (m). Geralmente, toma-se um ponto abaixo da laje do piso e como exemplo de uma laje de  $0,30\text{m}$  o valor de  $y$  será negativo, isto é,  $y = -0,30\text{m}$ .

$$H/Nq = 3,8 / 3 = 1,27\text{m}$$

Sob a laje de  $0,30\text{m}$  a pressão hidrostática tirada do desenho original é de  $0,14\text{m}$ .

O valor de  $h = 0,14\text{m}$  e  $y = -0,3\text{m}$  (altura da base de concreto).

$$u = \gamma_w (h - y)$$

$$u = 10 [0,14 - (-0,30)] = 10 \times 0,44 = 4,4 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Então, a força *uplift* sobre uma área com um metro de largura,  $F_u$  por metro será:

$$F_u = u \times \text{área} \times 1 = 4,4 \times (15,7/2) \times 1 = 34,54 \text{ KN}/\text{m}$$

Supondo que a espessura da laje do fundo é  $0,30\text{m}$  e supondo o peso do concreto de  $22 \text{ KN}/\text{m}^3$  e considerando o peso específico submerso, isto é, descontando o deslocamento da água de  $10 \text{ KN}/\text{m}^3$ , teremos para o concreto  $12 \text{ KN}/\text{m}^3$ .

Peso da faixa de concreto  $W$  será:

$$W = \text{comprimento} \times \text{espessura} \times \text{largura} \times \text{peso específico} =$$

$$= (15,7/2) \times 0,30 \times 1,0\text{m} \times 12 = 28,26 \text{ KN}/\text{m}$$

Então  $F = W/F_{up} = 28,26 / 34,54 = 0,8 < 1,5$  Não OK

O valor de F deverá ser maior ou igual que 1,5.

**Portanto, haverá levantamento da laje de fundo.**

Fator de segurança contra *piping*

O gradiente de saída da linha de fluxo  $l_e$ :

$$l_e = \Delta h / L_e$$

Sendo:

$$\Delta h = h / N_q = 3,8 / 3 = 1,27 \text{ m}$$

$$L_e = 2,7 \text{ m (medido no desenho em escala original)}$$

$$l_e = \Delta h / L_e$$

$$l_e = 1,27 / 2,7 = 0,47$$

Nota: o  $i_c$  é sempre igual a 1, ou seja,  $i_c = 1$

$$F = i_c / l_e = 1,0 / 0,47 = 2,1 < 4 \text{ Não OK.}$$

**Portanto, haverá *piping*.**

**Precisamos, portanto, de weep holes.**

### Exemplo 190.2- Dimensionamento dos weep holes

Vamos usar os dados do Exemplo (190.1).

$$q = (N_f / N_q) \times K \times h$$

$$N_f = 4 \quad N_q = 3 \quad h = 3,8 \text{ m} \quad K = 0,0000012 \text{ m/s}$$

$$q = (4 / 3) \times 1,2 \times 10^{-6} \times 3,8 = 6,08 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

**Para dois metros de largura teremos:**

$$q = 2 \times 6,08 \times 10^{-6} = 12,16 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Os dados geométricos do canal são:

$$b = 15,7 \text{ m} \quad z = 1,5 \quad y = 3,8 \text{ m}$$

**Escolhendo a Equação Tipo A, para  $S_i \gg L_w$ , de Zangar, teremos:**

$$Q_z = (K \times 2 \times \text{PI} \times L_w^2) / \{ \ln [ L_w / r_w + ( L_w^2 / r_w^2 - 1 )^{0,5} ] - 1 \}$$

Sendo:

$$K = \text{condutividade hidráulica (m/s)} = 1,2 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

$$Q_z = \text{vazão (m}^3/\text{s)}$$

$L_w$  = profundidade da água dentro do *dry well* (m) = 1,20m. Nota: o comprimento do *weep hole* é de 1,50m, mas supomos que para efeito de infiltração temos somente 1.20m.

Diâmetro do *weep hole* = 0,075m

$r_w$  = raio do tubo perfurado do *weep hole* (m) = 0,0375m.

$Ln$  = logaritmo neperiano

$$Q_z = (K \times 2 \times \text{PI} \times L_w^2) / \{ \ln [ L_w / r_w + ( L_w^2 / r_w^2 - 1 )^{0,5} ] - 1 \}$$

$$Q_z = (1,2 \times 10^{-6} \times 2 \times 3,1416 \times 1,2^2) / \{ \ln [ 1,2 / 0,0375 + ( 1,2^2 / 0,0375^2 - 1 )^{0,5} ] - 1 \} =$$

$$Q_z = 3,4 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$$

Como precisamos de  $12,12 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$  e como cada poço de 75mm esvaziaria  $3,4 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$ , então fazendo-se a divisão verificamos a quantidade de weep holes na metade do canal. Lembremos que a lagura adotada foi de 2,00m.

$12,16 \times 10^{-6} / 3,4 \times 10^{-6} = 3,57 \approx 4$  weep holes de 75mm na metade da base do canal.

Portanto, precisamos de 4 weep holes na metade da base do canal, ou seja, em toda a base precisamos de 8 weep holes de 75mm de diâmetro espaçados de 2,00m cada.

O tubo de PVC de 75mm deverá ser perfurado e revestido externamente por bidim.

O diâmetro dos *weep holes* varia de 25mm de diâmetro até 75mm. O espaçamento lateral usual é 2,00m e o máximo de 3,00m. Geralmente são de PVC perfurado com cerca de 1,00m a 1,50m de comprimento.

É necessário a **manutenção dos weep hole**, o que não é feito no Brasil, infelizmente.



#### 190.4 Bibliografia e livros consultados

- BEDIENT, PHILLIP B et al. *HYDROLOGY AND FLOODPLAIN ANALYSIS*. 4ª ed. 2008. Editora Prentice Hall, 795 páginas.
- CRITICAL AQUIFER RECHARGE AREAS (CARAS). *Chapter 6: Critical aquifer recharge áreas. Executive report- Best available science*, volume 1, february, 2004.
- DELLEUR, JACQUES W. *The handbook of groundwater engineering*. 1999. ISBN 0-8493-2698-2.
- DINGMAN, LAWRENCE. *Physical hydrology*. Editora Prentice Hall, 2ª ed, ano 2002, 646 páginas, ISBN 0-13-099695-5.
- ESLAMIAN, SAEID. *Handbook of Engineering Hydrology*. Editora CRC Press, ano 2014, 617 páginas, ISBN 13:978-1-4665-5241-8.
- FENNESSEY, LARRY. *Hydrologic budgets for development scale áreas in Pennsylvania*.
- FENNESSEY, LAWRENCE A. J. et al. *The NRCS curve number, a new look at an old tool*. Villanova University, outubro de 2001.
- GUPTA, RAM S. *Hydrology and Hydraulic Systems*. 3ª ed. 896 páginas, Editora Waveland press.
- McCUEN, RICHARD H. *Hydrologic analysis and design*. 2ª ed. Prentice Hall, 1998
- PLANO DIRETOR DE MANEJO DE ÁGUAS PLUVIAIS DE NATAL, RN, 2009
- REICHARDT, KLAUS E TIMM, LUIZ CARLOS. *Solo, planta e atmosfera-conceitos, processos e aplicações*, 2004. Editora Manole.
- WARD, ANDY et al. *Environmental Hydrology*. Editora CRC Press, ano 2016, 663 páginas, ISBN 13:978-1-4665-8941-4. *aplicações*, 2004. Editora Manole.
- ZANGAR, CARL N. *Theory and problems of water percolation*. United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation. Denver, Colorado, abril de 1953, 87 páginas.
- METCALF & EDDY, 2007