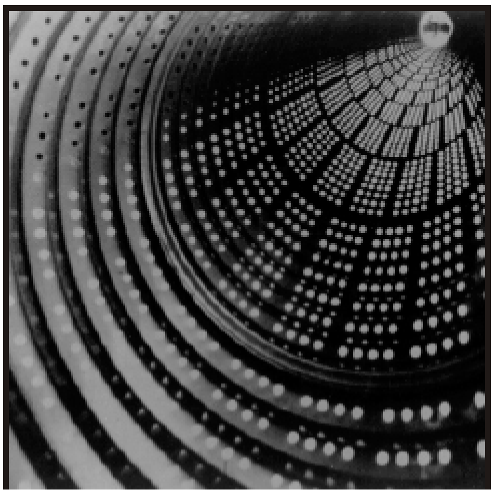
Capítulo 37
Drenagem e recarga

Certo dia perguntei ao professor Camargo da Escola Politécnica, em 1962, porque ensinar aqueles teoremas de matemática que nunca iríamos usá-los na prática.
Respondeu que o objetivo não eram os teoremas, e sim ensinar a lógica matemática.



Sumário

33 páginas

Capítulo 37- Drenagem e recarga

37.1 Introdução

O ***dreno cego ou dreno francês*** é aquele que não tem tubos, isto é, o escoamento se dá somente através do material drenante conforme Figura (37.1) a (37.4)**.**

O objetivo é rebaixar o lençol freático ou remover as águas pluviais infiltradas. É construído de pedras britadas envoltas em bidim, de maneira que o transporte se faz através dos agregados.

Existe ainda o dreno com tubo perfurado que garante a drenagem em caso de entupimento do fluxo nas pedras britadas e é aconselhável que a declividade seja maior ou igual a 1%.

A permeabilidade do bidim deve ser no mínimo 10 vezes maior que a do solo vizinho para permitir a drenagem.

Para o cálculo é usada a Lei de Darcy:

$$(Q/L) = K \times G \times A$$

Sendo:
Q/L= vazão de percolação no solo por metro de trincheira (m^3/dia/m)
G= gradiente hidráulico $\Delta H/L$= S=declividade do dreno (m/m). Nota: aproximadamente
A= área da seção transversal (seção normal ao fluxo) (m^2/m)
K= condutividade hidráulica (m/dia)

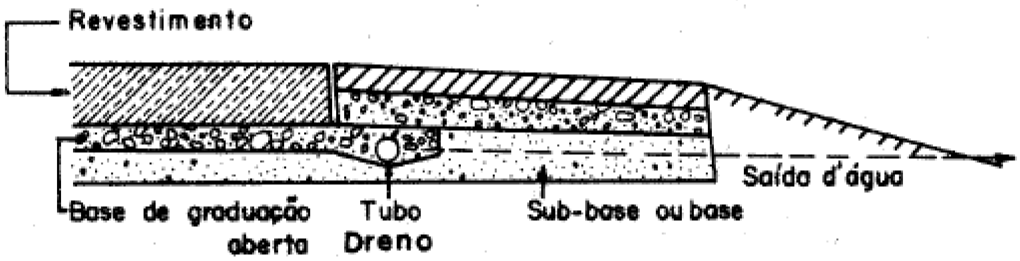


Figura 37.1- Dreno Francês ou camada drenante. Corte transversal de estrada de rodagem mostrando a camada drenante entre o revestimento e a base. A água infiltrada é coletada por um tubo dreno transversa, mas na camada drenante, ou seja, no dreno francês não tem tubo.
Fonte: DNER, 1990

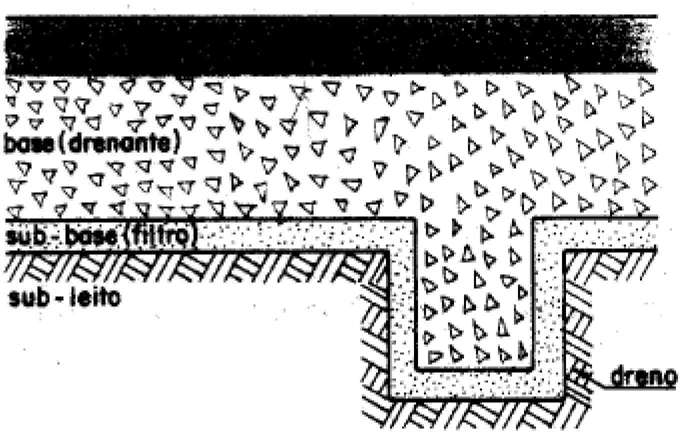


Figura 37.2- Camada drenante (dreno Francês). Observar que não tem tubos.
Fonte: DNER, 1990

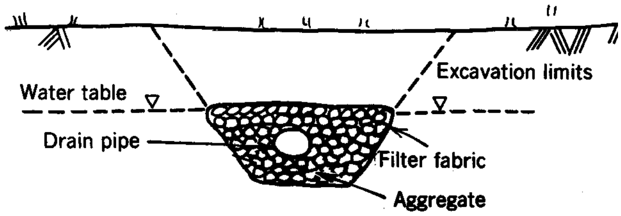


Figura 37.3 - Dreno Francês. O tubo é colocado como fator de segurança.
Fonte: Wanielista , 1997

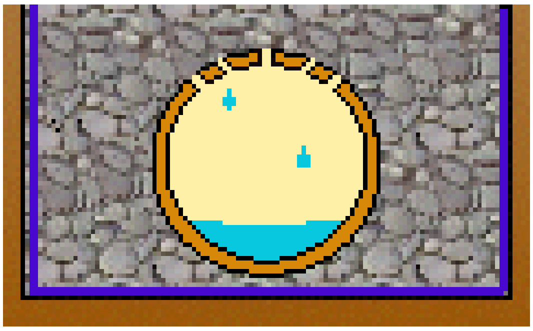


Figura 37.4 - A água do solo entra pelos furos do tubo que a conduz para outro local

Exemplo 37.1
Calcular o dreno francês com 1,20m de largura por 0,90 de altura da seção transversal, sendo a descarga necessária de 600m^3/dia de 30m de dreno. A declividade S= 0,01m/m. Qual deve ser a permeabilidade dos agregados para uma drenagem apropriada?
L= 30m comprimento do dreno.
Q/L= 600m^3/ 30m= 20m^3/dia/m
G= S= 0,01m/m (declividade)
A= 1,20m x 0,90m= 1,08m^2 (seção transversal)

$$Q/L = K \times G \times A$$
$$20m^3/dia/m = K \times 0{,}01m/m \times 1{,}08m^2$$
$$K = 1852m/dia = 2{,}14\ cm/s$$

Escolhe-se um agregado, conforme Figura (37.11) que tenha mais de 2,14cm/s.

37.2 Tubos perfurados

Os perfurados podem ser dos seguintes materiais: concreto, cerâmicos, plásticos ou metal.

Os tubos perfurados de concreto ou cerâmica deverão satisfazer as exigências da ABNT e os tubos de plásticos deverão atender as normas da ABNT NBR-7367/88 NB-281 e NBR-7362/99 e no caso de tubos metálicos ABNT NBR-8161/83 PB-77.

Os diâmetros dos tubos variam de 10cm a 25cm, sendo que no caso de materiais plásticos flexíveis corrugados os mesmos são da ordem de 5cm a 20cm conforme DNER, 1990.

Os furos dos tubos de concreto podem variar de 6mm a 10mm, enquanto que os furos dos materiais plásticos flexíveis corrugados, possuem ranhuras que vão de 0,6mm a 10mm.

No caso em que haja posição dos furos, os mesmos deverão ser colocados para cima, e isto exige que na base da vala do dreno, seja instalado material impermeável até a altura dos furos iniciais. Nas outras condições deve-se colocar um colchão filtrante no fundo da vala.

No caso de tubos plásticos corrugados flexíveis, por serem totalmente ranhurados, não há necessidade de direcionar as aberturas de entrada de água, conforme DNER, 1990.

Figura 37.5 - Tubo perfurado para drenagem da marca Tigre com comprimento de 6m e diâmetros de 100mm e 150mm

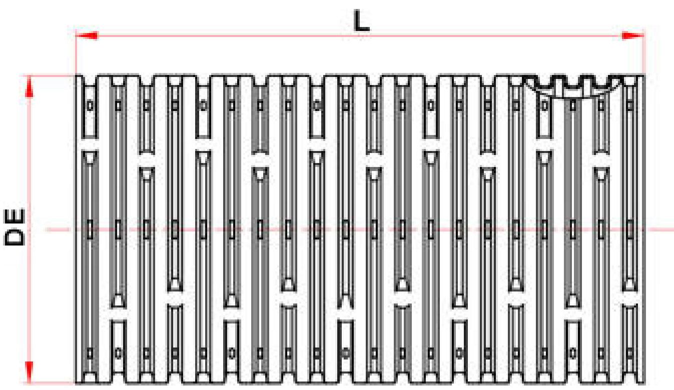


Figura 37.6 - Vista lateral do tubo perfurado para drenagem da marca Tigre com comprimento de 6m e diâmetros de 100mm e 150mm. Notar as ranhuras.

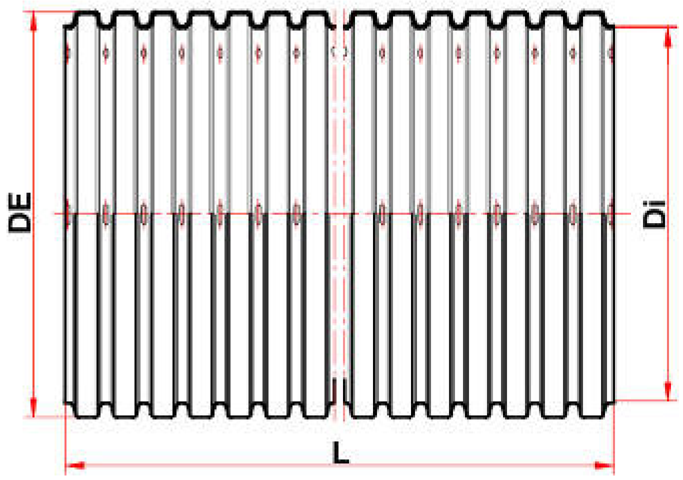


Figura 37.7 - Vista lateral do tubo Tigre tubos para drenagem drenoflex 65mm e 110mm

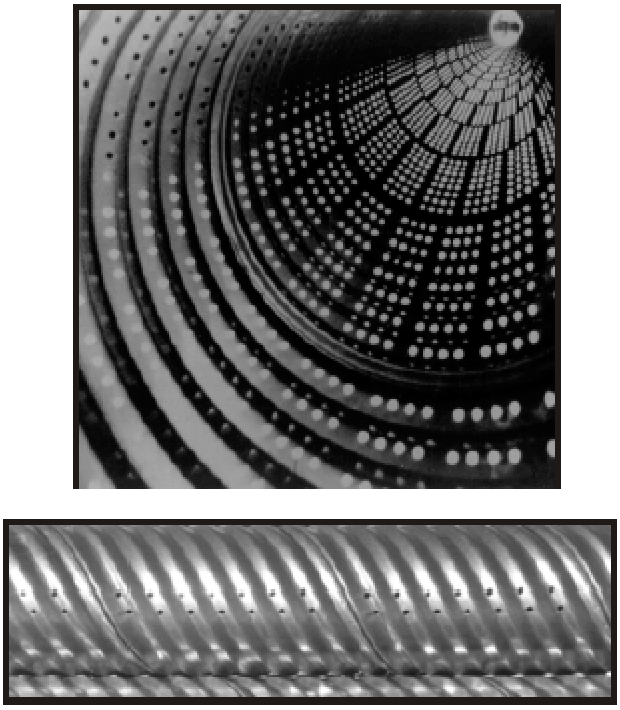


Figura 37.8 - Tubo de metal corrugado com furos em todas as direções

A perfuração dos tubos perfurados de polietileno (PE) obedece a algumas diretivas gerais.

Tabela 37.1 - Perfuração dos tubos de polietileno PE

Diâmetro do tubo	Área dos furos por cm^2/m	Diâmetro da perfuração circular	Largura da ranhura retangular	Comprimento máximo da ranhura
100mm a 250mm	31 cm^2/m	4,76mm	3,18mm	64mm
300mm a 450mm	42 cm^2/m	9,53mm	3,18mm	77mm
> 450mm	42 cm^2/m	9,53mm	3,18mm	77mm

Fonte: CPPA- Corrugated polyethylene pipe association, 1998

37.3 Cálculo do número mínimo de furos do dreno longitudinal

A descarga a ser drenada por metro linear de dreno longitudinal será a correspondente a descarga de 1,0m da base drenante, conforme DNER, 2000.

$$Q= Cd \times A \times N \times (2 \times g \times h)^{0,5}$$

Sendo:
Q= descarga (m^3/s)
Cd= coeficiente de vazão = 0,61
A= área de cada orifício (m^2)
N= número de furos
g= aceleração da gravidade = 9,81m/s^2
h= a carga sobre cada orifício suposta em média de 0,10m
$Q= Cd \times A \times N \times (2 \times g \times h)^{0,5}$

$$Q= 0,61 \times A \times N \times (2 \times 9,81 \times 0,10)^{0,5}$$

$$\mathbf{N=Q/ (0,85 \times A)}$$

O DNER, 1990 recomenda que os diâmetros dos furos sejam de 0,60mm a 10mm, dependendo do diâmetro da brita que envolver o tubo.

Exemplo 37.2
Calcular o número de furos por metro linear de um dreno com diâmetro de furo de 10mm e vazão por metro linear de 50m^3/dia.
Q= 50m^3/dia= 50/ 86400s= 0,000579m^3/s
A= $\pi \times D^2 / 4 = 3,1416 \times (0,01^2) / 4= 0,0000785m^2$
N= Q/ (0,85 x A)
N= 0,000579/ (0,85 x 0,0000785)= 9 furos de 10mm de diâmetro cada.

37.4 Material usado na drenagem

Os materiais usados nas bases drenantes são os agregados de rocha sadia, britados ou não.

Sendo DNER, 1990, as faixas usadas exigem um afastamento relativamente pequeno entre os tamanhos máximos e mínimos, por exemplo: 1 ¼" à ¾", 3/8" à 1/8", etc de modo a manter a permeabilidade elevada.

Ainda segundo o DNER, 1990 a experiência tem recomendado algumas curvas para agregados de graduação que estão na Figura (37.11).

Neste desenho, verifica-se que as cincos granulometrias recomendadas se situam entre os diâmetros de 1 ½" e 1", 1 ½" e peneira nº 4, ¾" e 3/8", 3/8" e peneira nº 4 e peneira nº 4 e peneira nº 8.

O *Federal Highway Administration* recomenda que o tamanho mínimo do material a ser usado nas bases drenantes seja o da peneira nº 4.

Tabela 37.2 Peneira e porcentagem que passa pela mesma

Tamanho das peneiras conforme os padrões americanos	Porcentagem do que passa
½"	**100%**
3/8"	**95%**
#4	**35%**
#8	**15%**
#16	**10%**
#30	**3%**

Fonte: Estado de New Jersey, 2004

37.5 Recarga com tubos perfurados (exfiltração)

Quando queremos fazer a recarga com tubos perfurados temos, que observar que o lençol freático esteja no mínimo a 1,20m abaixo da geratriz inferior, para que seja feita a infiltração propriamente dita.

Notar que o diâmetro dos furos será um fator limitante, pois, quanto menor for os diâmetros dos furos e sua quantidade, menor será a vazão. Um outro fator limitante é o coeficiente de condutividade hidráulica K (mm/h).

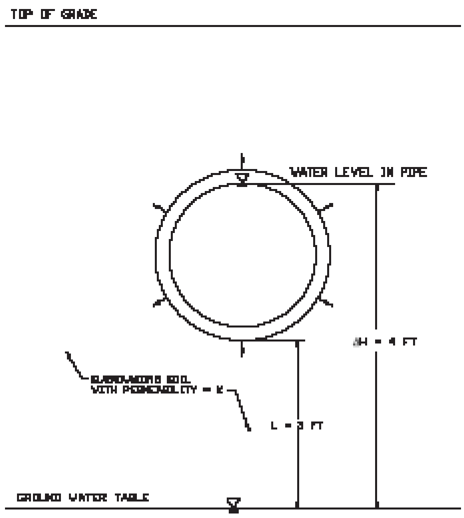


Figura 37.9- Tubo perfurado usado para recarga do lençol freático. Observar o nível do lençol freático e o nível do grade existente.

Para um furo do tubo que conduz as águas pluviais, a vazão Qp é calculada pela equação do orifício:

$$\mathbf{Qd = Cd \times A\ (2 \times g \times H)^{0,5}}$$

Sendo:
Qd= vazão para um furo (m^3/s)
Cd= coeficiente de descarga = 0,60
g= aceleração da gravidade= 9,81m/s^2
H= altura da água acima da perfuração (m)

Na prática a vazão em cada furo varia segundo a altura do nível de água pluvial dentro do tubo. Para isto existe um exemplo conforme Figura (37.10).

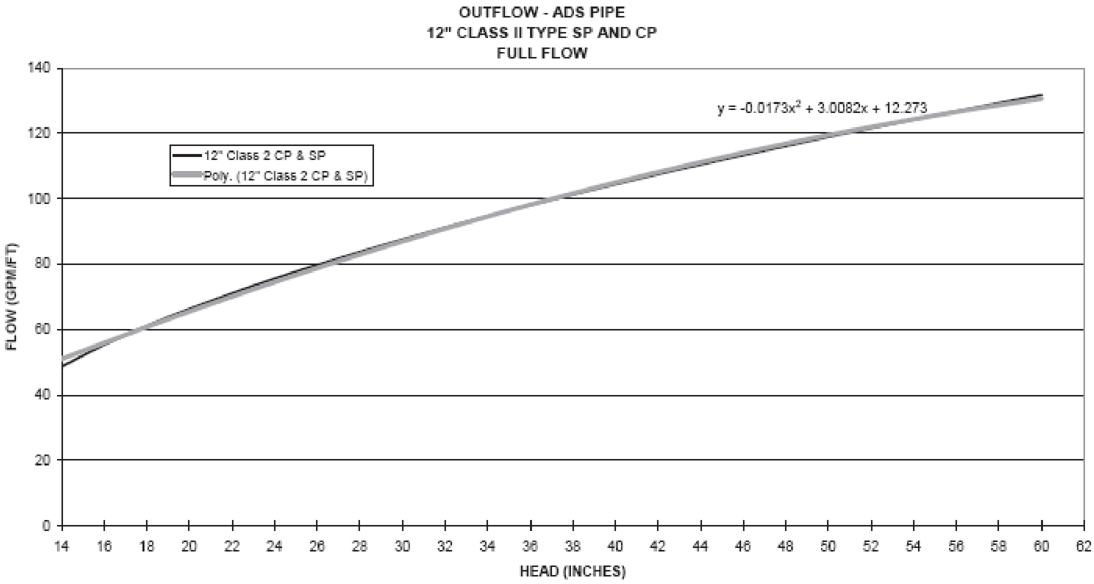


Figura 37.10 Vazão em função da altura da água no tubo de 300mm. Observar que há uma equação polinomial.
Fonte: Technical notes 2.195 de janeiro de 2004- ADS http://www.ads-pipe.com

Exemplo 37.3

Um tubo perfurado funcionando à seção plena conduzindo águas pluviais tem diâmetro de 300mm com 120 buracos/m de 9,525mm (0,009525m) com área total de $0,008546m^2/m$.
H=0,30m (altura do tubo)
D= diâmetro do furo= 0,009525m
$A= \pi \times D^2/4=(3,14x0,009525^2/4= 0,0000712m^2$
$Qd= Cd \times A (2 \times g \times H)^{0,5} =0,60 \times 0,0000712 (2 \times 9,81 \times 0,30)^{0,5} = 0,0001036m^3/s$
Sendo Qd a vazão que sai por um furo e para 120 tubos teremos:
Qd= 120tubos x $0,0001036m^3/s$=**$0,01244m^3/s$**

Lei de Darcy

A vazão Qs pela lei de Darcy é a seguinte:

Qs= K x G x A

Sendo:
Qs= vazão de percolação no solo ($m^3/s/m$)
G= gradiente hidráulico $\Delta H/L$ (m/m)
A= soma das áreas das perfurações (m^2/m)
K= condutividade hidráulica (m/s). A Tabela (37.3) e (37.5) apresentam sugestões de valores de K.

Exemplo 37.4

Calcular a vazão de percolação no solo quando a condutividade hidráulica K=1000m/dia=0,01157m/s= 42mm/h.
G= $\Delta H/L$= 1,20m/0,90=1,33
A= 120 tubos x $0,0000712m^2$ =$0,008544m^2$

Qs= K x G x A

Qs= 0,011575m/s x 1,33 x $0,008544m^2$=**$0,000132m^3/s/m$**

Observar que a vazão que passa pelos furos é bem maior que a vazão de percolação, isto é, Qp>>Qs daí se concluir que a vazão que irá pelo solo é muito menor da vazão que sai pelos furos do tubo de águas pluviais. Isto mostra que para este caso o fator determinante é a capacidade de infiltração no solo

Tabela 37.3- Sugestão de valores da condutividade hidráulica K (mm/h)

Descrição do solo	**Normas alemãs**		Dados da CIRIA	
	Mínimo (mm/h)	Máximo (mm/h)	Mínimo (mm/h)	**Máximo (mm/h)**
Pedregulhos grosso	**36.000**	**100.000**		
Media e fino pedregulhos	**3.600**	**18.000**	**10**	1.000
Pedregulho arenoso	**1.000**	**10.000**		
Areia grossa	**1.000**	**6.000**		
Areia media	**200**	**1.000**	**0,1**	100
Areia fina	**36**	**360**		
Solo franco arenoso			**0,01**	1
Solo silto arenoso	**1**	**100**		
Solo franco arenoso			**0,005**	0,05
Silte	**0,03**	**20**	**0,0005**	0,05
Solo siltoso	**0,001**	**3,6**		
Solo argiloso	0,0001	0,01	0,00005	0,005

Fonte: Alan A. Smith and Tai D. Bui

Tabela 37.4- Condutividade hidráulica usada no programa HydroCAD 7.1

Tipo de solo	Condutividade hidráulica (mm/h)
Solo arenoso	21
Solo franco arenoso	6
Solo franco	1,3
Solo franco argiloso	0,3

Fonte: adaptado de http://www.hydrocad.net/exfilt.htm.

Cedergren e seus colegas in Chin 2000, sugerem que os agregados em volta de um tubo tenham no mínimo K=4000m/dia=4,6cm/s que é adequado para qualquer trincheira de infiltração.

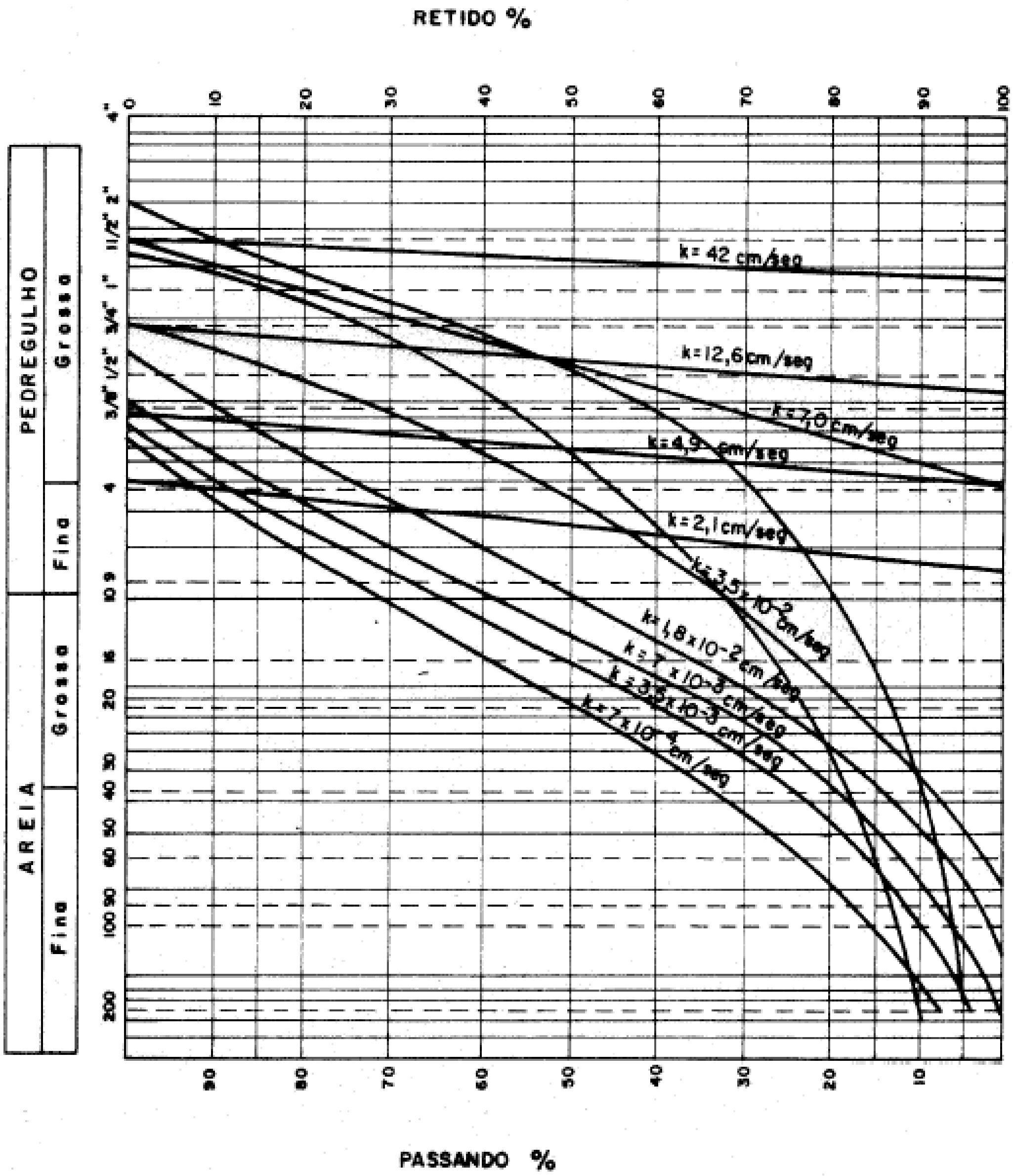


Figura 37.11- Permeabilidade segundo US Standard
Fonte: Manual de Drenagem do DNER, 1990

O DNER, 1990 utiliza a Tabela (37.5) para se achar os agregados, sendo o mais usado a condutividade hidráulica de K=2,1cm/s (agregados menores) a K=42cm/s (agregados maiores).

Tabela 37.5 – Coeficientes de condutividade hidráulica K

Material	Granulométrica	Condutividade Hidráulica K		
	(cm)	(cm/s)	(mm/h)	(m/s)
Brita 5	7,5cm a 10cm	100	3600000	1
Brita 4	5 a 7,5	60	2160000	0,6
Brita 3	2,5 a 5	45	1620000	0,45
Brita 2	2 a 2,5	25	900000	0,25
Brita 1	1 a 2	15	540000	0,15
Brita 0	0,5 a 1	5	180000	0,05
Areia grossa	0,2 a 0,5	1×10^{-1}	3600	0,001
Areia fina	0,005 a 0,04	1×10^{-3}	36	0,00001
Silte	0,0005 a 0,005	1×10^{-5}	0,36	1E-07
Argila	Menor que 0,0005	1×10^{-8}	0,00036	1E-10

Fonte: Manual de Drenagem do DNER, 1990

Conforme Souza Pinto, 2000 os limites definidos pela ABNT estão na Tabela (37.5B)

Tabela 37.5B- Limite das frações de solo pelo tamanho dos graos

Fração	Limites definidos pela norma da ABNT
Matacão	de 25cm a 1m
Pedra	de 7,6cm a 25cm
Pedregulho	de 4,8cm a 7,6cm
Areia grossa	de 2cm a 4,8cm
Areia media	de 0,042mm a 2,0cm
Areia fina	de 0,05mm a 0,042mm
Silte	de 0,005mm a 0,05mm
Argila	Inferior a 0,005mm

Fonte: Souza Pinto, 2000

37.6 Drenagem de pavimentos

O DNER, 1990 apresenta modelo de cálculo de drenagem de pavimento em áreas onde a precipitação média anual é maior que 1500mm ou em estradas que passem por dia mais de 500 veículos comerciais.

Os valores empregados em infiltração em pavimentos asfálticos são os seguintes:

Tabela 37.6- Taxas de infiltração para a camada de revestimento

Tipo da camada de revestimento	Valores da taxa de infiltração (adimensional)
Revestimento de concreto betuminoso	0,33 a 0,50
Revestimento de concreto de cimento	0,50 a 0,67

Chuva de projetos: Tr= 2 anos e chuva de duração de 1hora.
Tempo máximo de permanência das águas nas camadas do pavimento= 1hora
Quantidade de chuva a escoar
Considera-se uma faixa de 1m de largura de asfalto e C= taxa de infiltração.
I= intensidade da chuva (mm/h)
D= comprimento da faixa com largura de 1,00m (m)
C= taxa de infiltração (adimensional)
Q= vazão que escoa vindo da superfície por ocasião de chuva (m^3/dia)

$$Q=C \times I \times D \times 24 /1000$$

Exemplo 37.5
Calcular a vazão em m^3/dia de um dreno cego de um pavimento com taxa de infiltração C=0,33 com comprimento D=10m
Adoto Tr=2anos e chuva de duração de 1h para RMSP temos **I**=39,3mm/h

Q=CxIx Dx 24 /1000
Q= 0,33 x 39,3mm x 10m x 24h / 1000= **3,1m^3/dia**

37.7 Determinação da espessura "e" da camada drenante conhecida a sua permeabilidade hidráulica.
Dando como conhecida a permeabilidade hidráulica K a espessura "e" é fornecida pela Equação.

e= (C x I x D x 24) / (1000 x K x S)

Sendo:
e= espessura da camada drenante (m)
C= coeficiente de infiltração (adimensional)
I= intensidade da chuva (mm/h)
D= comprimento da faixa de 1m de largura (m)
K= condutividade hidráulica da camada de pedra britada adotada (mm/h)
S= declividade (m/m) do dreno cego ou dreno francês, sendo no mínimo de 1%.

Exemplo 37.6
Calcular a espessura "e" da camada drenante de um dreno cego de um pavimento com taxa de infiltração C=0,33 com comprimento D=10m, espessura e= 0,20m e declividade S=0,01m/m com K= 2500mm/h.
Adoto Tr=2anos e chuva de duração de 1h para RMSP temos **I**=39,3mm/h
e= (C x I x D x 24) / (1000 x K x S)
e= (0,33 x 39,3 x 10 x 24) / (1000 x 2500 x0,01**)= 0,12m**

37.8 Determinação da permeabilidade hidráulica necessária de camada drenante de espessura pré-fixada.

K= (C x I x D x 24) / (1000 x e x S)

Exemplo 37.7
Calcular a condutividade hidráulica K de um dreno cego de um pavimento com taxa de infiltração C=0,33 com comprimento D=10m, espessura e= 0,20m e declividade S=0,01m/m.
Adoto Tr=2anos e chuva de duração de 1h para RMSP temos **I**=39,3mm/h
K= (C x I x D x 24) / (1000 x e x S)

K= (0,33 x 39,3 x 10 x 24) / (1000 x 0,20 x 0,01)= **1556mm/h**

37.9 Tempo máximo de permanência das águas infiltradas na camada drenante

V= (K x S) / (n_e x 1000)

Tempo de permanência = Comprimento do dreno/ V

Sendo:
V= velocidade de percolação (m/h)
K= condutividade hidráulica (mm/h)
S= declividade do dreno (m/m)
n_e= porosidade efetiva do material usado (adimensional)
Tempo de permanência (h).

Exemplo 37.8
Calcular a velocidade de percolação de um dreno cego com K=75600mm/h =2,1cm/s, declividade S= 0,01m/m e ne=0,40 com dreno de 15m de comprimento.
V= (K x S) / (n_e x 1000)
V= (75600x0,01) / (0,40 x 1000) = 1,89m/h
Tempo de permanência = Comprimento do dreno/ V
Tempo de permanência = 15/ 1,89**=8h**

37.10 Espaçamento das linhas dos drenos

Existem ocasiões em que é necessário rebaixar o lençol freático de 1,5m a 2,0m e para isto os drenos devem ser construídos em paralelo e a uma certa distância. Conforme estudos do DNER, 1990 o espaçamento entre as linhas de tubulações de dreno é dado pela Equação:

$$\mathbf{E = 2 \times h \; (K / q)^{0,5}}$$

Sendo:
E= espaçamento entre as linhas de dreno (m).
H= altura do lençol freático acima da linha dos drenos (m)
K= condutividade hidráulica do solo (m/s)
q= contribuição da infiltração por m^2 de área sujeita à precipitação ($m^3/s/m^2$)

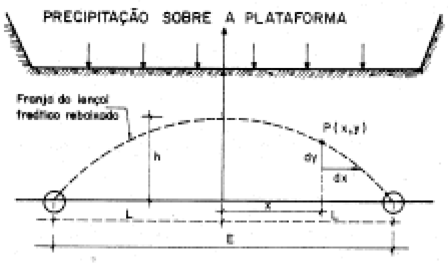


Figura 37.12- Espaçamento entre os drenos
Fonte: DNER, 1990

Exemplo 37.9
Calcular o espaçamento entre as tubulações de linha de dreno para rebaixar um lençol freático com altura h=2,00m, condutividade hidráulica do solo K= 50mm/h=0,0000139m/s
Adoto Tr=2anos e chuva de duração de 1h para RMSP temos **I**=39,3mm/h.

$$q = C \times I \times A = 0,50 \times (39,3/1000) / 3600 \times 1m^2 = 0,0000055 m^3/s/m^2$$

$$E = 2 \times h \; (K / q)^{0,5}$$

$$E = 2 \times 2,0 \; (0,0000139 / 0,0000055)^{0,5} = 6,35m$$

Portanto, as linhas de dreno deverão ficar espaçadas de 6,35m**.**

37.11 Comprimento crítico da tubulação

Os drenos são construídos espaçados um do outro do espaçamento “E” e a água infiltrada no solo vai para o tubo dreno que tem declividade mínima de 1%.

Calcula-se a contribuição que o dreno recebe por metro linear Qm que será:

$$\mathbf{Qm = q \times E \times k}$$

Sendo:
k= coeficiente de segurança = 2
O comprimento crítico Lc será**:**

$$\mathbf{Lc = Q / Qm}$$

Sendo:
Q= vazão máxima (m^3/s) admitida
Usa-se a Equação de Manning para qualquer seção o valor da vazão Q.

$$\mathbf{V = (1/n) \times R^{(2/3)} \times S^{0,5}}$$

$$\mathbf{Q = V \times A}$$

Sendo:
V= velocidade média (m/s)
R= raio hidráulico (m)
S= declividade do dreno (m/m)
Q= vazão (m^3/s)
A= área molhada (m^2)

$$\mathbf{R = \frac{Área\ molhada\ (m^2)}{Perímetro\ molhado\ (m)}}$$

Para tubo de seção circular a vazão plena Q será:

$$\mathbf{Q= 0,312 \times D^{8/3} \times S^{0,5} / n}$$

Sendo:
n= coeficiente de rugosidade de Manning. n=0,015 para concreto
S= declividade da tubulação (m/m)
D= diâmetro do tubo (m)
Q= vazão na tubulação (m^3/s)

Tabela 37.7- Vazões a seção plena de tubos de concreto de 5cm a 45cm e para declividades de 0,005m/m a 0,05m/m conforme Equação de Manning.

Diâmetro da tubulação		**Vazão a seção plena (m^3/s)**									
		m/m	**m/m**	**m/m**	**m/m**	**m/m**	**m/m**	**m/m**	**m/m**	**m/m**	**m/m**
cm	m	0,005	**0,01**	0,015	0,02	0,025	0,03	0,035	0,04	0,045	0,05
5	0,05	0,000	**0,001**	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,002
10	0,10	0,003	**0,004**	0,005	0,006	0,007	0,008	0,008	0,009	0,010	0,010
15	0,15	0,009	**0,013**	0,016	0,019	0,021	0,023	0,025	0,026	0,028	0,030
20	0,20	0,020	**0,028**	0,035	0,040	0,045	0,049	0,053	0,057	0,060	0,064
25	0,25	0,036	**0,052**	0,063	0,073	0,082	0,089	0,097	0,103	0,109	0,115
30	0,30	0,059	**0,084**	0,103	0,119	0,133	0,145	0,157	0,168	0,178	0,188
35	0,35	0,089	**0,127**	0,155	0,179	0,200	0,219	0,237	0,253	0,268	0,283
40	0,40	0,128	**0,181**	0,221	0,256	0,286	0,313	0,338	0,361	0,383	0,404
45	0,45	0,175	**0,247**	0,303	0,350	0,391	0,428	0,463	0,495	0,525	0,553

Exemplo 37.10
Calcular o comprimento crítico Lc sendo q= 0,00001$m^3/s/m^2$ a vazão de entrada das águas de chuva, sendo o espaçamento entre as tubulações de drenagem E=7,00m e k=2.

A vazão média Qm será:

Qm= q x E x k
Qm= 0,00001 x 7 x 2=0,00014m^3/s/m

O comprimento crítico Lc será:

Lc= Q / Qm

Escolhendo conforme Tabela (37.7) a declividade mínima de 1% e diâmetro de 0,10m a vazão a seção plena é 0,004m^3/s.

Lc= 0,004 / 0,00014= 28,6m

Portanto, o comprimento crítico é 28,6m. Caso o comprimento seja maior que o crítico, pode-se aumentar o diâmetro da tubulação ou diminuir o espaçamento entre os drenos.

37.12 Escoamento em aqüífero não confinado usando a hipótese de Dupuit

O engenheiro francês A. J. E. J. Dupuit formulou em 1863 as equações básicas do escoamento baseado em algumas hipóteses.

Mais tarde em 1930 *Forchheimer* as utilizou e as hipóteses são conhecidas como de *Dupuit-Forchheimer*, que dão resultados satisfatórios em aqüíferos não confinados e rasos em que a declividade da superfície livre é pequena.

As hipóteses de Dupuit são muito úteis em diversos problemas e são as seguintes:

1.O gradiente hidráulico é igual a declividade do lençol freático

2. Para pequenos gradientes dos lençóis freáticos as linhas são horizontais e as linhas equipotenciais são verticais.

37.12.1 Escoamento em aqüífero não confinado sobre área impermeável

Em Delleur, 1999 aplicando a hipótese de Dupuit e a equação de Darcy conforme Figura (37.13) chegou-se a conclusão que:

$$K \cdot (h_1^2 - h_2^2) = Re \cdot L^2$$

Sendo:
Re=q= taxa de recarga por unidade de largura (m^2/dia)
h_1= altura da origem (m)
h_2= altura (m)
h= altura da vala (m)
L= comprimento (m)
E= espaçamento entre dois drenos (m)
L= E/2
Fazendo as substituições temos:

$$E= 2h\ (K/q)^{0,5}$$

Que é a Equação usada pelo DNER, 1990.

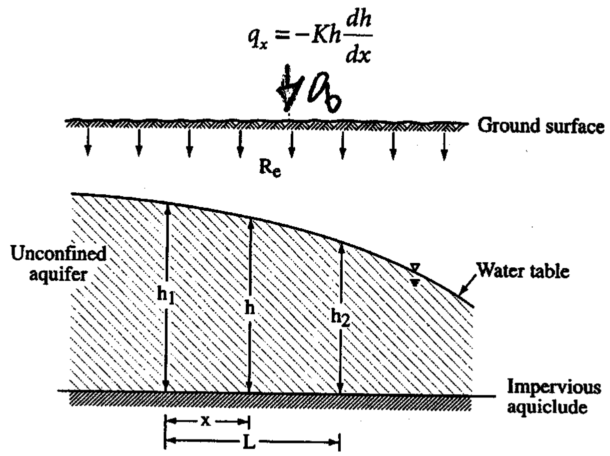


Figura 37.13- Escoamento em aqüífero não confinado sobre uma área impermeável
Fonte: Delleur, 2002

37.12.2 **Escoamento em aqüífero não confinado sobre área impermeável com infiltração para recarga.**

Quando há infiltração "w" que corresponde na prática a taxa de recarga. Dupuit usando a Figura (37.13) chegou às seguintes Equações.

$$h= [\ h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2)\ x/ L + (w/K)\ (L – x)\ x]^{0,5}$$

Sendo:
h= é altura na distância x (m)
x= é a distância desde a origem (m)
h_1= é a altura do nível de água na origem (m)
h_2= é a altura do nível de água (m)
L= é a distância da origem até o ponto h_2 (m)
K=condutividade hidráulica (m/dia)
w= taxa de recarga (m/dia)

Conforme Fetter, 1994 a Equação acima acha qualquer altura h entre os dois pontos iniciais h_1 e h_2.

Caso não haja a taxa de recarga, isto é, **w=0** teremos:

$$h= [\ h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2)\ x/ L\ ]^{0,5}$$

A descarga q´em qualquer seção na distancia x será q'_x.

$$q'_x = K (h_1^2 - h_2^2)/ (2L) - w (L/2 – x)$$

Sendo:
q'_x = escoamento por unidade de largura na distancia x (m^2/dia)
x= distância da origem (m)
K= condutividade hidráulica (m/dia)
h_1= altura do nível da água na origem (m)
h_2= altura do nível de água (m)
L= distância da origem até o ponto h_2 (m)
w= taxa de recarga (m/dia)

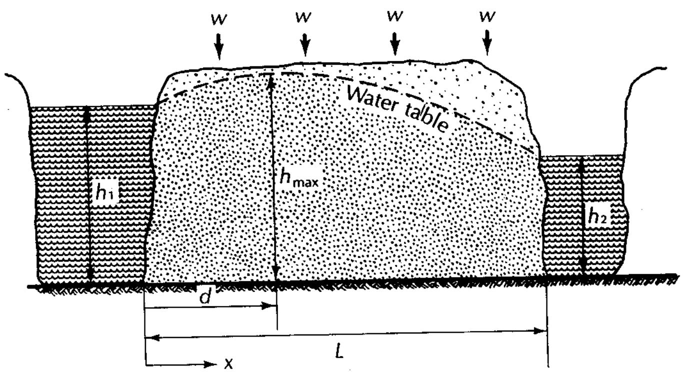


Figura 37.14- Escoamento em aqüífero não confinado sujeito a infiltração ou evaporação
Fonte: Fetter, 1994

Distância até a divisão das águas d

Dupuit achou o seguinte valor:

$$d = L/2 – (K/w) (h_1^2 - h_2^2)/2L$$

Sendo:
h_1= é a altura do nível de água na origem (m)
h_2= é a altura do nível de água (m)
L= é a distância da origem até o ponto h_2 (m)
K=condutividade hidráulica (m/dia)
w= taxa de recarga (m/dia)

Altura máxima do lençol freático hmax

A altura máxima se dará no ponto de divisão das águas que fica na distância d.

$$hmax= [h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2) d/ L + (w/K) (L – d) d]^{0,5}$$

Exemplo 37.11

Um canal foi construído a 450m de distância de um rio. Ambos estão num aqüífero de areia com condutividade hidráulica K= 1,2m/dia. A área tem precipitação média anual de 0,54m por ano e evapo-transpiração de 0,39m/ano. A elevação da água no rio é de h_1=9,3m e a do canal h_2= 8,1m. Achar o ponto de divisão do lençol freático, a altura máxima de elevação e a descarga por 100m de rio e a descarga por 100m de canal.
h_1= 9,3m
h_2= 8,1m
L= 450m
K= 0,36m/dia
Precipitação anual= 0,54m
Evapo-transpiração anual= 0,39m
Taxa de recarga= 0,15m/ano

W= 0,000411m/dia
Largura do canal = 1000m
Distância até a divisão das águas

$$d= L/2 – (K/w)\ (h_1^2 - h_2^2)/2L$$

$$d= 450/2 – (0,36/0,00411)\ (9,3^2 - 8,1^2)/2.\ 450 = \mathbf{205m}$$

Altura máxima do lençol freático hmax

$$hmax= [\ h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2)\ d/ L + (w/K)\ (\ L – d\ )\ d]^{0,5}$$

$$hmax= [\ h_1^2 - (9,3^2 – 8,1^2)\ 205/450 + (0,000411 / 0,36)\ (\ 450 –205\ )\ 205]^{0,5} =12m$$

A descarga q´em qualquer seção na distância x será $q´_x$.

$$q´_x= K\ (h_1^2 - h_2^2)/ (2L) - w\ (\ L/2 – x\ )$$

Descarga quando x=0

$$q´_x= [K\ (h_1^2 - h_2^2)/ (2L) - w\ (\ L/2 – x\ )]\ 1000m$$

$$q´_x= [0,36\ (9,3^2 - 8,1^2)/ (2x\ 450)\ ]\ 1000m= \mathbf{- 84m^3/dia\ por\ 1000m}$$

O sinal negativo indica que o fluxo é contra o sentido de x.
Descarga quando x=L

$$q´_x= [K\ (h_1^2 - h_2^2)/ (2L) - w\ (\ L/2 – x\ )]\ 1000m$$

$$q´_x= [0,36\ (9,3^2 - 8,1^2)/ (2x\ 4350) – 0,000411\ (\ 450/2 – 450\ )]\ 1000m= \mathbf{101m^3/dia} / 100m$$

Exemplo 37.12
Na Figura (37.12) temos um exemplo de como usar as hipóteses de Dupuit numa barragem de terra, tendo a condutividade hidráulica K do maciço. Poderemos assim obter a curva do lençol freático.

h^1= 6m
h_2= 2m
K=0,066m/dia
L=24m

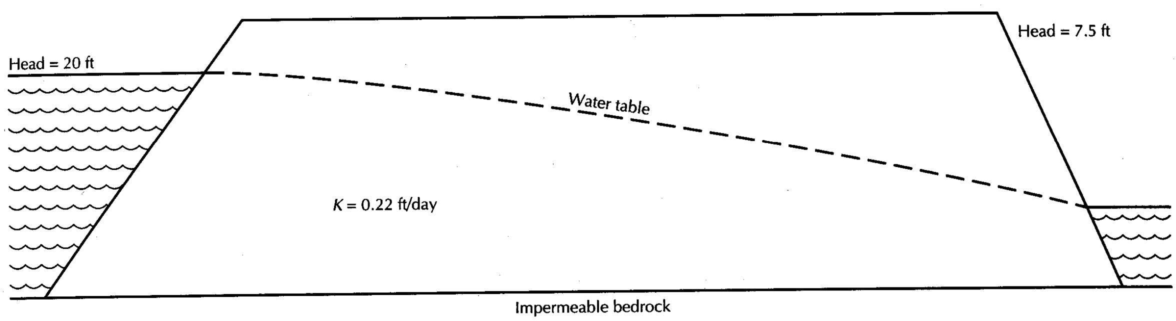


Figura 37.15- Barragem de terra
Fonte: Fetter, 1994

A descarga será:
w=0

$$q´_x= K\ (h_1^2 - h_2^2)/ (2L) - w\ (\ L/2 – x\ )$$

$$q´_x= K\ (h_1^2 - h_2^2)/ (2L) = 0,066\ (\ 62 – 22)\ (\ 2.\ 24)=\mathbf{0,044m^3/dia/m}$$

A vazão que irá escoar dentro do maciço da barragem é de $0,044m^3$/dia/m de barragem.
A variação do nível de água será:

$$h= [\ h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2)\ x/ L + (w/K)\ (\ L – x\ )\ x]^{0,5}$$

mas w=0

$$h= [\ h_1^2 - (h_1^2 - h_2^2)\ x/ L\ ]^{0,5}$$

Valor de x	Variação de h
(m)	(m)
0	6,00
2	5,77
4	5,54
6	5,29
8	5,03

10	4,76
12	4,47
14	4,16
16	3,83
18	3,46
20	3,06
22	2,58
24	2,00

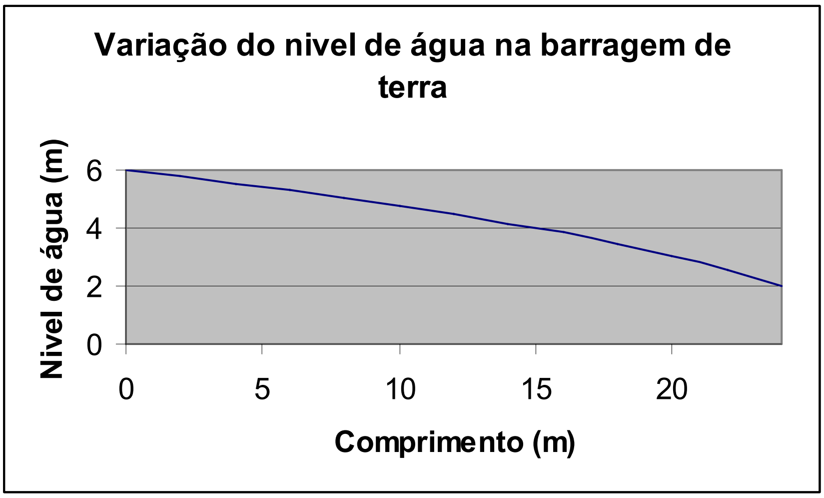


Figura 37.16- Variação de h com o comprimento x

37.13 Recarga de bacia retangular pelo método de Dupuit-Forchheimer

Aplicando ainda as hipóteses de *Dupuit-Forchheimer*, para uma recarga num aqüífero não confinado, onde a largura W tem que ser maior que a profundidade do aqüífero H, ou seja,W ≥ H conforme Figura (37.17)

A taxa de infiltração Re é destinada a recarga e obtemos:

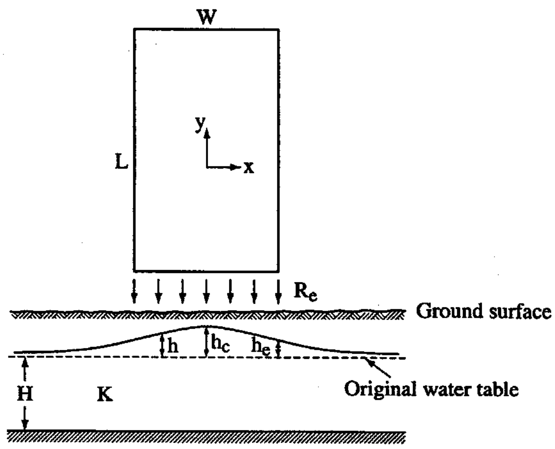


Figura 37.17- Infiltração
Fonte: Delleur, 2002

$$(hc - he) = Re\ W^2 /(8T)$$
$$hc - he = Re\ W^2 /(8.K.H)$$
$$hc = he + Re\ W^2 /(8.K.H)$$

Sendo:
hc= altura da água subterrânea no centro (m)
he= altura a uma determinada distância do centro (m)
W= largura da área a ser infiltrada (m)
T= transmissibilidade = K (H + hc/2) = K.H
Re= taxa de recarga (m/dia)
K= condutividade hidráulica do solo (m/dia)

Exemplo 37.15
Uma bacia retangular de recarga tem largura W= 70m e a taxa de recarga é Re= 0,6m/dia. Foi observado em campo que he= 0,10m K= 2,40m/dia H= 150m. Achar hc.
Nota: o valor de H tem que ser bem maior que o valor de W para as hipóteses de *Dupuit-Forchheime*r serem válidas.

$$hc = he + Re\ W^2 /(8.K.H)$$
$$hc = 0,1 + 0,6 \times 70 \times 70 / (8 \times 2,40 \times 150) = 1,10m$$

37.14 Trincheira de exfiltração

Vamos explicar a trincheira de exfiltração conforme Chin, 2000, que é utilizada quando queremos infiltrar águas pluviais em uma trincheira de infiltração subterrânea utilizando-se de um **tubo perfurado** que conduz a água até a mesma conforme Figura (37.18). Usamos o nome trincheira de exfiltração para diferenciar da trincheira de infiltração. Ela é similar a trincheira de infiltração, mas com a diferença que é subterrânea e pode ser construída debaixo de estacionamento de veículos, superfícies pavimentadas e ruas.

Uma trincheira de exfiltração para ter longa durabilidade, isto é, não entupir (clogging), deve ser feito antes um pré-tratamento das águas pluviais removendo os sedimentos e poluentes. O pré-tratamento pode ser considerada como a faixa de filtro gramada, a limpeza de ruas e a remoção de sedimentos, pois o acúmulo de sedimentos na trincheira de exfiltraçao é de difícil remoção e ficará dispendioso a remoção da tubulação e do material de pedra britada circundante a mesma.

A ***trincheira de exfiltraçã***o é também chamada de ***dreno francês ou trincheira de percolação,*** conforme Chin, 2000.

Geralmente a trincheira de exfiltração é usada *off line* em áreas residenciais de até 4ha e áreas comerciais até 2ha, conforme Chin, 2000

É muito usado como pré-tratamento a faixa de filtro gramado com 6m de largura para remover as partículas de sedimentos que possam entupir a trincheira

Deve ser usada em solos que a condutividade hidráulica seja maior que 2m/dia (83mm/h) e a distância mínima do fundo da mesma até o lençol freático não pode ser menor que 1,20m.

Um poço raso ou amazonas para abastecimento de água doméstico deve ficar no mínimo a 30m da trincheira de exfiltração.

A distância das fundações de um prédio tem que ser no minimo de 6m e a declividade do solo não deve ser maior que 20%.

A vazão que vai para a trincheira de exfiltração pode ser constante ou não. A vazão será constante quando fornecida por uma bomba ou quando as águas pluviais provem do escoamento superficial devido a uma chuva.

A vazão da trincheira de exfiltração Q é igual a soma de duas vazões, uma no fundo e outra nos lados da trincheira.

$$Q = Qb + 2x\ Qs$$

Sendo:
Q= vazão total da trincheira de exfiltração
Qb= vazão do fundo da trincheira
Qs= vazão de cada lado da trincheira

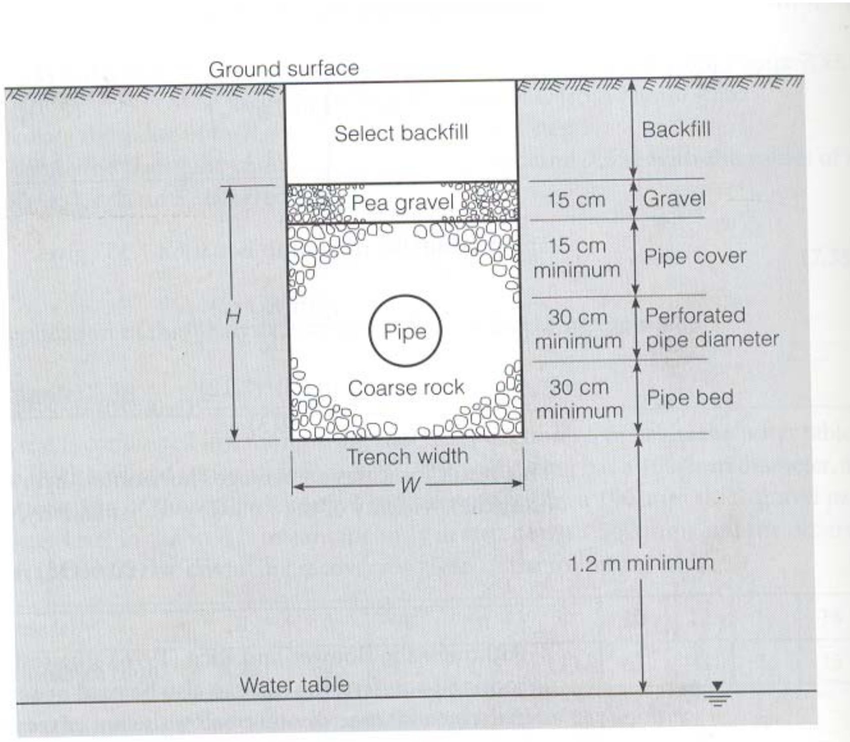


Figura 37.18- Trincheira de exfiltração. Observar a altura H, a largura W e que o fundo está no minimo a 1,20m do lençol freático. O tubo perfurado recebe a água que será infiltrada no fundo e nas paredes (metade de H).

Vazão que exfiltra no fundo da trincheira Qb

Qb = Kt . W. L

Sendo:
Kt= condutividade hidráulica da trincheira
W= largura da trincheira
L= comprimento da trincheira

Vazão que exfiltra no lado da trincheira Qs

Qs= Kt x Aperc

Sendo:
Gradiente hidráulico = G= 1 (admitido)
Aperc= lado da área da trincheira por onde a água se infiltra

É adotado na prática comum que a exfiltraçao se dá na metade da altura da trincheira e assim teremos:
H=altura da trincheira conforme Figura (37.18) (m).

Aperc= (1/2) . L . H

Como

Q = Qb + 2x Qs

Fazendo as substituições teremos:

Q = Qb + 2. Qs = Kt. W. L + 2 . Kt . (1/2) L. H= Kt. L (W + H)

L= Q/ (Kt (W + H)

Sendo:
L= comprimento da trincheira (m)
W= largura da trincheira (m)
H= altura útil da trincheira (m). Existe uma camada de cerca de 0,50m sobre a trincheira preenchida com solo local, daí a observação de altura útil.
Q= vazão que é bombeado ou injetado na trincheira (m^3/dia)
Kt= condutividade hidráulica do solo ao lado da trincheira (m/dia)

O objetivo do dimensionamento de uma trincheira de exfiltração é achar a largura W, o comprimento L, a altura H, tendo conhecido a condutividade hidráulica Kt e a vazão de entrada Q.

A seção mais eficiente tem 1m de largura por 2m de profundidade, devendo o lençol freático estar no minimo a 1,20m do fundo da trincheira.

Ainda conforme Chin, 2000 o tubo perfurado instalado ser for de aço deve ter no mínimo 320 perfurações / m^2, sendo as perfurações de diâmetro de 0,95mm.

A taxa de infiltração será:

$$\mathbf{N= Q/ (L \times W)}$$

Sendo:
N= taxa de infiltração (m/dia)
L= comprimento da trincheira (m)
Q= vazão que é bombeada ou injetada na trincheira (m^3/dia)

37.15 Alteamento do lençol freático pela Equação de *Hantush*

Existe um lençol freático que tem altura "b", porosidade efetiva S_y e condutividade hidráulica K. Observar que a condutividade hidráulica K do aqüífero saturado pode ser diferente daquela da zona de aeração.

Queremos saber que com a infiltração da água no lençol freático como o mesmo sobe e saber se isto não vai ocasionar problema do escoamento devido a necessidade de se manter sempre no mínimo 1,20m do lençol freático até o fundo da trincheira de exfiltração, sendo isto importante

O parâmetro "v" será:

$$\nu = K \times b / S_y$$

$$b_1 = 0,5 \times (hi + h(t))$$

Sendo:
ν = parâmetro (m^2/dia)
b_1= espessura do lençol freático no tempo t (m)
Sy= porosidade efetiva (adimensional)
hi= altura inicial da espessura do lençol freático (m)
h(t)= altura no tempo t (m)

Hantush, 1967 in Chin, 2000 obteve a seguinte equação:

$$h_m^2 (t)= hi^2 + (2N \times \nu \times t/K) \times S^* (W/ (8 \nu t)^{0,5} , \quad L /(8 \nu t)^{0,5})$$

Sendo:
hm =é a máxima altura do lençol freático no tempo t em relação a base (m)
hi= espessura do lençol freático
N= taxa de recarga (m/dia)
t= tempo (horas)
K= condutividade hidráulica do aqüífero (m/dia)
W= largura da trincheira (m)
L= comprimento da trincheira (m)
ν = parâmetro (m^2/dia)

Tabela 37.8- Valores de de α e β conforme função de erro

α \ β	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10	0.14	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.38	0.42	0.46	0.50	0.54	0.58	0.62
0.02	0.0041	0.0073	0.0101	0.0125	0.0146	0.0184	0.0216	0.0243	0.0267	0.0288	0.0306	0.0322	0.0337	0.0349	0.0361	0.0371	0.0380	0.0387
0.04	0.0073	0.0135	0.0188	0.0236	0.0278	0.0353	0.0416	0.0470	0.0518	0.0559	0.0596	0.0628	0.0657	0.0683	0.0705	0.0725	0.0743	0.0759
0.06	0.0101	0.0188	0.0266	0.0335	0.0398	0.0509	0.0602	0.0684	0.0754	0.0817	0.0871	0.0920	0.0963	0.1001	0.1035	0.1065	0.1091	0.1115
0.08	0.0125	0.0236	0.0335	0.0425	0.0508	0.0652	0.0776	0.0884	0.0978	0.1060	0.1133	0.1197	0.1254	0.1305	0.1350	0.1389	0.1425	0.1456
0.10	0.0146	0.0278	0.0398	0.0508	0.0608	0.0786	0.0939	0.1072	0.1188	0.1290	0.1381	0.1461	0.1532	0.1595	0.1650	0.1700	0.1744	0.1783
0.14	0.0184	0.0353	0.0509	0.0652	0.0786	0.1025	0.1232	0.1414	0.1573	0.1714	0.1839	0.1941	0.2048	0.2135	0.2212	0.2281	0.2343	0.2397
0.18	0.0216	0.0416	0.0602	0.0776	0.0939	0.1232	0.1490	0.1716	0.1916	0.2094	0.2251	0.2391	0.2515	0.2626	0.2724	0.2812	0.2890	0.2959
0.22	0.0243	0.0470	0.0684	0.0884	0.1072	0.1414	0.1716	0.1984	0.2222	0.2433	0.2621	0.2789	0.2938	0.3071	0.3189	0.3295	0.3389	0.3472
0.26	0.0267	0.0518	0.0754	0.0978	0.1188	0.1573	0.1916	0.2222	0.2494	0.2737	0.2954	0.3147	0.3320	0.3474	0.3612	0.3735	0.3844	0.3941
0.30	0.0288	0.0559	0.0817	0.1060	0.1290	0.1714	0.1094	0.2433	0.2737	0.3009	0.3252	0.3470	0.3665	0.3839	0.3995	0.4134	0.4257	0.4368
0.34	0.0306	0.0596	0.0871	0.1133	0.1391	0.1839	0.2251	0.2621	0.2954	0.3252	0.3520	0.3761	0.3976	0.4169	0.4341	0.4495	0.4633	0.4756
0.38	0.0322	0.0628	0.0920	0.1197	0.1461	0.1949	0.2391	0.2789	0.3147	0.3470	0.3761	0.4022	0.4256	0.4466	0.4654	0.4823	0.4973	0.5108
0.42	0.0377	0.0657	0.0963	0.1254	0.1532	0.2048	0.2515	0.2938	0.3320	0.3665	0.3976	0.4256	0.4508	0.4734	0.4937	0.5119	0.5281	0.5427
0.46	0.0349	0.0683	0.1001	0.1305	0.1595	0.2135	0.2626	0.3071	0.3474	0.3839	0.4169	0.4466	0.4734	0.4975	0.5161	0.5385	0.5559	0.5715
0.50	0.0361	0.0705	0.1035	0.1350	0.1650	0.2212	0.2724	0.3189	0.3612	0.3995	0.4341	0.4654	0.4937	0.5191	0.5420	0.5626	0.5810	0.5975
0.54	0.0371	0.0725	0.1065	0.1389	0.1700	0.2281	0.2812	0.3295	0.3735	0.4134	0.4495	0.4823	0.5119	0.5385	0.5626	0.5842	0.6036	0.6209
0.58	0.0380	0.0743	0.1091	0.1425	0.1744	0.2343	0.2890	0.3389	0.3844	0.4257	0.4633	0.4973	0.5281	0.5559	0.5810	0.6036	0.6238	0.6420
0.62	0.0387	0.0759	0.1115	0.1456	0.1783	0.2397	0.2959	0.3472	0.3941	0.4368	0.4756	0.5108	0.5427	0.5715	0.5975	0.6209	0.6420	0.6609
0.66	0.0394	0.0773	0.1136	0.1484	0.1718	0.2445	0.3020	0.3547	0.4027	0.4466	0.4865	0.5227	0.5556	0.5854	0.6122	0.6364	0.6582	0.6778
0.70	0.0401	0.0785	0.1154	0.1509	0.1849	0.2488	0.3075	0.3612	0.4104	0.4553	0.4962	0.5334	0.5672	0.5977	0.6254	0.6503	0.6728	0.6929
0.74	0.0406	0.0796	0.1117	0.1531	0.1876	0.2526	0.3123	0.3671	0.4172	0.4630	0.5048	0.5429	0.5774	0.6087	0.6371	0.6627	0.6857	0.7064
0.78	0.0411	0.0806	0.1185	0.1550	0.1900	0.2559	0.3166	0.3722	0.4232	0.4699	0.5125	0.5513	0.5865	0.6185	0.6475	0.6736	0.6972	0.7184
0.82	0.0415	0.0814	0.1198	0.1567	0.1921	0.2589	0.3203	0.3768	0.4286	0.4760	0.5192	0.5587	0.5946	0.6272	0.6567	0.6834	0.7074	0.7291
0.86	0.0419	0.0822	0.1209	0.1582	0.1940	0.2615	0.3237	0.3808	0.4333	0.4813	0.5252	0.5653	0.6017	0.6348	0.6648	0.6920	0.7165	0.7386
0.90	0.0422	0.0828	0.1219	0.1595	0.1957	0.2638	0.3266	0.3844	0.4374	0.4860	0.5305	0.5711	0.6080	0.6416	0.6721	0.6996	0.7245	0.7469
0.94	0.0425	0.0834	0.1228	0.1607	0.1971	0.2658	0.3292	0.3875	0.4411	0.4902	0.5351	0.5762	0.6136	0.6476	0.6784	0.7063	0.7316	0.7543
0.98	0.0428	0.0839	0.1236	0.1617	0.1984	0.2676	0.3314	0.3902	0.4442	0.4938	0.5392	0.5807	0.6184	0.6528	0.6840	0.7123	0.7378	0.7608
1.00	0.0429	0.0842	0.1239	0.1622	0.1990	0.2684	0.3324	0.3914	0.4457	0.4955	0.5410	0.5827	0.6206	0.6552	0.6865	0.7150	0.7406	0.7638
1.20	0.0437	0.0858	0.1263	0.1654	0.2030	0.2740	0.3396	0.4001	0.4558	0.5070	0.5540	0.5969	0.6362	0.6719	0.7044	0.7339	0.7605	0.7846
1.40	0.0441	0.0866	0.1275	0.1669	0.2049	0.2767	0.3431	0.4043	0.4608	0.5127	0.5603	0.6039	0.6438	0.6801	0.7132	0.7432	0.7704	0.7949
1.80	0.0444	0.0871	0.1283	0.1680	0.2062	0.2785	0.3454	0.4071	0.4641	0.5165	0.5645	0.6086	0.6489	0.6856	0.7190	0.7494	0.7769	0.8018
2.00	0.0444	0.0871	0.1284	0.1681	0.2064	0.2787	0.3457	0.4075	0.4645	0.5169	0.5651	0.6092	0.6495	0.6863	0.7198	0.7502	0.7778	0.8027
2.20	0.0444	0.0872	0.1284	0.1682	0.2065	0.2788	0.3458	0.4076	0.4646	0.5171	0.5653	0.6094	0.6497	0.6865	0.7200	0.7505	0.7781	0.8030
2.50	0.0444	0.0872	0.1284	0.1682	0.2065	0.2788	0.3458	0.4077	0.4647	0.5172	0.5653	0.6095	0.6498	0.6867	0.7202	0.7506	0.7782	0.8032
3.00	0.0444	0.0872	0.1284	0.1682	0.2065	0.2789	0.3458	0.4077	0.4647	0.5172	0.5654	0.6095	0.6499	0.6867	0.7202	0.7506	0.7782	0.8032

Fonte: Bouwer in Mays, 1999

Tabela 37.9- continuação- Valores de de α e β conforme função de erro

α \ β	0.62	0.66	0.70	0.74	0.78	0.82	0.86	0.90	0.94	0.98	1.00	1.20	1.40	1.80	2.00	2.20	2.50	3.00
0.02	0.0387	0.0394	0.0401	0.0406	0.0411	0.0415	0.0419	0.0422	0.0425	0.0428	0.0429	0.0437	0.0441	0.0444	0.0444	0.0444	0.0444	0.0444
0.04	0.0759	0.0773	0.0785	0.0796	0.0806	0.0814	0.0822	0.0828	0.0834	0.0839	0.0842	0.0858	0.0866	0.0871	0.0871	0.0872	0.0882	0.0882
0.06	0.1115	0.1136	0.1154	0.1171	0.1185	0.1198	0.1209	0.1219	0.1228	0.1236	0.1239	0.1263	0.1275	0.1283	0.1284	0.1284	0.1284	0.1284
0.08	0.1456	0.1484	0.1509	0.1531	0.1550	0.1567	0.1582	0.1595	0.1606	0.1617	0.1622	0.1654	0.1669	0.1680	0.1681	0.1682	0.1682	0.1682
0.10	0.1783	0.1818	0.1849	0.1876	0.1900	0.1921	0.1940	0.1957	0.1971	0.1984	0.1990	0.2030	0.2049	0.2062	0.2064	0.2065	0.2065	0.2065
0.14	0.2397	0.2445	0.2488	0.2526	0.2559	0.2589	0.2615	0.2638	0.2658	0.2676	0.2684	0.2740	0.2777	0.2785	0.2787	0.2788	0.2788	0.2788
0.18	0.2959	0.3020	0.3075	0.3123	0.3166	0.3203	0.3237	0.3266	0.3292	0.3314	0.3224	0.3396	0.3431	0.3454	0.3457	0.3454	0.3454	0.3454
0.22	0.3472	0.3547	0.3612	0.3671	0.3722	0.3768	0.3808	0.3844	0.3875	0.3902	0.3914	0.4001	0.4043	0.4071	0.4075	0.4076	0.4077	0.4077
0.26	0.3941	0.4027	0.4104	0.4172	0.4232	0.4286	0.4333	0.4374	0.4411	0.4442	0.4457	0.4558	0.4608	0.4641	0.4645	0.4646	0.4647	0.4647
0.30	0.4368	0.4466	0.4553	0.4630	0.5699	0.5760	0.4813	0.4860	0.4902	0.4938	0.4955	0.5070	0.5127	0.5165	0.5159	0.5171	0.5172	0.5172
0.34	0.4756	0.4865	0.4962	0.5048	0.5125	0.5192	0.5252	0.5305	0.5351	0.5392	0.5410	0.5540	0.5603	0.5645	0.5651	0.5653	0.5653	0.5654
0.38	0.5108	0.5227	0.5334	0.5429	0.5213	0.5587	0.5653	0.5711	0.5762	0.5807	0.5827	0.5969	0.6039	0.6086	0.6092	0.6094	0.6095	0.6095
0.42	0.5427	0.5556	0.5672	0.5774	0.5865	0.5946	0.6017	0.6080	0.6136	0.6184	0.6206	0.6362	0.6438	0.6489	0.6495	0.6497	0.6498	0.6499
0.46	0.5715	0.5854	0.5977	0.6087	0.6185	0.6272	0.6348	0.6416	0.6476	0.6528	0.6552	0.6719	0.6801	0.6856	0.6863	0.6865	0.6867	0.6867
0.50	0.5975	0.6122	0.6254	0.6371	0.6475	0.6567	0.6648	0.7721	0.6784	0.6840	0.6865	0.7044	0.7132	0.7190	0.7198	0.7200	0.7202	0.7202
0.54	0.6209	0.6364	0.6503	0.6627	0.6736	0.6834	0.6920	0.6996	0.7063	0.7123	0.7150	0.7379	0.7432	0.7494	0.7502	0.7505	0.7506	0.7506
0.58	0.6420	0.6482	0.6728	0.6857	0.6972	0.7074	0.7165	0.7245	0.7316	0.7378	0.7406	0.7605	0.7704	0.7799	0.7778	0.7781	0.7782	0.7782
0.62	0.6609	0.6778	0.6929	0.7064	0.7784	0.7291	0.7386	0.7469	0.7543	0.7608	0.7638	0.7846	0.7949	0.8018	0.8027	0.8030	0.8032	0.8032
0.66	0.6778	0.7953	0.7110	0.7250	0.7375	0.7486	0.7584	0.7671	0.7748	0.7816	0.7846	0.8064	0.8171	0.8243	0.8252	0.8255	0.8257	0.8257
0.70	0.6929	0.7110	0.7272	0.7417	0.7546	0.7660	0.7762	0.7852	0.7932	0.8002	0.8034	0.8259	0.8370	0.8445	0.8454	0.8458	0.8460	0.8460
0.74	0.7064	0.7250	0.7414	0.7566	0.7698	0.7816	0.7921	0.8014	0.8096	0.8168	0.8201	0.8434	0.8549	0.8627	0.8636	0.8640	0.8642	0.8642
0.78	0.7184	0.7375	0.7546	0.7698	0.7834	0.7956	0.8063	0.8159	0.8243	0.8317	0.8351	0.8591	0.8710	0.8789	0.8799	0.8803	0.8805	0.8805
0.82	0.7291	0.7486	0.7660	0.7816	0.7956	0.8080	0.8190	0.8288	0.8374	0.8450	0.8485	0.8731	0.8853	0.8935	0.8945	0.8949	0.8951	0.8951
0.86	0.7386	0.7584	0.7762	0.7921	0.8063	0.8190	0.8302	0.8402	0.8491	0.8569	0.8604	0.8855	0.8980	0.9065	0.9075	0.9079	0.9081	0.9081
0.90	0.7469	0.7671	0.7852	0.8014	0.8159	0.8288	0.8402	0.8504	0.8594	0.8674	0.8710	0.8966	0.9094	0.9180	0.9191	0.9195	0.9187	0.9187
0.94	0.7543	0.7748	0.7932	0.8096	0.8243	0.8374	0.8491	0.8594	0.8686	0.8767	0.8803	0.9064	0.9195	0.9282	0.9294	0.9298	0.9300	0.9300
0.98	0.7608	0.7816	0.8002	0.8168	0.8317	0.8450	0.8569	0.8674	0.8767	0.8849	0.8886	0.9151	0.9284	0.9373	0.9384	0.9389	0.9391	0.9391
1.00	0.7638	0.7846	0.8034	0.8201	0.8351	0.8485	0.8604	0.8710	0.8803	0.8886	0.8924	0.9191	0.9324	0.9414	0.9426	0.9430	0.9432	0.9433
1.20	0.7846	0.8064	0.8259	0.8434	0.8591	0.8731	0.8855	0.8966	0.9064	0.9151	0.9191	0.9472	0.9614	0.9709	0.9722	0.9726	0.9728	0.9729
1.40	0.7949	0.8171	0.8370	0.8549	0.8710	0.8853	0.8980	0.9094	0.9195	0.9284	0.9324	0.9614	0.9759	0.9858	0.9871	0.9875	0.9878	0.9878
1.80	0.8018	0.8243	0.8445	0.8627	0.8789	0.8935	0.9065	0.9180	0.9282	0.9373	0.9414	0.9709	0.9858	0.9959	0.9972	0.9972	0.9879	0.9980
2.00	0.8027	0.8252	0.8454	0.8636	0.8799	0.8945	0.9075	0.9191	0.9594	0.9384	0.9426	0.9722	0.9871	0.9972	0.9985	0.9990	0.9992	0.9934
2.20	0.8030	0.8255	0.8458	0.8640	0.8803	0.8949	0.9079	0.9195	0.9298	0.9389	0.9430	0.9726	0.9875	0.9977	0.9990	0.9995	0.9997	0.9998
2.50	0.8032	0.8257	0.8460	0.8642	0.8805	0.8951	0.9081	0.9197	0.9300	0.9391	0.9432	0.9728	0.9878	0.9979	0.9992	0.9997	1.0000	1.0000
3.00	0.8032	0.8257	0.8460	0.8642	0.8805	0.8951	0.9081	0.9197	0.9300	0.9391	0.9433	0.9729	0.9878	0.9980	0.9993	0.9998	1.0000	1.0000

Source: From Hantush (1967).

Fonte: Bouwer in Mays, 1999

Exemplo 37.16

Seja um aqüífero com espessura b=10,7m com condutividade hidráulica K= 107m/dia e porosidade efetiva Sy= 0,2.

Vamos aplicar sobre o mesmo um trincheira de exfiltração e queremos saber embaixo da mesma, como sobe o lençol freático, sabendo-se que o mesmo está a 5,00m da superfície do solo.

O solo não saturado tem condutividade hidráulica Kt= 12m/dia.

Supomos que a trincheira está enterrada 0,50. Isto é, sobre a mesma existe altura de solo local de 0,50m.

Queremos infiltrar no aqüífero 207m^3/dia de água bombeada diretamente para um tubo perfurado que está no meio da trincheira.

Supomos que os agregados na trincheira tenham mais de 2,5cm a 7,5cm e que haja furo suficiente para a exfiltração das águas pluviais.

Supomos que a largura da trincheira W= 1,00m e que a profundidade da mesma H= 2,00m

$$L= Q/ [Kt (W + H)]$$

$$L= 207/ [12 (1 + 2)]= 5,75m \qquad \text{Adoto } L=6m$$

A taxa de infiltração será:

$$N= Q/ (L \times W)$$

L= 6m

$$N= 207/ (6 \times 1)=34,5 \text{ m/dia}$$

O parâmetro v será:

$$v = Kx\ b / Sy= 107 \times 10,7 / 0,2 = 5.724,5 \text{ m}^2\text{/dia}$$

$$b1= 0,5 \times [hi + h(t)]$$

Hantush, 1967 in Chin, 2000 obteve a seguinte equação:

$$\mathbf{h_m^2 (t)= hi^2 + (2N x\ \nu \times t/K) \times S^* (W/ (8\ \nu\ t)^{0,5} ,\ L/ (8\ \nu\ t)^{0,5})}$$

$h_m^2 (t)= 10,7^2 + (2x34,5x\ 5725 \times t/107) \times S^* (1 / (8 x5725\ t)^{0,5} ,\ 6/ (8 \times 5725\ t)^{0,5})$

$h_m^2 (t)= 114 + 3692 \times t \times S^* (0,00467\ t^{0,5} ,\ 0,028/ t^{0,5}$

Para t= 1 dia teremos:

$h_m^2 (t)= 114 + 3692 \times 1dia \times S^* (0,00467 \times 1^{0,5} ,\ 0,028/ 1^{0,5})$

$h_m^2 (t)= 114 + 3692 \times 1dia \times S^* (0,00467 ,\ 0,028)$

α= 0,00467

β = 0,028

Entrando na Tabela (37.8) e (37.9) com os valores de α e β e fazendo as i***nterpolações*** achamos o valor 0,00044

$h_m^2 (t)= 114 + 3692 \times 1dia \times 0,00044= 114 + 1,6 =115,6$

$hm = 115,6^{0,5} =10,8m$

Portanto, o aqüífero que tinha 10,7m passou para 10,8m, isto é, subiu 0,10m, que não apresenta perigo pois, existe do fundo da trincheira até o nível do lençol freático a distância de 1,85m.

Internet

Uma outra maneira é entrar na internet no site e calcular

http://www.aqtesolv.com/forum/rmound.asp

Achamos 10,8m

Poderemos também variar o tempo de 1 dia para 10 dias, 100dias, 1.000dias, 10.000dias, mas a altura de 10,80m permanecerá estável.

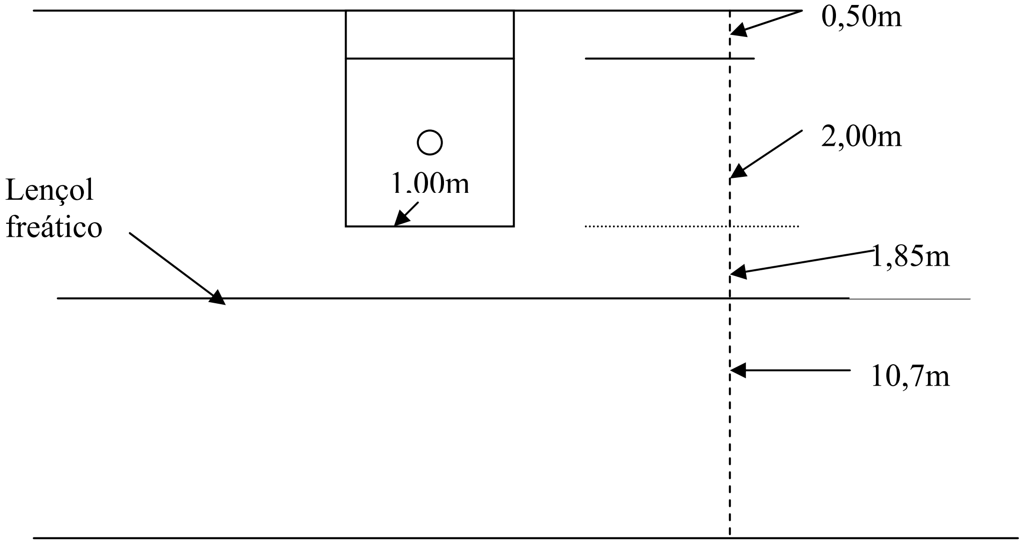


Figura 37.19- Esquema para verificar o alteamento do lençol freático

37.15 Recarga de bacias quadradas pelo método de Bianchi e Mackel

A recarga artificial de aqüíferos é a maneira pelo qual procuramos infiltrar a água superficial no solo.

Quando uma trincheira ou bacia de infiltração começa a funcionar com as águas pluviais que lá chegaram, começa a percolação e temos que prever quanto sobe o lençol freático, pois sempre consideramos uma distância segura do mesmo até o fundo da trincheira ou bacia de infiltração.

Esta distância segura deve ser no minimo de 1,2m conforme Figura (37.20). A equação de Hantush mostra como fazer isto.

Malásia, 2005 mostra um exemplo citando um método gráfico de *Bianchi e Macke*l, 1970 que mostra a simplicidade para se achar o alteamento do lençol freático conforme Figura (37.21).

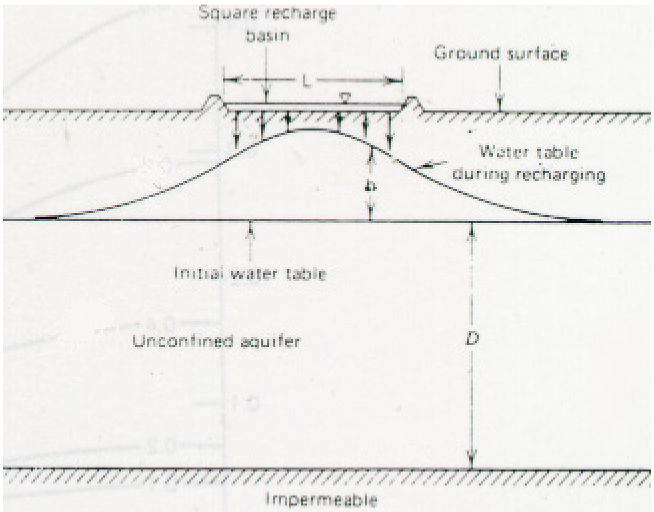


Figura 37.20 Recarga de uma área quadrada
Fonte: Todd, 1990 in Malaysia, 2005

Vamos usar o gráfico de Bianchi e Muckel, 1970 da Figura (37.21) e para isto precisamos achar o coeficiente:

$$\mathbf{L / (4.T. t /S)^{0,5}} = \text{valor A}$$

Sendo:
L= comprimento (m).
S= porosidade efetiva
t= tempo (dias)
T= transmissibilidade (m^2/dia)

Entrando no gráfico com x/L=0,5 e o valor A, isto é, queremos a altura do lençol no meio da bacia de infiltração e achamos:

$$\mathbf{h.S/ w. t = valor\ B}$$

Tirando o valor de h temos:

$$\mathbf{h= (valor\ B) . w. t / S}$$

Portanto, no meio da bacia de infiltração o lençol freático sobe em t dias a altura h.

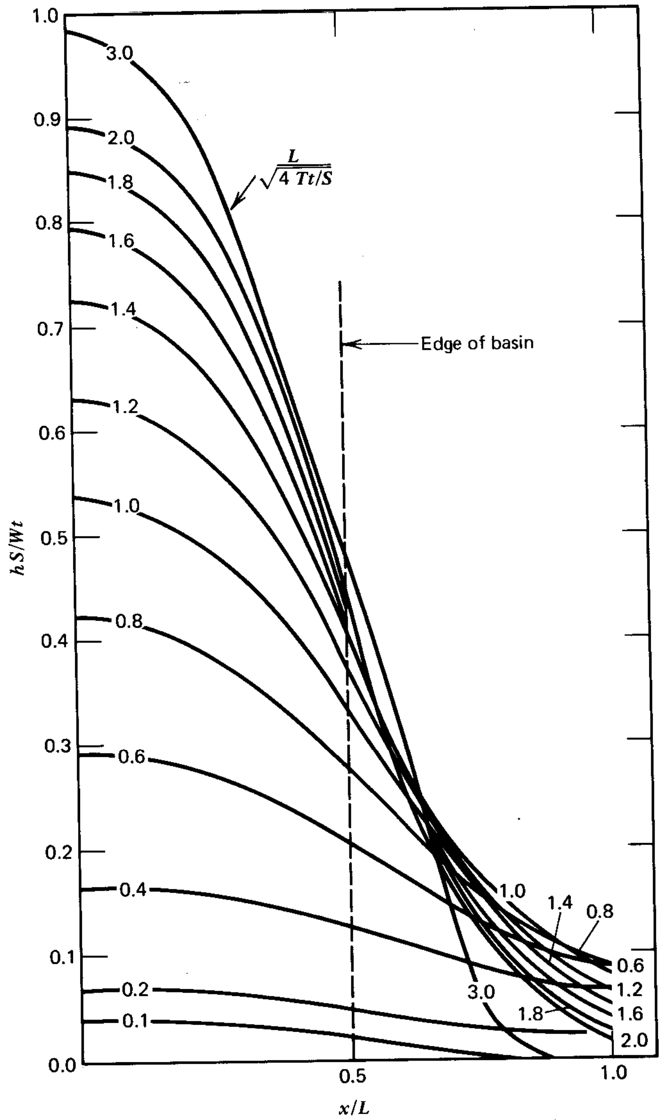


Figura 37.21 Gráfico adimensional para cálculo de altura de água infiltrada em área de recarga quadrada
Fonte: Todd, 1980.

Exemplo 37.17
Uma bacia de infiltração de forma quadrada tem 100m de lado, taxa uniforme de recarga de 0,5m/dia, transmissibilidade de 800m²/dia, porosidade efetiva do solo de 0,15 conforme Todd, 1980.

Achar a altura que aumenta o lençol freático na borda da bacia após 15dias.
L= 100m S= 0,15 t= 15dias S=0,15 w= 0,5m/dia T= 800m²/dia

Vamos usar o gráfico de Bianchi e Muckel, 1970 da Figura (37.21) e para isto precisamos achar o coeficiente:
$L / (4.T. t /S)^{0,5}=100 / (4 \times 800 \times 15 /0,15)^{0,5} = 0,18$

Entrando no gráfico com x/L=0,5, isto é, queremos a altura do lençol no meio da bacia de infiltração e achamos:
h.S/ w. t = 0,07
Tirando o valor de h temos:
h= 0,07 . w. t / S
h= 0,07 x 0,5 x 15 / 0,15 = 3,50m
Portanto, no meio da bacia de infiltração o lençol freático sobe em 15dias a altura de 3,5m.

Tabela 37.10- Planilha de cálculos

Forma: quadrada		
Comprimento (m) L=	**100**	m
Recarga w (m/dia)=	**0,5**	m/dia
Porosidade efetiva S=	**0,15**	adimensional
Transmissibilidade (m^2/dia)=	**800**	m^2/dia
T=K x D sendo D=espessura do aqüífero		
Tempo t em dias t=	**15**	dias
$L/(4.T. t/S)^{0,5}$= adimensional	**0,18**	
Valor achado no gráfico h. S / W. T= valor A	**0,07**	adimensional
x= distância do centro até um ponto sob o quadrado da bacia a contar do centro		
x= L/ 2 (distância do centro da bacia de infiltração até a borda)	**50**	
Valor x/L	**0,5**	
h= altura acima do lençol freático (m)= valor A . W. t / S = (m)	**3,5**	

Exemplo 37.18
Uma bacia de infiltração de forma quadrada com 5m de lado, taxa uniforme de recarga de 34,5m/dia, transmissibilidade de 800m²/dia, porosidade efetiva do solo de 0,2.

Achar a altura que aumenta o lençol freático na borda da bacia após 1dias.
L= 5m S= 0,2 t= 15dias S=0,2 w= 34,5m/dia
K= 107m/dia
D= espessura do aqüífero= 10,7m

T= K . D= 107 x 10,7= 1144,9m²/dia
t= 1 dia
$L / (4.T. t /S)^{0,5}=5 / (4 \times 1144,9 \times 1 /0,2)^{0,5} = 0,03$

Entrando no gráfico da Figura (37.21) com x/L=0,5, isto é, queremos a altura do lençol no meio da bacia de infiltração e achamos:
h.S/ w. t = 0,001
Tirando o valor de h temos:
h= 0,07. w. t / S
h= 0,001 x 34,5 x 1 / 0,2 = 0,17m
Portanto, no meio da bacia de infiltração o lençol freático sobe em 1dias a altura de 0,17m.

Tabela 37.11- Planilha de cálculos

Forma: quadrada		
Comprimento (m) L=	**5**	m
Recarga w (m/dia)=	**34,5**	m/dia
Porosidade efetiva S=	**0,2**	adimensional
Transmissibilidade (m^2/dia)=	**1144,9**	m^2/dia
T=K x D sendo D=espessura do aqüífero	**1144,9**	
Tempo t em dias t=	**1**	dias
L/(4.T. t/S) ^{0,5}= adimensional	**0,03**	
Valor achado no gráfico h. S / W. T= valor A	**0,001**	adimensional
x= distância do centro até um ponto sob o quadrado da bacia a contar do centro		
x= L/ 2 (distância do centro da bacia de infiltração até a borda)	**2,5**	
Valor x/L	**0,5**	
h= altura acima do lençol freático (m)= valor A . W. t / S = (m)	**0,17**	

37.17 Routing -Método Modificado de Pulz

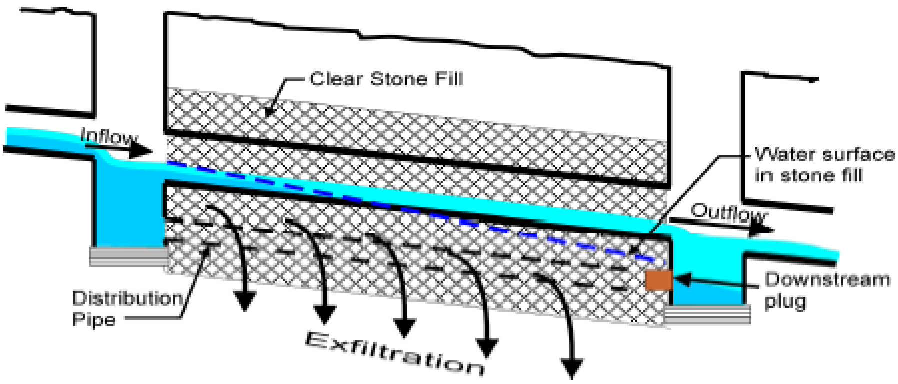


Figura 37.24- Tubo perfurado com exfiltração

Entrada= saída + exfiltração+ mudança no armazenamento

$$(I_1 + I_2)/2 = (Q_1 + Q_2)/2 + (X_1+X_2)/2 + (V_2 - V_1)/\Delta t$$

$$(I_1 + I_2) = (2V_2// \Delta t + Q_2 + X_2) - (2V_1 / \Delta t + Q_1 + X_1) + 2Q_1 + 2X_1$$

$$(I_1 + I_2) = f(V_2, Q_2, X_2) - f(V_1, Q_1, X_1) + 2Q_1 + 2X_1$$

Sendo:
I_1 = vazão no início do período de tempo
I_2= vazão no fim do período de tempo
Q_1= vazão de saída no início do período de tempo
Q_2= vazão de saída no fim do período de tempo
Δt = duração do período de tempo
V_1 = volume no início do período de tempo
V_2= volume no fim do período de tempo
X_1= vazão de exfiltração no período de tempo
X_2= vazão de exfiltração no fim do período de tempo

37.18 Detalhes do projeto

A camada de pedra britada nº 3 com diâmetro médio de 50mm deverá estar envolvida em bidim para evitar entupimento de partículas de solo muito fina. O tubo perfurado deve ter a geratriz superior 75mm a 150mm abaixo do topo da camada de pedra britada.

O tubo perfurado deve estar praticamente plano com declividade da ordem de 0,5% para promover a exfiltração. Ao longo do tubo perfurado deve haver um colar para evitar o caminhamento da água junto ao tubo. O diâmetro mínimo do tubo perfurado é de 200mm devido a manutenção.

Há necessidade de pré-tratamento.

Para isto é necessário que a taxa de percolação seja **K ≥ 15mm/h** e que o nível do lençol freático na pior condição esteja no mínimo a 1,00m do fundo da camada de pedra.

É importante salientar que o valor K=15mm/h é um valor difícil de se achar em áreas de solo argiloso onde o valor de K varia de 0,2mm/h a 6mm/h.

A Figura (37.25) mostra a instalação de tubos perfurados para infiltração no solo e a Figura (37.26) é um corte transversal da caixa de pedra para micro-drenagem com tubos perfurados.

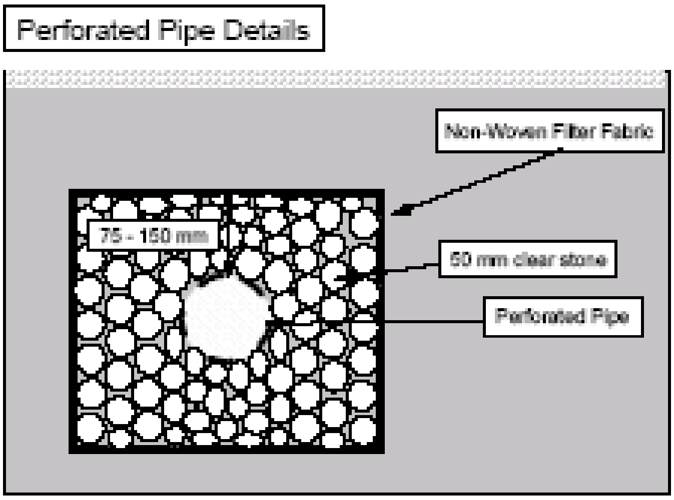


Figura 37.26- Corte transversal da caixa de pedra para micro-drenagem com tubos perfurados

37.19 Descarga da exfiltração

A exfiltração num tubo perfurado para conduzir águas pluviais pode ser modelada através da Equação (37.1) de um orifício variando o coeficiente de descarga Cd de 0 a 0,62, mas tudo depende da profundidade h e da vazão

$$Q= C_d \times A \times (2 \times g \times h)^{0,5} \qquad \text{(Equação 37.1)}$$

Sendo:
Cd= coeficiente de descarga = 0,62
A= área do orifício (m^2)
g= aceleração da gravidade (m/s^2)
h= altura (m)

Devido a complexidade para adotar a equação do orifício, Ontário, 2003 *Paul Wisner* e associados em 1994 apresentaram a Equação (37.2) ***aproximada*** que depende da área perfurada por metro de tubo, da declividade do tubo e da vazão de entrada que fornece bons resultados.

$$Q_{exf}= (15 \times A – 0,06 \times S + 0,33)\, Q_{entrada} \qquad \text{(Equação 37.2)}$$

Sendo:
Q_{exf} = vazão exfiltrada pelas perfurações do tubo (m^3/s)
A= área de perfurações /m de comprimento de tubo (m^2/m)
S= declividade do tubo perfurado (%)
$Q_{entrada}$ = vazão de entrada longitudinal no tubo perfurado (m^3/s)

Nota: a Equação (37.2) foi baseada em tubos de 300mm e com perfurações de 12,7mm e 7,9mm.

Deve ser ter cuidado em usar a equação para diâmetros muito grandes ou tubos com perfurações muito grande. Usando a Equação (37.2) pode ser feito tabelas para se obter a exfiltração.

Exemplo 37.20

Seja uma galeria de águas pluviais com 130m com tubos perfurados de diâmetro de 200mm com cinqüenta perfurações de 12,7mm de diâmetro por metro de tubo e assentados com declividade de S=0,5%. As pedras britadas que serão usadas são as de nº 3.

O bidim estará envolvendo a camada de pedra para evitar entupimento. A profundidade máxima da caixa de pedras é de 1,50m

A área de um furo= $3{,}14 \times 0{,}0127^{2} / 4 = 0{,}000126613\ m^2$

Como temos 50furos por metro a área A= 50 x 0,000126 6613= 0,006m^2/m

S=0,5%

$Q\ exf = (15 \times A - 0{,}06 \times S + 0{,}33)\ Q_{entrada}$

$Q\ exf = (15 \times 0{,}006 - 0{,}06 \times 0{,}5 + 0{,}33)\ Q_{entrada}$

Q exf= **0,39** x $Q_{entrada}$

Tabela 37.14 Vazão de exfiltração em função da altura de água no tubo

Altura da água no tubo variando de zero a altura do tubo 0,20m	$Q_{entrada}$ **(vazão que entra na tubulação)**	**Q** $_{exfiltração}$ **(volume que passa pelos furos)**	**Q** $_{saída}$**=** $Q_{entrada}$ **-Q** $_{exfiltração}$
(m)	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**	**(m^3/s)**
0,000	0,0000	0,0000	0,0000
0,025	0,0010	0,0004	0,0006
0,050	0,0030	0,0012	0,0018
0,075	0,0065	0,0012	0,0053
0,100	0,0120	0,0025	0,0095
0,125	0,0165	0,0047	0,0118
0,150	0,0210	0,0064	0,0146
0,175	0,0220	0,0082	0,0138
0,200	0,0230	0,0086	0,0144

Fonte: Ontário, 2003

37.20 Volume de armazenamento

Conforme Ontario, 2003 o volume de armazenamento no reservatório é feito com pedra nº 3 é fornecido pela Equação (37.3) e Figura (37.26).

$$V = L \times W \times D \times n \times f \qquad \text{(Equação 37.3)}$$

Sendo:

V= volume de armazenamento (m^3)

L= comprimento da tubulação perfurada (m)

W= largura da caixa de pedra nº 3 (m)

D= profundidade da caixa de pedra (m)

f= 0,75 = fator de longevidade para o solo nativo

n= 0,40=espaço vazio nas pedras.

O critério usando em Ontário, 2003 é que o volume de armazenamento deverá ter no mínimo 5mm da área da bacia e no máximo 25mm.

Pode-se usar na prática o volume para melhoria da qualidade das águas pluviais:

WQv=(P/1000) x Rv x A.

Portanto, **V=WQv**.

Exemplo 37.21

Sendo a área de 1ha, com área impermeável de 70% AI=70% achamos o volume WQv.

Rv= 0,05+0,009x AI= 0,68
WQv= (25/1000) x 0,68 x 1ha x 10.000m^2 =170m^3

Supor comprimento L=130m, altura de D=1,50 e largura de W=3,00m e índice de vazios n=0,40 e f=0,75.

V= L x W x D x n x 0,75 x f

V= 130 x 3,0x 1,50 x 0,40 x 0,75 = **176m^3 >170m^3 OK.**

37.21 Vazão infiltrada pela camada de pedra do tubo perfurado

Sendo conhecido o volume V temos as dimensões da caixa de pedra: L, W e D. Assim podemos calcular a vazão que será infiltrada conforme Ontário, 2003:

Q= f x (P/3600000) x (2xLx D + 2 x W x D + L x W) x n (Equação 37.4)

Sendo:
Q= vazão (m^3/s) dependente do volume V
P= taxa de percolação (mm/h)
L= comprimento (m)
D= profundidade (m)
W=largura (m)
n= índice de vazios= 0,4
f= fator de longevidade conforme Tabela (37.15)

Podemos desprezar o termo WxD, pois ai não há infiltração e teremos:

Q= f x (P/3600000) x (2Lx D + L x W) x n (Equação 37.5)

O fator de longevidade f pode ser adotado pela Tabela (37.15).

Tabela 37.15- Fator de longevidade conforme a taxa de percolação P

Taxa de percolação do solo- P (mm/h)	Fator de longevidade (f)
P< 25	0,50
25<P < 100	0,75
P>100	1,00

Fonte: Ontário, 2003

Exemplo 37.22
Calcular a vazão infiltrada na caixa de pedra britada com 130m de comprimento, profundidade da caixa de pedra de D=1,50m, largura da caixa de pedra W= 3,00m e taxa de percolação P= 50mm/h.

Q= f x (P/3600000) x (2L x D +L x W) x n

Q= 0,75 x (50/3600000) x (2x 130x 1,50 + 130 x 3,00) x 0,4= **0,00325m^3/s = 3,25 L/s**

Será infiltrado no solo 0,00325m^3/s e se a entrada de águas pluviais for maior que este valor haverá *overflow* sendo a vazão de água encaminhada para uma galeria de águas pluviais convencional ou para um córrego mais próximo.

A Figura (37.27) mostra uma galeria de micro-drenagem onde há tubos perfurados para infiltração no solo. A idéia central é que grande parte das águas pluviais sejam infiltradas no solo.

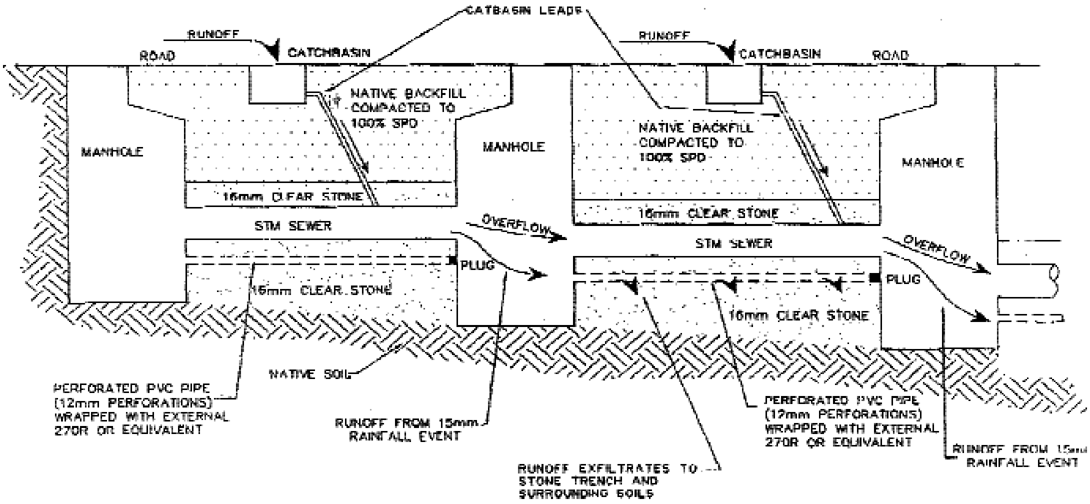


Figura 37.27- Perfil de galeria de águas pluviais com tubos perfurados aplicado na cidade de Etobicoke. **Fonte: Ontário, 2003**

O professor dr. Engenheiro civil José Bernardes Felex conhece Etobicoke e juntamente com o falecido dr. Chaves construíram na década de 1980 na cidade de Ribeirão Preto cerca de 4km de rede de águas pluviais com infiltração no solo. O solo é argiloso com baixa taxa de infiltração, mas apesar de não haver diminuição de custo, houve melhoria com o retardo do pico de enchente.

O dr. Felex nos 1970 projetou na rua Xavier de Toledo e outras no centro de São Paulo sistema de água pluviais onde instalou canaleta com 0,30m x 0,30m abaixo da sarjeta e usou grelhas de maneira que a **água não é vista na rua**, pois ela entra por toda a canaleta seguindo depois para as galerias de águas pluviais. Disse-me que usou Tr=10anos e que foi aluno do prof. dr. Kokei Uehara. Informou ainda que teve grandes problemas na Ladeira Porto Geral.

O dr. Felex foi também conselheiro do FHWA dos Estados Unidos.

37.22 Custos

Apesar de uma parte das águas pluviais se infiltrarem a redução dos custos de uma micro-drenagem com tubos perfurados economiza somente 10% do custo dos tubos.