

2

Permeâmetro

Segundo Alvarez Javier *et. al* (2003) a condutividade hidráulica é o principal parâmetro requerido para a predição de fluxo de água nos solos, devido a sua dependência com a estrutura do solo e à elevada variabilidade espacial que possui esta propriedade

Neste capítulo realiza-se uma breve descrição dos métodos e equipamentos desenvolvidos para determinar a condutividade hidráulica em campo.

2.1.

Tipo de Permeâmetro

2.1.1.

Permeâmetro de Guelph

O Permeâmetro de Guelph foi desenvolvido por Reynolds e Elrick (1983), e posteriormente aperfeiçoado em 1985, na University of Guelph, Canadá (Elrick, 1985).

O referido aparelho é utilizado para obter as medições da condutividade hidráulica saturada do solo (k_s), assim como o coeficiente de armazenamento o qual é um valor adimensional que representa a percentagem de água gravítica que existe num determinado volume do conjunto água mais o solo, a matriz potencial de fluxo a qual é a capacidade de absorção de água no solo, por efeito de capilaridade.

Estes três fatores são os que governam o movimento de um fluido através de um meio poroso não saturado.

Em geral, o permeâmetro de Guelph vem sendo aplicado em vários projetos, como sistemas de irrigação, sistemas de drenagem e estudos hidrogeológicos em geral (Nishiyama *et al.*, 2007).

Este aparelho visto na Figura 2.1, é composto por um vaso de Marriotte que mantém uma carga constante de água no meio poroso. O vaso é apoiado em um tripé que permite adaptar o aparelho a terrenos irregulares.



Figura 2.1 Permeâmetro de Guelph sendo empregado em um estudo hidrogeológico em Santos Dumont (MG)

2.1.1.1.

Descrição do ensaio com o Permeâmetro de Guelph

O Permeâmetro de Guelph é um aparelho portátil e muito simples de operar, pois só se requer duas pessoas e 2,5 litros de água para realizar um ensaio.

O ensaio permite medições em qualquer posição no perfil, e é realizado aplicando um volume de água constante num orifício aberto por trado no solo, de aproximadamente 50 cm de profundidade.

Espera-se estabilizar rapidamente o bulbo do solo saturado, este bulbo é muito estável e sua forma depende do tipo de solo, uma vez que se estabeleça a forma única de saída de água, o poço alcançará um valor constante que pode ser medido (uma carga constante conhecida).

O índice de saída constante de água, o diâmetro do furo, e a altura da água no poço são usados para determinar a condutividade hidráulica saturada de campo do solo.

Para a interpretação dos resultados obtidos com o Permeâmetro de Guelph é usado o método teórico desenvolvido por Reynolds e Elrick (1985), o qual está baseado na equação de Richards (1931), onde o raio de fluxo permanente num furo cilíndrico é aproximado por uma equação onde a vazão (Q) é determinada pela seguinte formula:

$$Q = R \times A \quad (2.1)$$

Onde:

Q = é a vazão do regime permanente,

R = é a razão da vazão constante obtida durante os ensaios,

A = é a área do reservatório do Permeâmetro utilizado (36.19 cm²).

Para determinar os parâmetros correspondentes a infiltração dos solos, é usado o método de carga hidráulica proposto por Elrick *et al.* (1989). O método consiste em aplicar uma altura de carga hidráulica constante (H) e quando o regime permanente é atingido, a vazão Q é a condutividade hidráulica saturada (k_s) são determinadas por:

$$k_s = \frac{C \cdot Q}{\left(2\pi \cdot H^2 + \pi \cdot a^2 \cdot C + \frac{2 \cdot \pi \cdot H}{\alpha} \right)} \quad (2.2)$$

Onde:

H = é a altura da carga hidráulica,

a = é o diâmetro do orifício aberto pelo trado no solo

α = é estimado inicialmente por avaliação visual “in situ” da macroporosidade (fissuras, formigueiros, furos de raízes, etc.) e textura do solo, a partir da tabela 2.1.

C = fator de forma, que depende da relação H/a e do tipo de solo.

$$C = 4 \cdot \left[\frac{1}{2} \sinh^{-1} \left(\frac{H}{2 \cdot a} \right) - \sqrt{\left(\frac{a}{H} \right)^2 + \frac{1}{4}} + \frac{a}{H} \right] \quad (2.3)$$

Tabela 1 Valores de α segundo o tipo de solo, Soto,(1999).

Valores de α sugeridos para tipos de solo	
α . (cm ⁻¹)	TIPO DE SOLO
0,01	Argilas compactadas (aterros, liners, sedimentos lacustres e marinhos).
0,04	Solos de textura fina, principalmente sem macroporos e fissuras.
0,12	Argilas até areias finas com alta e moderada quantidade de macroporos e fissuras.
0,36	Areias Grossas inclui solos com macroporos e fissuras.

O Permeâmetro de Guelph constitui uma ferramenta válida para as medições de permeabilidade saturada tanto em solos argilosos como para solos arenosos. A vantagem que apresenta este aparelho é sua rapidez e facilidade de operação. Uma desvantagem deste ensaio é que só mede a condutividade hidráulica do solo até uma profundidade máximo de 60 cm abaixo do nível do terreno. Em casos onde é necessário obter o perfil da condutividade hidráulica com a profundidade é necessário realizar uma série de alterações no equipamento.

2.1.2. Ensaio de Lefranc

O Ensaio de Lefranc é realizado para medidas pontuais da condutividade hidráulica do solo, o qual consiste em medir a vazão durante um intervalo de tempo, (Q), mantendo o nível da água dentro da sondagem estabilizada a uma altura h_m .

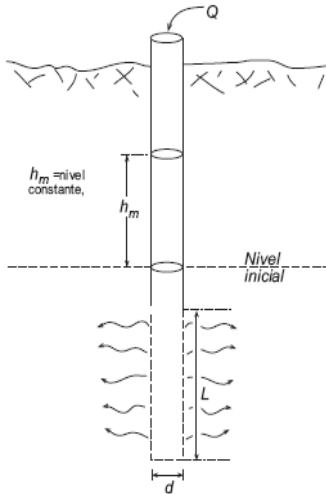


Figura 2.2 Esquema do Ensaio de Lefranc (Puertos del Estado, 1994)

Para a realização do ensaio se deve ter em conta que a sondagem deve estar revestida para evitar que aconteça uma queda das paredes da escavação, deixando-se livre de proteção só o tramo ou ponto onde será realizado o ensaio.

A interpretação dos dados baseia-se em certas hipóteses conhecidas do campo de aplicação da Lei de Darcy, como é o escoamento laminar, o regime de escoamento é permanente, meio isotrópico e homogêneo. Nestas condições que a fórmula utilizada para o cálculo da condutividade hidráulica é a seguinte:

$$k = \frac{Q}{C \cdot h_m} \quad (2.4)$$

$$C = \frac{2\pi L}{\ln\left(\frac{2L}{d}\right)} \quad (2.5)$$

Onde:

k = condutividade hidráulica (m/s).

Q =vazão injetada (m^3).

h_m =altura da água no interior da sondagem, por acima do nível freático.

L =longitude da zona filtrante (m).

d =diâmetro da sondagem.

C =fator de forma.

Segundo Puertos del Estado (1994), pode-se usar a equação 2.6, se a única zona filtrante é somente a boca da sondagem, de diâmetro d , podendo obter o fator de forma só com o diâmetro:

$$C = 2,75d \quad (2.6)$$

Jimenez Salas (1981) e Puerto del Estado (1994) sugerem que se $L/d > 4$ ou $L/d > 2$ respectivamente é satisfeito (onde “ L ” e a longitude da zona filtrante e “ d ” e o diâmetro maior) podendo ser usada a equação 2.7 para o calculo do fator de forma C

Sendo a expressão geral do fator de forma C para qualquer caso:

$$C = \frac{2\pi L}{\ln \left(\frac{L}{d} + \sqrt{\left(\frac{L}{d} \right)^2 + 1} \right)} \quad (2.7)$$

Custodio (1983), recomenda que para a realização de ensaios em solos de alta permeabilidade o procedimento do ensaio seja como o descrito na figura 2.3, a qual mostra a obtenção da vazão total Q , a qual é calculada através da vazão injetada Q_1 e a vazão de saída Q_2 . Isto devido à grande dificuldade de manter uma carga constante h_m neste tipo de solos.

$$Q = Q_1 - Q_2 \quad (2.8)$$

No caso de solos com baixa a muito baixa permeabilidade, não é preciso utilizar este procedimento. Neste caso, basta adicionar volumes conhecidos de água (vazão Q_1) no tubo, e medir a quantidade de água que percola no meio.

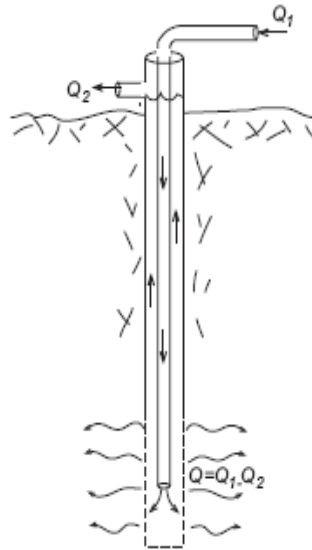


Figura 2.3 Proposta de dispositivo de Custodio (1983)

Segundo Jimenez Salas (1981), os ensaios de Lefranc possuem as seguintes vantagens e desvantagens:

- A vantagem do ensaio de Lefranc, é que pode ser realizado a várias profundidades, podendo-se obter o perfil de permeabilidade com a profundidade
- A desvantagem é que se requer a execução de uma sondagem para cada ensaio, o que acarreta em um custo maior, além de que não se pode obter o perfil da condutividade hidráulica de uma maneira constante com o tempo.

2.1.3. **Slug Test**

O *Slug Test* é atualmente um dos ensaios mais utilizados em campo para determinar a condutividade hidráulica do solo (Butler, 2007). Este tipo de ensaio pode ser realizado tanto em poços de monitoramento como em piezômetros (Vásquez, 2004). O *slug test* encontra-se normatizado nos Estados Unidos pela norma ASTM D 4104 (ASTM, 2004).

O ensaio consiste em modificar de maneira instantânea a coluna de água no poço ou piezômetro, seja por introdução ou extração de um objeto sólido.

Este objeto sólido que é rapidamente introduzido ou retirado causa uma variação, de incremento ou diminuição nos níveis de água dentro do poço, seguido de uma súbita mudança de níveis de cargas. Em quanto o nível de água retorna ao nível estático, as variações das cargas são medidas em função do tempo (Freeze e Cherry, 1979). Os dados coletados são usados para a determinação das propriedades hidráulicas do aquífero aplicando seu próprio método de análise.

2.1.3.1. **Descrição do *Slug Test***

O aparelho usado para os testes de *slug test*, inclui um dispositivo para medir a variação das cargas pressão durante a realização do ensaio (*e.g.*, um medidor de nível d'água ou um transdutor de pressão), e para armazenar as cargas de pressões medidas durante os testes é usado um *data logger* (vide Figura 2.4). O método mais comum para o teste é o uso de um objeto sólido (*slug*), o qual é introduzido ou removido no interior do poço.



Figura 2.4 – Detalhe de um ensaio slug test realizado em uma campanha hidrogeológica em São Paulo

O cilindro (*slug*) pode ser confeccionado de um tarugo de aço inoxidável ou PVC ou mesmo utilizando-se um tubo de PVC. No caso de utilização de um tubo, o seu interior deve ser preenchido com areia ou um material similar, e é hermeticamente fechado em ambas as extremidades por *caps* soldados ou rosqueados. Na PUC-Rio, um tarugo de PVC é geralmente usado como *slug*, um transdutor de pressão monitora a variação da coluna d'água induzida pela inserção do *slug* no interior do poço de monitoramento e um sistema portátil de aquisição de dados excita o transdutor, condiciona e armazena os seus sinais.

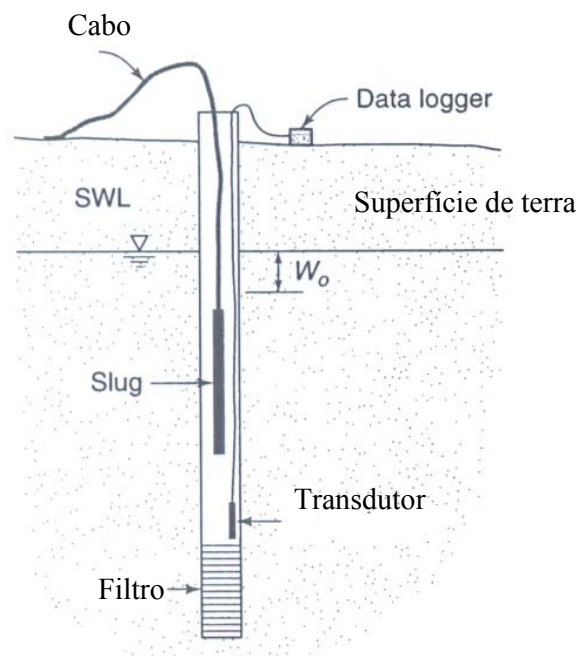


Figura 2.5 Slug Test, Weight e Wittman

Como foi mencionado anteriormente, este tipo de ensaio pode ser executado por meio de duas alternativas, com a introdução de um objeto sólido (*slug-in*) ou com a retirada deste objeto (*slug-out*).

Na primeira opção (*slug-in*), introduz-se o objeto sólido dentro do poço e faz-se subir o nível da água até uma altura h_1 , e posteriormente se mede o decaimento do nível de água até chegar a seu nível inicial, tomando o tempo necessário para chegar a esta condição. A Figura 2.5, mostra a configuração do ensaio. A Figura 2.6a que mostra o caso na que a prova é realizada num poço e a Figura 2.6b, quando a prova é realizada num piezômetro.

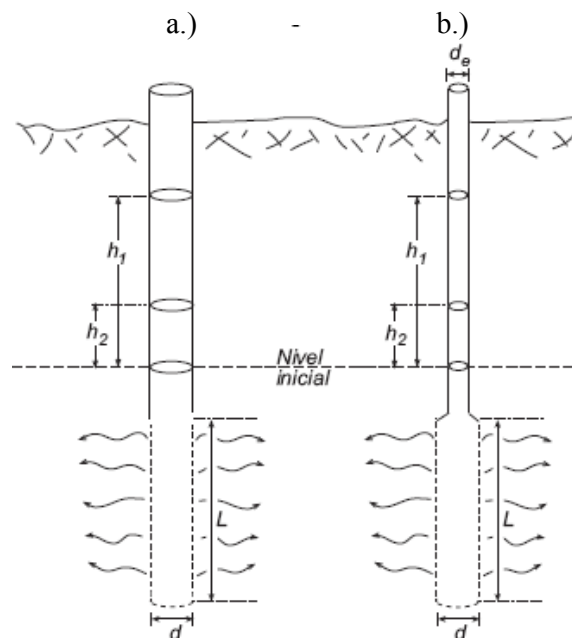


Figura 2.6 Slug In, subida inicial e medidas de descensos da água Navfac, 1981.

No segundo caso (*slug-out*), mede-se a variação do nível da água ocasionado pela extração do objeto sólido que foi introduzido no poço ou piezômetro como ilustrado na Figura 2.6. Este objeto deve ser extraído com a maior rapidez possível, já que o ensaio se fundamenta na medição da variação no nível de água.

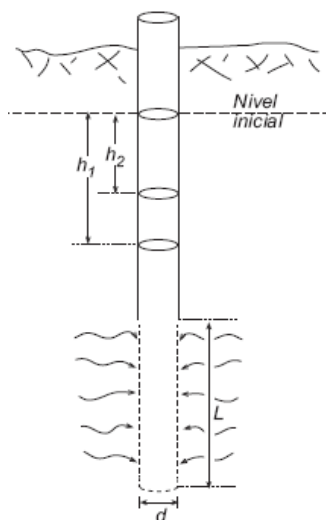


Figura 2.7 Slug Out, descenso inicial e medidas de subidas da água (Navfac, 1981).

Segundo Butler (2007), este tipo de ensaio possui as seguintes vantagens:

- Rapidez de execução,
- Evita a introdução e extração de água, e a posterior possibilidade de ter que gestionar a possível água contaminada,
- Possibilidade de conseguir dados confiáveis devido à utilização de sistemas de aquisição de dados que medem e registram as variações do nível de água de forma contínua e precisa, registrando o maior número possível de dados nos primeiros momentos após a extração ou introdução do *slug*,
- Necessidade de escasso equipamento ou acessório para a realização dos ensaios.

Uma das limitações deste ensaio, é que ele apenas determina a condutividade hidráulica na área imediatamente circundante ao filtro do poço de monitoramento ou a ponta piezométrica.

McLane *et al.* (*apud* Butler, 2005) apresentaram uma modificação deste tipo de ensaio como é mostrado na Figura 2.8. O ensaio de *slug test*, usando o método pneumático, o qual consiste em aumentar a pressão de ar através da injeção de ar comprimido ou nitrogênio gasoso, reduzindo assim o nível da água no interior do poço. O teste se inicia com a despressurização do meio e se encerra quando as condições iniciais sejam re-estabelecidas. Neste intervalo a carga de pressão é monitorada através de um transdutor de pressão instalado no interior do poço de monitoramento

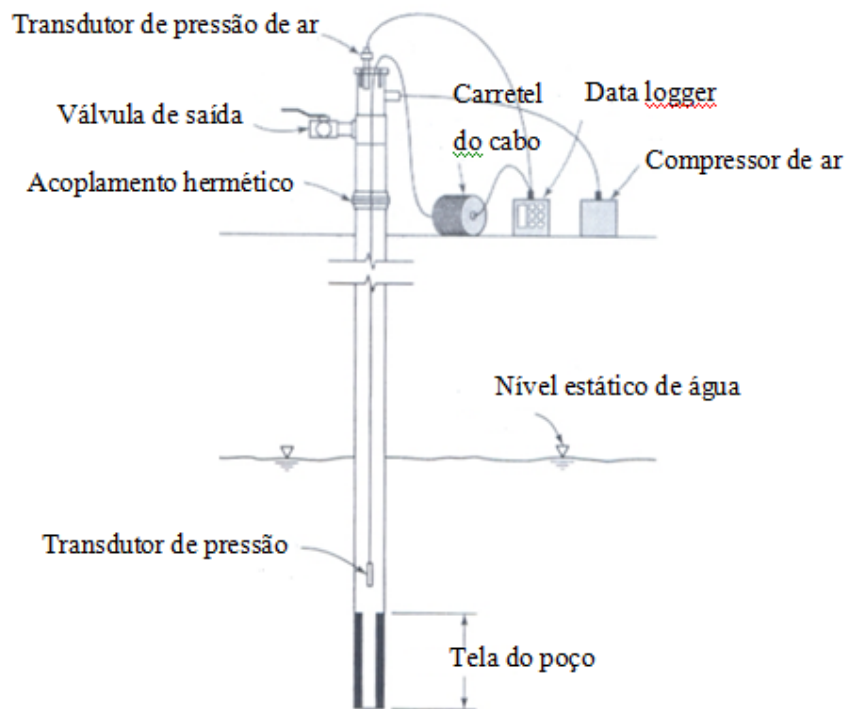


Figura 2.8 - Método pneumático proposto por McLane *et al.* (*apud*, Butler 2005)

As vantagens de usar este dispositivo pneumático no teste é que este não precisa entrar em contato com a água. Por tanto o início do teste é rápido, e só se deve ter um cuidado especial com que o transdutor e o cabo estejam sempre limpos para cada teste. Outra vantagem é que a pressurização e a despressurização são feitas com rapidez respeito à informação de resposta.

A maior desvantagem que tem este dispositivo pneumático refere-se à necessidade de se empregar um sistema de ar comprimido no campo (*i.e.*, utilização de gerador elétrico, transporte de equipamentos pesados).

Para a obtenção da condutividade hidráulica a partir dos dados coletados nos testes, são geralmente empregados dois métodos de interpretação: o de Hvorslev e de Bower-Rice; apesar da existência de outros métodos (*e.g.*, Cooper-Bredehoeft-Papadopoulos, 1967).

2.1.3.1.1. Método de Hvorslev

O primeiro método utilizado para a análise dos dados obtidos no ensaio de *slug test* é a solução matemática de Hvorslev (1951). Este método é caracterizado por sua simplicidade e podem ser usados para aquíferos confinados em poços de monitoramento ou em piezômetros que são instalados parcialmente ou totalmente penetrantes. A análise é baseada na hipótese que o fluxo se encontra num estado quase de regime permanente:

$$\ln \left[\frac{H(t)}{H_0} \right] = - \frac{2k_r L_e t}{r_c^2 \ln \left(\frac{R_e}{r_s} \right)} \quad (2.9)$$

onde:

k_r = condutividade hidráulica (cm/s)

r_c = raio da tubulação (cm)

L = longitude efetiva da ranhura do poço (cm)

R_e = raio efetivo do *slug* (cm)

t = tempo do acréscimo instantâneo inicial (s)

Os passos para o método de Hvorslev são:

1. Plota-se os dados normalizados em escala logarítmica $H(t)/H_0$ versus tempo e a continuação traça-se a melhor reta que se ajuste aos pontos dos dados
2. Calcula-se a linha de tendência da reta. Sendo um dos métodos de estimativa do tempo o que se refere a T_0 que é o tempo inicial, o qual normaliza as cargas a 0,368, origem do numero e é definido como um tempo básico de acordo com Hvorslev (1949). Ao começo do teste, a carga de logaritmo é 1 e o tempo é zero, então a inclinação seria simplesmente $\log_{10}(0,368)$.

3. O cálculo do componente radial da condutividade hidráulica usada na equação 2.9, escrita em termos de cálculo da inclinação de carga normalizada, que é o momento no qual o tempo é igual a T_0 onde a carga normalizada é igual a 0,368.

$$k_r = \frac{r_c^2 \ln \left(\frac{R_e}{r_s} \right)}{2 L_e T_0} \quad (2.10)$$

Onde L_e é o comprimento do filtro neste caso.

A Figura 2.9 apresenta a configuração de instalação tanto de um piezômetro como de um poço para o método de Hvorslev.

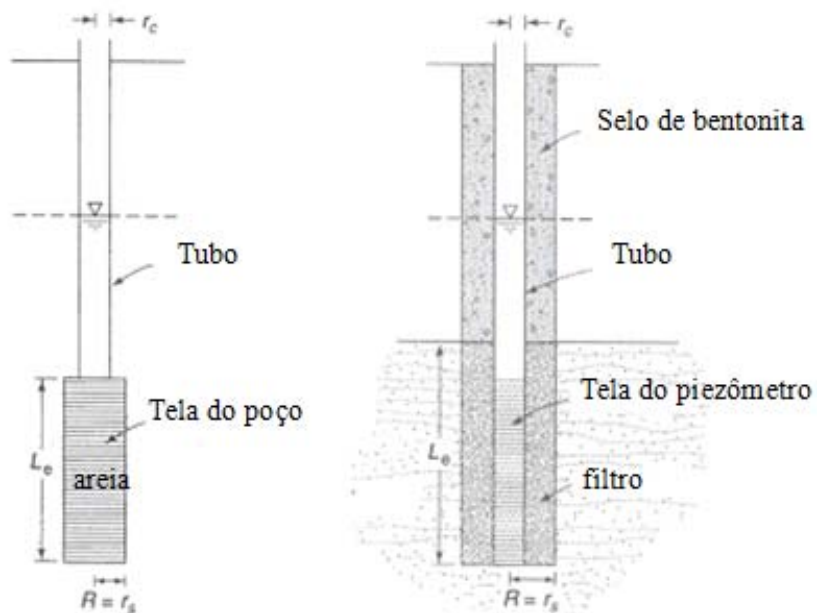


Figura 2.9 Poço e Piezômetro, Método de Hvorslev (1949)

2.1.3.1.2. Método de Bouwer e Rice

Este método assume que os efeitos de armazenamento que representa a percentagem de água gravítica que existe num determinado volume do conjunto água mais o solo, podem ser depreciados, assim como que o nível da água não varia conseqüentemente, o grau de saturação da formação não varia durante o teste. O diagrama esquemático do ensaio está descrito na Figura 2.10.

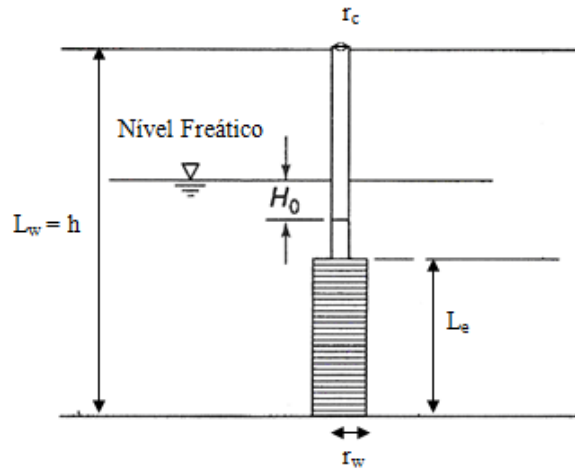


Figura 2.10 Esquema do ensaio de *slug test*, método de Bouwer e Rice (1967)

O modelo original de Bouwer e Rice foi desenvolvido com a hipótese que o solo é isotrópico. Butler e Zlotnik (1998) estenderam este método para casos mais gerais (*i.e.*, solos anisotrópicos).

Este método também pode ser usado em condições especiais tais como meios poucos permeáveis ou semipermeáveis.

O método tem obtido resultados razoáveis na obtenção da condutividade hidráulica em aquíferos estratificados, sejam estes confinados ou semi-confinados.

A solução analítica do método de Bouwer e Rice é a seguinte:

$$k_r = \frac{r_c^2 \ln \left(\frac{R_e}{r_w} \right)}{2 L_e} \cdot \frac{1}{t} \cdot \ln \left[\frac{H_0}{H_t} \right] \quad (2.11)$$

onde:

k_r = condutividade hidráulica,

r_c = raio da tubulação do poço,

r_w = raio do filtro,

R_e = distância radial efetiva sobre a qual se dissipa a carga,

L_e = comprimento do filtro ou a seção aberta do poço através da qual entra a água,

H_0 = altura de drenagem num tempo zero $t=0$,

H_t = altura de drenagem num tempo zero $t=t$,

t = o tempo tomado desde que $H=H_0$

Para este método tem se os seguintes passos:

1. Plotam-se os dados em escala logarítmica normalizando H_t/H_0 versus o tempo. Traça-se a linha de ajuste de tendência.
2. calcular a inclinação da linha de tendência. Usando o tempo T_0 , escreva-se a inclinação em termos de logaritmo natural.
3. Assume-se um raio anisotrópico de 1.
4. Estima-se a componente radial da condutividade hidráulica utilizando a equação 2.10.

Para a estimativa do logaritmo de R_e/r_w , Bouwer e Rice (*apud*, Butler 1998) apresentaram a equação 2.12 que é um método para a estimativa do radio adimensional. Sendo o caso em que L_w é menor que h a qual é a espessura do aquífero, assim como o poço parcialmente penetrante.

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \left[\frac{1.1}{\ln \left(\frac{L_w}{r_w} \right)} + \frac{A + B \ln \left[(H - L_w) / r_w \right]}{\frac{L_e}{r_w}} \right]^{-1} \quad (2.12)$$

Se L_w é igual que h como se pode ver na figura 2.13. O poço é totalmente penetrante no aquífero, então se usara a seguinte equação:

$$\ln \frac{R_e}{r_w} = \left[\frac{1.1}{\ln \left(\frac{L_w}{r_w} \right)} + \frac{C}{\frac{L_e}{r_w}} \right]^{-1} \quad (2.13)$$

Onde A, B e C são parâmetros adimensionais que podem ser obtidos através dos Gráficos das Figuras 2.11 e 2.12.

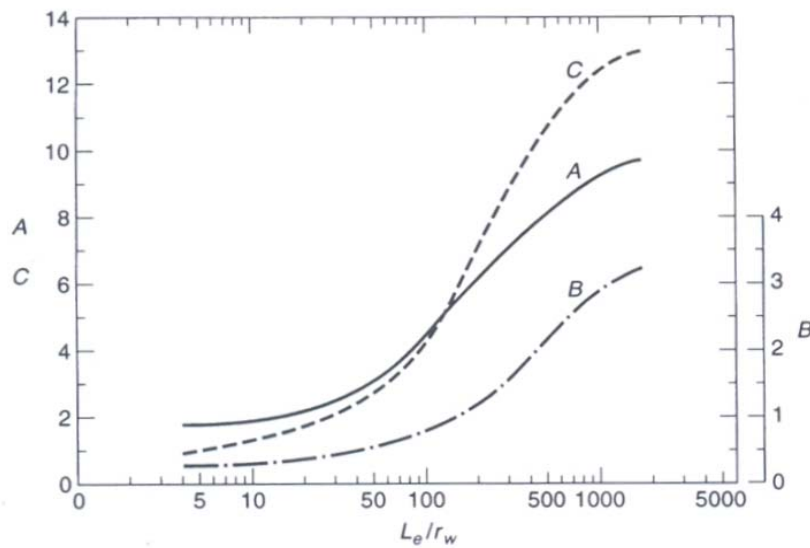


Figura 2.11 Parâmetros adimensionais A, B, C, Bouwer

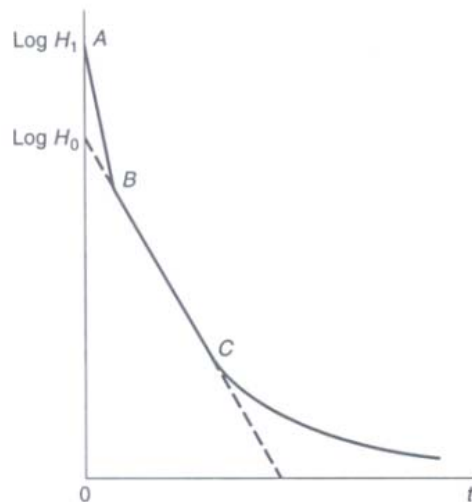


Figura 2.12 Cargas numa perfuração como uma função de forma do tempo da reta de melhor ajuste durante a parte inicial do teste, mas eventualmente devidamente frente à reta ajusta. Bouwer

2.2. Equipamentos cravados

Os ensaios que consistem na cravação de uma sonda ou placa (*e.g.*, CPT, CPTU e DMT) é uma prática comum em geotecnia. A partir das décadas de 80 e 90 as necessidades de investigações de cunho ambiental popularizaram o uso de equipamentos cravados.

A vantagem da utilização de equipamentos cravados reside na sua rapidez na execução dos ensaios, reduzindo os custos além de causar menos dano ao ambiente por ser uma técnica menos intrusiva, quando comparada as sondagens tradicionais.

Devincenzi (2003) sugere que os usos de equipamentos cravados em investigações ambientais possuem as seguintes vantagens:

- Não produz resíduos de perfuração;
- As amostras de água e gás correspondem a uma profundidade determinada;
- Evita a contaminação externa;
- Evita a contaminação cruzada;
- Evita a perda de voláteis;
- As pessoas não são expostas a contaminantes.

2.2.1. Piezocone

O Piezocone é um ensaio de penetração quase estática, o qual é realizado *in situ* e que permite determinar o perfil estratigráfico, além da resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica dos materiais terrosos componentes do perfil estratigráfico (Lunne *et al.*, 1997). O procedimento se encontra normalizado nos Estados Unidos pela ASTM D3441 (1986).

Segundo Mondelli, (2004), a sua aplicação em projetos geotécnicos tem sido fundamental para a obtenção dos parâmetros geomecânicos, sobretudo na Cidade do Rio de Janeiro devido à existência de extensos depósitos de solos moles.

O piezocone possui uma ponteira em forma cônica, cujo vértice é de 60°. Esta ponteira se encontra conectada a extremidades de um conjunto de hastes,

com diâmetro igual ou menor que o diâmetro do cone. O cone tem um diâmetro típico de 35,7mm, como se mostra na Figura 2.13.



Figura 2.13 Desenho esquemático de CPTU (Davies e Campanella, 1995)

Durante o ensaio são registrados simultaneamente os seguintes dados:

- Resistência da ponta do cone (q_c) que representa a reação que opõe o solo à penetração do cone, que varia de acordo com a compacidade do solo;
- Atrito lateral (f_s), uma expressão da pressão horizontal que aumenta durante a penetração do cone e varia em função do tipo de solo e de seu grau de consolidação.
- Valores de poro-pressão (U) que representam o excesso de poropressão gerado pela penetração. Alguns piezocones possuem vários transdutores de pressão os quais permitem determinar a poropressão na ponta (U_1), atrás da ponta (U_2) e atrás da luva de atrito (U_3), como ilustrado na Figura 2.15.

O ensaio com o piezocone consiste na introdução da sonda a velocidade constante (2 cm/s). Para a introdução da sonda se usa um sistema de reação o qual é usado para a penetração do cone no solo. Segundo De Ruiter (1982), os sistemas normalmente empregados têm uma capacidade de 100 a 200 kN. A Figura 2.14 apresenta o sistema de cravação montando em um caminhão com reação de 40t da empresa Gregg Drilling & Testing, Inc., visto na Figura 2.15.



Figura 2.14 – Sistema de cravação



Figura 2.15– Sistema de cravação montando em um caminhão

De Ruiter (1982) sugere que seja necessária uma força de 200 kN para cravar o piezocone em areias médias a compactas ou argilas rijas a profundidades de 25 a 30m. Segundo o autor, este valor pode ser considerado como uma carga limite posto que cargas superiores a estas levariam à flambagem das hastes.

A coleta de dados é realizada automaticamente. Os sinais dos instrumentos são condicionados e os valores dos parâmetros de interesse são mostrados graficamente em tempo real, conforme pode ser visto na Figura 2.16.

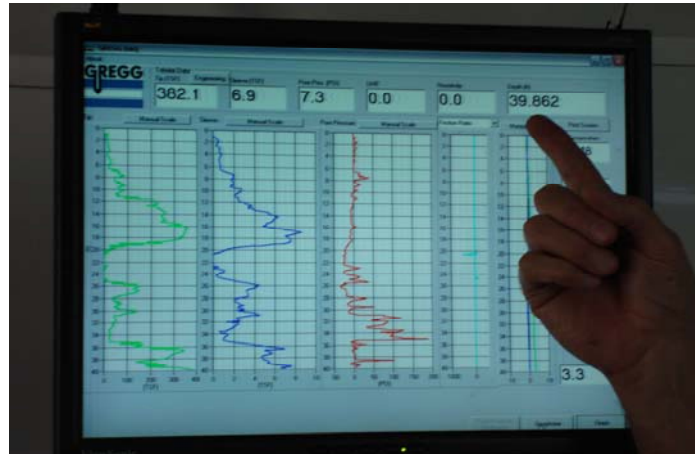


Figura 2.16 – Aquisição automática dos parâmetros de interesse

Como foi dito os valores medidos durante a prova do piezocone são q_c , f_s e U , com os quais é possível estimar os parâmetros de resistência, compressibilidade e condutividade hidráulica do solo. Esta forma de análises de resultados de sondagens é conhecida como abordagem indireta de interpretação.

A condutividade hidráulica do solo é obtida neste ensaio através da medição da dissipação do excesso de poro-pressão. O procedimento do ensaio exige a determinação do período de dissipação do excesso de poropressão. Em alguns casos, este período é fixado para todas as camadas componentes do perfil. Em outros casos, a dissipação é mantida até alcançar uma percentagem pré determinada da pressão hidrostática ou da poropressão de equilíbrio. Sendo assim, o excesso de poro-pressão normalizado, U , pode ser expresso pela seguinte equação:

$$U = \frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \quad (2.14)$$

onde:

u_t = poro-pressão medida no tempo t ,

u_i = poro-pressão medida no tempo $t=0$,

u_0 = poro-pressão hidrostática.

Para obter a condutividade hidráulica num piezocone também se tem em conta a posição da pedra porosa, vide Figura 2.17, posto que para fazer os respectivos cálculos da condutividade hidráulica é necessário a determinação *a priori* do coeficiente de adensamento.



Figura 2.17 – Piezocone com medição de poropressão na posição U_2

O coeficiente de adensamento pode ser determinado com o dado do t_{50} o qual é tirado do gráfico de poropressão (MPa) versus tempo (s), visto na Figura 2.18, o que facilita o cálculo do coeficiente de adensamento horizontal (C_h) através da equação:

$$C_h = \frac{T_{50}^* \cdot r^2 \cdot \sqrt{I_r}}{t_{50}} \quad (2.15)$$

Onde:

T_{50}^* = fator do tempo correspondente a 50% da dissipação teórica

r = raio do cone

I_r = índice de rigidez do solo (se não se tem o valor, adotar 100)

t = medida do tempo durante a dissipação (usualmente tomada a 50% de equalização)

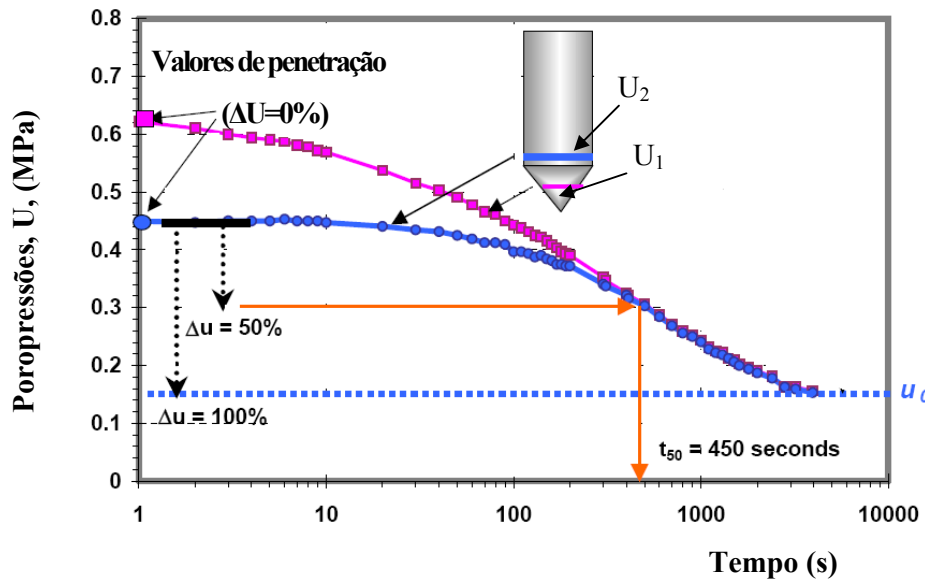


Figura 2.18 Gráfico de dissipação de poropressões segundo a posição da pedra porosa, (Mayne, 2000).

Ao determinar o valor do coeficiente de adensamento se procede ao cálculo de dois fatores, o tempo (T^*) para cada instante do ensaio, usando a equação 2.20, possibilitando a curva U versus T^* . A curva que se obtém com os dados do ensaio pode ser comparada com a curva teórica de dissipação dada por Teh & Houlsby (1991) só para ter uma validade do ensaio.

$$T^* = \frac{C_h \cdot t}{r^2 \cdot \sqrt{I_r}} \quad (2.16)$$

Segundo Teh & Houlsby (*op. cit.*) para calcular o fator do tempo T^*_{50} se tem duas soluções propostas, que são afeitas segundo a posição da pedra porosa, podendo ser U_1 ou U_2 como se apresenta na Figura 2.19.

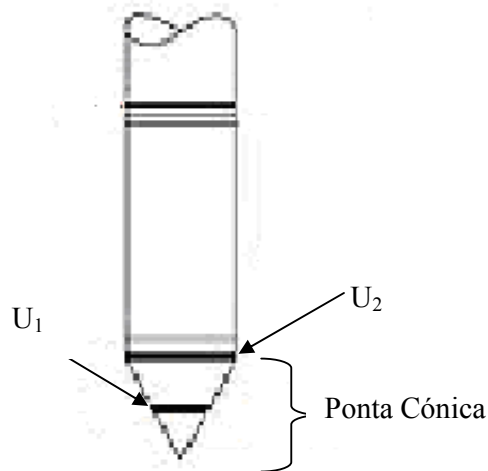


Figura 2.19 posições das pedras porosas U_1 e U_2 .

A permeabilidade horizontal pode ser determinada usando a seguinte fórmula:

$$k_h = \frac{C_h \cdot \gamma_w}{D'} \quad (2.17)$$

Onde:

C_h = coeficiente de adensamento horizontal,

γ_w = peso específico da água,

D' = módulo oedométrico.

Tavenas *et al.* (1983) sugerem que razão entre a condutividade hidráulica horizontal e a vertical pode ser razoavelmente aproximada como $k_h = 1.1 k_v$ para os solos argilosos da província de Quebec no Canadá.

Nos demais casos, é necessário corrigir o coeficiente de adensamento horizontal C_h para obter o C_v , o qual se pode determinar usando a equação 2.18, considerando que a compressibilidade do solo é isotrópica:

$$C_v = C_h \cdot \frac{k_v}{k_h} \quad (2.18)$$

Com este coeficiente vertical pode-se obter a condutividade hidráulica vertical:

$$k_v = C_v \cdot \frac{1}{M} \cdot \gamma_w \quad (2.19)$$

Onde:

M = módulo de confinamento drenado do solo

Campanella *et al.* (1995) sugerem uma correlação para o módulo confinado drenado realizada por Mitchell & Gardner (1975):

$$M = \frac{1}{m_v} = \alpha \cdot q_c \quad (2.20)$$

Onde:

m_v = módulo de variação volumétrica do ensaio de compressão edométrica,

q_c = resistência da ponta do cone,

α = fator empírico que geralmente varia de 1,5 a 4,0, dependente do tipo de solo.

O parâmetro α pode ser estimado empregando uma formulação proposta por Vésic (1970):

$$\alpha = 2 \cdot (1 + D_r^2) \quad (2.21)$$

Onde:

D_r = densidade relativa.

A maior desvantagem deste tipo de teste, é que a condutividade hidráulica se obtém de forma indireta e mediante correlações matemáticas e de laboratório.

Esta condutividade hidráulica só pode ser obtida em solos argilosos dado que a dissipação é lenta e permite observar as variações da poropressão com o tempo. No caso de materiais muito permeáveis isto não é possível, o que dificulta muitas vezes a realização da prova o que impossibilita a obtenção da permeabilidade.

2.2.2. Permeâmetro Cravado (DPP)

A determinação da condutividade hidráulica através do permeâmetro cravado consiste em um ensaio de penetração estática *in situ* por meio do qual se pode obter informações de alta resolução para as suas variações verticais (Butler *et al.*, 2007).

Os permeâmetros citados na literatura consistem de uma sonda de pequeno diâmetro e uma curta seção drenante onde um par de transdutores posicionados no seu interior determina a variação da carga hidráulica induzida por um fluxo imposto, de forma constante, a partir da superfície do terreno. O diagrama esquemático do ensaio está descrito na Figura 2.20.

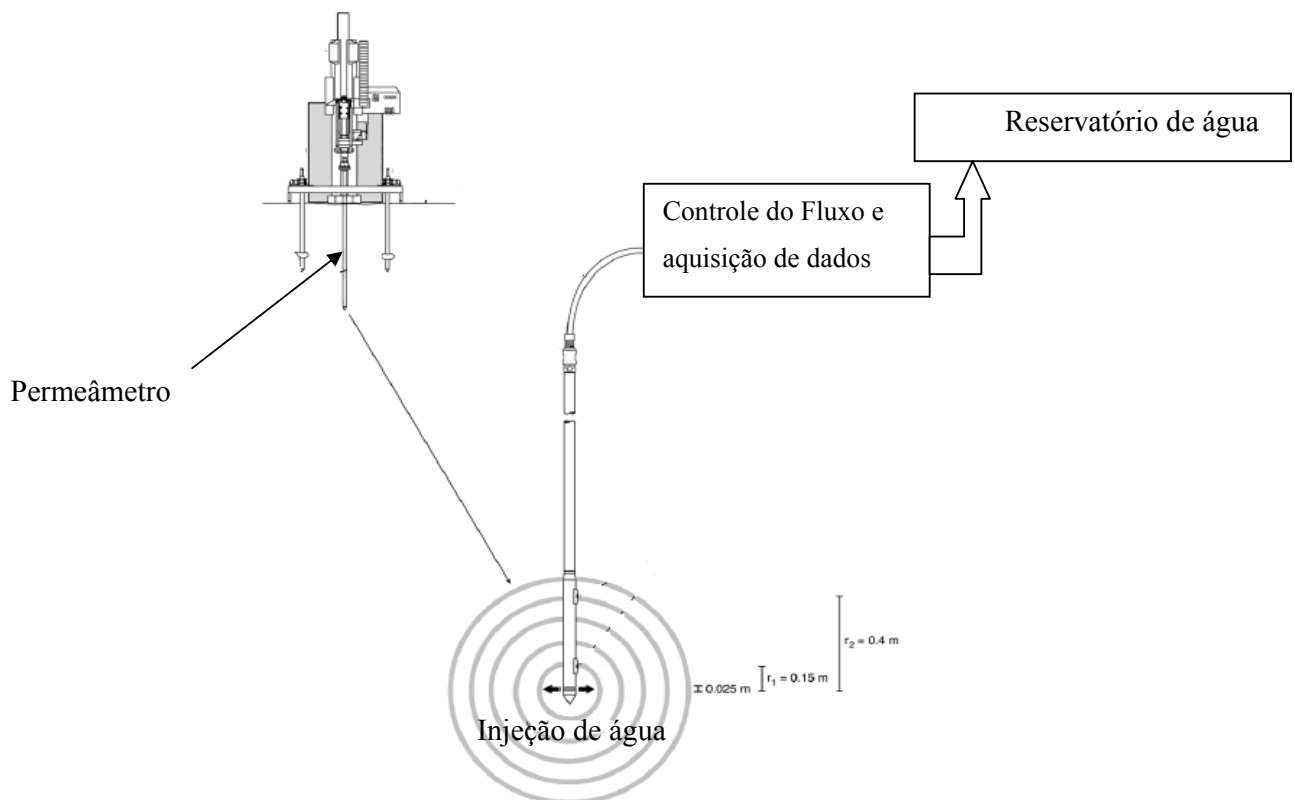


Figura 2.20 Representação esquemática do permeâmetro cravado (Geoprobe, 2007)

O permeâmetro deve ser confeccionado especificamente com um pequeno diâmetro a fim de minimizar os impactos de compactação que sofre o solo no momento da cravação deste.

O ensaio é realizado através da injeção controlada, aplicando-se uma vazão constante, por uma bomba na superfície do terreno. O fluxo é orientado por uma pedra porosa instalada no corpo da sonda, preferencialmente na posição U2. A carga hidráulica induzida pelo fluxo imposto ao meio poroso é monitorada por intermédio de transdutores de pressão instalados no corpo da sonda. O ensaio é concluído quando se atém uma diferença de carga constante com o tempo obtida através da medição dos transdutores de pressão. Segundo Butler (2007), o ensaio pode ser concluído em solos de moderada ou alta condutividade hidráulica (*i.e.*, mais de 1 m/d), em um intervalo de 10 a 15 min.

Segundo este autor, a maior limitação do equipamento reside na fragilidade dos transdutores de pressão que não suportam os esforços oriundos do processo de cravação.

A condutividade hidráulica é determinada quando o fluxo atinge o seu estado permanente. Este estado é verificado quando não se observa mais variações da diferença da carga hidráulica medida pelos transdutores de pressão com o tempo, conforme ilustra a Figura 2.22. Neste caso, k é calculado através da seguinte expressão (Lowry *et al.*, 1998):

$$k = \frac{Q \cdot \left(\frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} \right)}{4\pi \cdot (\Delta h)} \quad (2.22)$$

Onde:

Q = vazão de injeção,

r_1 e r_2 = distâncias entre o ponto de imposição de fluxo e os pontos de medição da poropressão.

Δh = cargas de pressão medidas durante o ensaio.

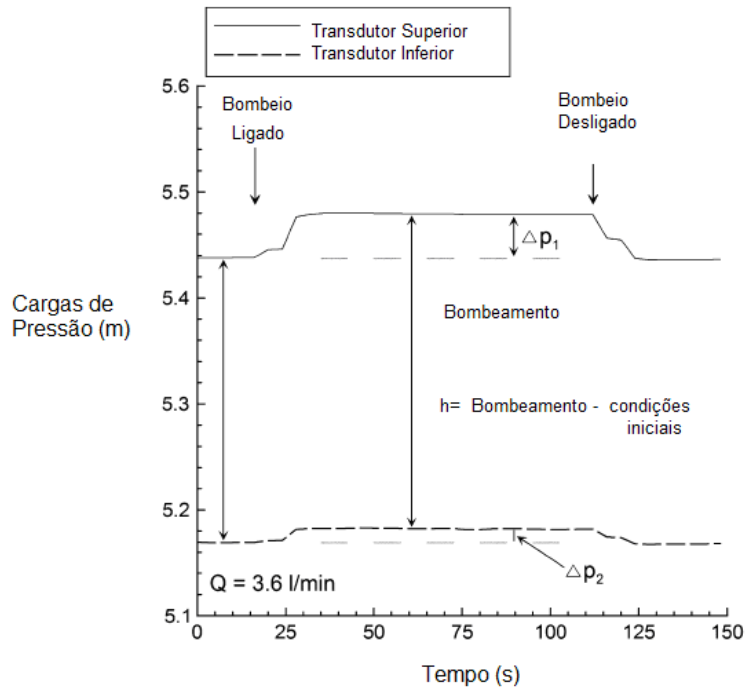


Figura 2.21 – Gráfico típico de um ensaio de vazão constante (Butler *et al.*, 2007)

2.2.2.1.

Considerações sobre o Emprego do Permeâmetro Cravado

A principal desvantagem do permeâmetro cravado reside no seu método de instalação. A cravação da sonda causa uma perturbação no meio poroso alterando o seu estado. Este efeito pode ser minimizado através da redução do ângulo de ataque da ponta cônica bem como utilizando sondas com diâmetros reduzidos.

Há ainda a possibilidade de geração de um canal preferencial de fluxo entre a parede do permeâmetro e o meio poroso.

Por outro lado, o permeâmetro cravado permite determinar a condutividade hidráulica de materiais permeáveis em espaços de tempo reduzidos por empregar o método da vazão constante. Apesar de, teoricamente, o estado de fluxo permanente ser alcançado ao mesmo tempo pelos métodos de vazão constante e carga constante, o anterior leva a vantagem de ser mais fácil determinar experimentalmente pequenas variações de pressão do que pequenas vazões. Assim, fica mais fácil determinar a condição de fluxo permanente no ensaio de vazão constante do que no ensaio de carga constante.

Em relação ao piezocone, o permeâmetro cravado apresenta a simplicidade de cálculo da condutividade hidráulica onde os parâmetros constantes da expressão derivada da Lei de Darcy são todos medidos in situ. Já o piezocone apresenta uma interpretação baseada na Teoria do Adensamento e assume uma série de hipóteses simplificadoras.

Em relação ao *slug test*, o permeâmetro cravado não necessita da instalação de um poço de monitoramento ou piezômetro para a realização de um ensaio. O *slug test* também padece do problema de difícil interpretação.