

Estudo da condutividade hidráulica obtida em ensaios de campo: infiltração em sondagens e *slug test* em poços de monitoramento

Study of hydraulic conductivity obtained in field tests: infiltration in percussion drills and slug test in monitoring wells

Fernando de Medeiros Ferraz¹, Nilton Jorge Miyashiro¹, Marcos Tanaka Riyis², Rodrigo Cesar de Araujo Cunha³

ENGESOLOS/QUALCOMTEC¹, Centro Universitário Senac/ECD Sondagens Ambientais², Centro Universitário Senac/CETESB³

{engesolos@engesolos.com.br, marcos@ecdambiental.com.br, rodrigo.cacunha@sp.senac.br}

Resumo. O coeficiente de condutividade hidráulica - K - é um parâmetro muito importante para o estudo do fluxo da água subterrânea, influenciando sua vazão e velocidade sendo, por isso, fundamental para o estudo de áreas contaminadas. O objetivo deste trabalho foi comparar os valores de condutividade hidráulica obtidos em ensaios de *slug test* realizados em quatro poços de monitoramento e ensaios de infiltração em sondagens à percussão executadas ao lado dos poços. As seções filtrantes e os ensaios nas sondagens foram posicionados no mesmo substrato geológico, representado pelo solo de alteração do embasamento cristalino. Os valores de K obtidos nos ensaios de *slug test* foram calculados pelos métodos de Hvorslev e Bouwer & Rice e comparados com os determinados nos ensaios de infiltração em sondagens. Os resultados encontrados para os ensaios mostraram-se muito semelhantes, com valores oscilando em torno de uma ordem de grandeza (10^{-5} a 10^{-4} cm/s), possibilitando concluir que tanto o *slug test* como o ensaio de infiltração são métodos representativos na determinação da condutividade hidráulica.

Palavras-chave: condutividade hidráulica, *slug test*, ensaio de infiltração.

Abstract. The hydraulic conductivity coefficient *K* is a very important parameter for the study of groundwater flow, affecting the rate of water flow and flow speed, therefore, being fundamental to studies of contaminated areas. The objective of this study was to compare the values of hydraulic conductivity in *slug tests* performed in four monitoring wells and infiltration tests performed in percussion drills beside the wells. The screen wells and sections tested in the percussion drills were positioned in the same geological substrate, represented by weathering rock of the crystalline basement. The *K* values obtained from *slug tests* were calculated by the methods of Bouwer & Rice and Hvorslev and were compared with those determined in infiltration tests in percussion drills. The results for both types of tests were very similar, with values oscillating around one order of magnitude (10^{-5} to 10^{-4} cm/s), allowing to conclude that both the *slug test* as the infiltration test are representative methods for determining hydraulic conductivity.

Key words: hydraulic conductivity, *slug test*, infiltration test.

1. Introdução

A expansão urbana, - com uma crescente necessidade de áreas para o comércio, serviços e residências - aliada à globalização mundial, onde a competição dos mercados provocou uma mudança na economia industrial, tem provocado o constante êxodo das indústrias para áreas mais distantes dos grandes centros e capitais. Essa mudança econômica transformou antigas áreas industriais em "*Brownfields*."

"*Brownfields*", termo muito usado nos Estados Unidos, é traduzido literalmente como "campos marrom-escuros" e inicialmente foi utilizado para se contrapor aos "*Greenfields*", ou "campos verdes", que se referem aos parques, áreas agrícolas, florestais e estuários naturais. Encontra-se a definição de *Brownfields* na lei pública norte americana 107-118 (H.R.2869) como "instalações industriais ou comerciais abandonadas, ociosas e subutilizadas cujo redesenvolvimento é complicado devido à contaminação real ou percebida, mas que têm um potencial ativo para reuso" (VASQUES, 2005).

Nessas áreas, de maneira geral, o solo foi utilizado por muito tempo para deposição de resíduos sem qualquer tipo de proteção ou tratamento. Vazamentos e acidentes com produtos químicos eram encarados como prejuízo econômico e nunca pelo ponto de vista ambiental.

A partir da década de 70, as mudanças se intensificaram na cidade de São Paulo, gerando um número cada vez maior de *Brownfields*. O constante crescimento populacional e a falta de áreas nas regiões centrais da cidade aumentaram a necessidade de reabilitação e de correto gerenciamento do uso e ocupação do solo desses espaços.

Tanto o ordenamento jurídico, como o Decreto 59.263 (SÃO PAULO, 2013), quanto os documentos técnicos, como o Manual de Gerenciamento de Áreas Contaminadas (CETESB, 1999) dão importância elevada às etapas de diagnóstico de uma área contaminada para que a sua recuperação ou reutilização ocorra de maneira economicamente viável e ambientalmente segura.

Desta forma, é importante que sejam realizados estudos para definir uma ocupação adequada em uma área e também a melhor forma de reabilitá-la, objetivando a minimização de impactos ambientais e o melhor aproveitamento de seus recursos naturais. Para isso, o conhecimento do meio físico (geologia, pedologia, hidrogeologia e geomorfologia) é etapa fundamental para a elaboração do Modelo Conceitual da área e, consequentemente, para a elaboração de um diagnóstico acurado e de um plano de intervenção eficaz.

Dentro desta situação, a hidrogeologia é de extrema importância para o estudo do transporte de contaminantes no meio físico subsuperficial, onde o entendimento das propriedades hidráulicas dos aquíferos é fundamental. Podem-se dividir os parâmetros hidráulicos, que devem ser analisados, em suas propriedades de fluxo e características de armazenamento. Dentro das propriedades de fluxo destaca-se a condutividade hidráulica (K), um coeficiente de proporcionalidade que se refere à facilidade da água em se mover num aquífero sob a influência de um gradiente hidráulico (CLEARY, 1989).

A condutividade hidráulica depende de várias características do meio físico como porosidade, tamanho, arranjo e forma das partículas e também das propriedades do fluido, como viscosidade e da massa específica (FEITOSA et al., 2008).

A correta determinação deste coeficiente ajuda a caracterizar o fluxo da água subterrânea de forma quantitativa e qualitativa, bem como permite um adequado dimensionamento das plumas de contaminação e seus deslocamentos, além de

subsidiar a elaboração de projetos de sistemas de remoção e tratamento de contaminantes.

Para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica (K) são necessários ensaios que podem ser de campo ou laboratório. Os ensaios de campo são os mais frequentes, pois apresentam uma boa representatividade e menor custo.

No segmento de diagnóstico de áreas contaminadas, os ensaios de campo mais usados são: o teste de bombeamento e o *slug test*. Apesar de serem trabalhosos, quando bem executados, são mais adequados do que os ensaios de laboratório, graças à representatividade da área examinada. Outra vantagem desses ensaios é a sua realização em poços de monitoramento, muitas vezes já instalados em áreas potencialmente contaminadas.

Os ensaios de infiltração em sondagens são normalmente utilizados na área da geologia de engenharia e são realizados, quando necessário, nas sondagens de simples reconhecimento de um terreno. Embora seu processo de execução seja bem mais rudimentar que o *slug test*, seus resultados também são bem confiáveis. Esses ensaios têm a vantagem de ter baixo custo, não necessitando de amostragem especial e nem de instalação de poços de monitoramento para sua execução, bastando apenas sondagens simples, com as quais pode-se atingir uma camada específica de uma área que necessite de detalhamento.

Todos os métodos para determinação da condutividade hidráulica têm suas dificuldades e incertezas, mas quando bem executados, apresentam resultados que podem ser utilizados para orientar as tomadas de decisão.

2. Objetivos

Este trabalho tem por objetivo analisar e comparar os valores de condutividade hidráulica obtidos com ensaios de campo: infiltração em sondagens e *slug test* executados em poços de monitoramento. O ensaio de infiltração é muito utilizado em investigações geotécnicas (AZEVEDO & ALBUQUERQUE FILHO, 2013), e o *slug test*, em estudos hidrogeológicos (FETTER, 2001; ONGARATTO et al, 2012). Se ambos se mostrarem compatíveis, seria possível utilizar ensaios de infiltração em investigações geoambientais de áreas contaminadas.

3. Área de estudo

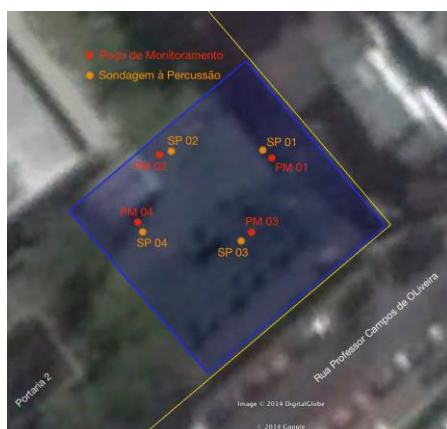
A área onde foi desenvolvido este trabalho pertence à região da Bacia Hidrográfica do córrego Jurubatuba e está localizada nas dependências do Centro Universitário SENAC – Campus Santo Amaro, na zona sul do município de São Paulo. O Centro Universitário ocupa uma área de aproximadamente 120.000 m² e se localiza na Avenida Engenheiro Eusébio Stevaux, 823, no Bairro de Santo Amaro (Figura 1).

Figura 1: Localização da área. (Fonte: Modificado de Google Earth, 2014).



Os ensaios de campo foram realizados em uma área de aproximadamente 600 m² localizada próxima à divisa nordeste do terreno, com acesso feito pela Rua Professor Campos de Oliveira, através da portaria número dois (Figura 2).

Figura 2: Posição dos poços de Monitoramento e das Sondagens à Percussão. (Fonte: Modificado de Google Earth, 2014)



Esta área foi escolhida para a pesquisa por já apresentar poços de monitoramento instalados e estudados. Além disso, tem fácil acesso e espaço livre que possibilitaram a execução das sondagens e ensaios para realizar as comparações.

Uso e ocupação do solo

A área que era classificada anteriormente como Zona Predominantemente Industrial – ZUPI, passou por uma transformação onde as indústrias migraram para regiões mais afastadas e para o interior, dando espaço para a instalação de empreendimentos imobiliários. Atualmente a região onde se encontra o SENAC tem seu uso misto, podendo ser observadas características residenciais, comerciais e industriais.

Ao pesquisar a Relação de Áreas Contaminadas da CETESB - Agência Ambiental do Estado de São Paulo, na listagem atualizada em Dezembro de 2011, observou-se que a unidade do SENAC encontra-se como uma dessas áreas, uma vez que anteriormente foi usada como sede de uma antiga fábrica da Walitta.

Geologia

A geologia regional do Jurubatuba encontra-se desenvolvida sobre terrenos sedimentares de idade cenozoica da Bacia Sedimentar de São Paulo.

Por toda a região do canal do Jurubatuba estão distribuídas as rochas graníticas (PCg) do embasamento cristalino, sendo que na área noroeste apresentam-se orientadas ou com foliação (PCgo). O grupo Açungui, composto pelo Complexo Embu e Complexo Pilar, apresenta micaxistos (PCx) com grande expressão em toda área.

A Bacia Sedimentar de São Paulo tem sua estratigrafia composta pelo Grupo Taubaté, constituído, da base para o topo, pelas formações Resende, Tremembé e São Paulo; recobertas, de forma presumivelmente discordante, pela Formação Itaquaquetuba e por coberturas aluvionares fluviais do Quaternário (Emplasa, 1980).

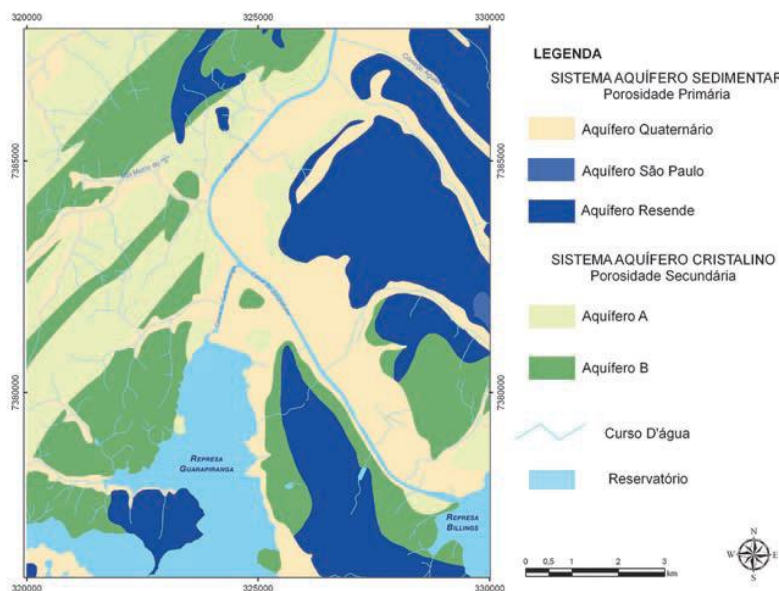
Na região do Jurubatuba, onde está o SENAC, a Bacia de São Paulo aflora na porção leste, predominando duas litofácies da Formação Resende (Orl e Orf). A Formação São Paulo ocorre numa área restrita (Osp). Ao longo do Rio Pinheiros e canais do Jurubatuba e Guarapiranga afloram coberturas aluvionares do Quaternário (Qa). As Formações Tremembé e Itaquaquetuba não afloram na região.

O Centro Universitário SENAC – Campus Santo Amaro, está instalado sobre depósitos aluviais do Quaternário da Bacia de São Paulo, os quais estão depositados sobre sedimentos Terciários da Formação Resende, que se depositaram sobre rochas Pré-Cambrianas do embasamento cristalino.

Hidrogeologia

A Bacia do Alto Tietê, onde a região do Jurubatuba está inserida, possui basicamente dois sistemas aquíferos, sendo eles o Sistema Aquífero Cristalino (SAC) e o Sistema Aquífero Sedimentar (SAS) (Figura 3). O SAS apresenta porosidade primária e divide-se em Quaternário, São Paulo e Resende. Já o sistema SAC tem porosidade secundária e subdivide-se em aquífero A e B (HIRATA e FERREIRA, 2001).

Figura 3: Mapa da hidrogeologia da área do Jurubatuba. (Fonte: Simonato et al., 2009)



O modelo de circulação regional de água aceito para a Bacia do Alto Tietê mostra que as águas das chuvas recarregam os aquíferos em toda sua extensão não impermeabilizada. Outra importante fonte de recarga ocorre pelas fugas da rede pública de abastecimento de água, bem como o da coleta de esgoto. Uma vez que

ingressam no aquífero, as águas fluem em direção às drenagens superficiais, consideradas como áreas de descarga. O Rio Tietê representa, junto à soleira de Barueri, o ponto de menor potencial hidráulico do aquífero sedimentar. Assim, considera-se que o modelo de circulação seja um sistema hidraulicamente fechado (HIRATA e FERREIRA, 2001).

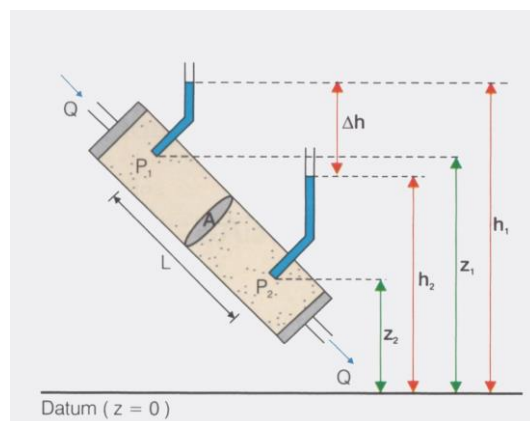
Na região do Jurubatuba, o Aquífero SAC aflora principalmente na parte oeste enquanto o SAS aflora a leste da área. Dentro do SAS o Aquífero Resende predomina sobre o São Paulo, que ocorre numa porção restrita, e o quaternário ocorre ao longo do rio Pinheiros e canais do Jurubatuba e Guarapiranga.

4. Referencial teórico

Lei de Darcy

Henry Darcy, engenheiro hidráulico francês, em 1856 estudou o escoamento de água através de camadas de areia usadas como filtro, para tratamento da água, semelhantes ao esquema da figura 4. Apesar de suas pesquisas não serem voltadas ao fluxo de água subterrânea ele chegou a uma relação experimental que ficou conhecida como a lei de Darcy para o fluxo de águas subterrâneas.

Figura 4: Esboço esquemático do Aparelho de Darcy. (Fonte: FEITOSA et al., 2008)



Ele mostrou que a vazão (Q) de escoamento da água é proporcional à seção transversal (A) do filtro além de ser também proporcional à diferença de carga hidráulica (h_1-h_2) entre dois pontos de uma coluna porosa e inversamente proporcional à distância (L) entre os pontos. Além disso demonstrou que a vazão é proporcional a um coeficiente de proporcionalidade (K), chamado de condutividade hidráulica, que varia de acordo com as características do meio poroso.

A relação chamada Lei de Darcy pode ser representada pela Equação: $Q = -KA(h_1-h_2)/L$ ou de um modo geral como: $Q = -KA(\Delta h/\Delta l)$

Onde $\Delta h/\Delta l$ representa o Gradiente Hidráulico (i), Δh é a diferença de carga hidráulica entre dois pontos e Δl a distância entre eles. Segundo Feitosa et al. (2008), quando a carga hidráulica cresce em uma direção o gradiente hidráulico é positivo, mas se houver o decréscimo da carga o gradiente será negativo. O movimento da água ou o fluxo da água subterrânea ocorre da maior carga hidráulica para a menor, desta forma o seu sentido é o do gradiente negativo. O sinal negativo na lei de Darcy indica que a velocidade tem sentido contrário ao gradiente, ou seja, o fluxo da água subterrânea ocorre na direção do decréscimo da carga hidráulica.

A velocidade de Darcy (q), também conhecida por velocidade aparente ou descarga específica, é definida pela relação da vazão (Q) pela unidade de área (A).

$$q = Q/A = -K(\Delta h/\Delta l) = -K_i$$

Apesar da velocidade de Darcy (q) possuir unidades de velocidade (L/T), aquilo que se tem não é realmente uma velocidade, mas sim uma relação da taxa volumétrica de fluxo pela unidade total de área ($L^3/T/L^2$). Darcy considerou a área total da secção transversal sem levar em conta o espaço ocupado pelos grãos de areia. Considerando esta área ocupada pela areia, tem-se ainda a porção porosa por onde passa a água. Para se obter a velocidade verdadeira ou velocidade real (VR) pelo meio poroso deve-se dividir a expressão de Darcy pela porosidade efetiva (n_{ef}) (CLEARY, 1989).

$$VR = -K(\Delta h/\Delta l)/n_{ef} = -K_i/n_{ef}$$

O coeficiente de proporcionalidade K na lei de Darcy, também chamado de condutividade hidráulica, pode ser definido como taxa volumétrica de fluxo pela unidade de área e unidade de gradiente e é expresso em unidade de distância (L)/tempo (T). A condutividade hidráulica leva em conta as propriedades do meio, porosidade, tamanho, distribuição, forma e arranjo das partículas, como também as características do fluido, viscosidade e massa específica (CLEARY, 1989, e FEITOSA et al., 2008).

Este parâmetro hidráulico é um dos poucos, na natureza, que pode variar mais de doze ordens de grandeza (um trilhão de vezes). Quanto maior a permeabilidade do material geológico maior é o valor da condutividade hidráulica (CLEARY, 1989).

A tabela 1 demonstra faixas de valores de condutividade hidráulica para alguns materiais geológicos.

Tabela 1 - Faixas de valores de condutividade hidráulica para alguns materiais geológicos.

Material	Condutividade Hidráulica (cm/s)
Argila	$10^{-9} - 10^{-6}$
Silte; silte arenoso	$10^{-6} - 10^{-4}$
Areia argilosa	$10^{-6} - 10^{-4}$
Areia siltosa; Areia fina	$10^{-5} - 10^{-3}$
Areia bem selecionada	$10^{-3} - 10^{-1}$
Cascalho	$10^{-2} - 10^{-0}$

Fonte: modificado de FEITOSA et al., 2008

A condutividade hidráulica é um importante fator para se estimar a velocidade do fluxo da água subterrânea, ajudando a entender o transporte de contaminantes associados. Ela pode ser determinada por meio de ensaios de laboratório, em amostras indeformadas, com o uso de permeâmetros de carga constante ou variável e também através de ensaios de campo realizados in situ, como a infiltração em sondagens e *slug tests*.

Para sedimentos arenosos pode-se também estimar a condutividade hidráulica (K) com base nas curvas granulométricas, aplicando-se o método de Hazen (1911), desde que o diâmetro efetivo do grão (d_{10}) esteja dentro da faixa entre 0,1 e 3,0mm (FETTER, 2001), $K = C(d_{10})^2$ onde C é um coeficiente baseado na tabela 2.

Tabela 2 - Valores de C para alguns materiais.

Areia muito fina, mal selecionada	40 – 80
Areia fina, com muitos finos	40 – 80
Areia média, bem selecionada	80 – 120
Areia grossa, mal selecionada	80 – 120
Areia grossa, bem selecionada	120 – 150

Fonte: FETTER, 2001.

Determinação de K

O coeficiente de condutividade hidráulica (K) pode ser determinado tanto por métodos laboratoriais como através de ensaios de campo. Ambos apresentam vantagens e desvantagens.

Os ensaios executados em laboratório apresentam maior controle e precisão, porém são realizados em amostras pontuais e não representam as heterogeneidades da maioria dos materiais geológicos. Os ensaios in situ, por sua vez, são realizados em áreas de maior extensão representando melhor o meio investigado, mas têm um menor nível de controle. O presente trabalho avalia dois ensaios de campo.

Ensaio em Laboratório

Para a determinação do K em laboratório é necessário que o ensaio seja realizado em uma amostra indeformada, a qual deve ser extraída preservando as características que se verifica in situ. Essas amostras podem ser coletadas em poços de investigação ou por meio de amostradores especiais em furos de sondagem.

No laboratório são utilizados dois métodos para determinar a condutividade hidráulica, diferenciados pela forma de aplicação da carga hidráulica, carga constante ou variável.

Os ensaios de carga constante são utilizados para os solos arenosos, com uma maior permeabilidade, onde os valores de K estão entre 10^{-3} a 10^{-1} cm/s. Para este ensaio a amostra fica submetida a uma carga hidráulica constante e o valor de K é determinado a partir do volume de água que percola a amostra durante um intervalo de tempo.

Considerando a carga hidráulica constante pode-se adaptar a equação de Darcy e obter a equação usada para determinar o coeficiente de condutividade hidráulica (K).

$$Q = V/t = -KA(h_a - h_b)/L \quad V = -KAt(h_a - h_b)/L \quad K = VL/At(h_a - h_b)$$

$$K = -VL/Ath$$

Na equação obtida, V é o volume de água armazenado durante o tempo (t) de ensaio, L o comprimento da amostra, A a área da seção da amostra e h a carga hidráulica.

Ensaio de carga variável são utilizados para os solos de granulometria mais fina, como siltes e argilas, que têm baixa permeabilidade, tornando inviável a execução do ensaio com carga constante. Neste ensaio a amostra é submetida a uma carga hidráulica que varia no decorrer do tempo de execução.

O cálculo da condutividade hidráulica (K) é feito a partir da equação:

$$K = aL/At \ln(h_1/h_2)$$

Onde a é a área interna da bureta, L o comprimento da amostra, A a área da seção da amostra, t a diferença entre os instantes t2 e t1, h1 a carga hidráulica no instante t1 e h2 a carga hidráulica no instante t2.

Ensaio de Campo

São vários os ensaios de campo, também chamados de ensaios in situ, usados para determinar o coeficiente de condutividade hidráulica (K). Como exemplo pode-se citar:

Ensaio de Bombeamento, *Slug test*, Dissipação em Ensaio de CPTu e Infiltração em Sondagens.

Para este trabalho serão avaliados dois deles, o *Slug test* que provavelmente é o ensaio mais usado e aceito pelas consultorias ambientais e a Infiltração em Sondagens que deve ser o ensaio mais usado pelas consultorias geotécnicas.

Slug test

Os ensaios de *Slug test* são muito utilizados em áreas contaminadas ou suspeitas de contaminação, uma vez que nessas áreas é comum a instalação de poços de monitoramento, possibilitando a realização dos ensaios.

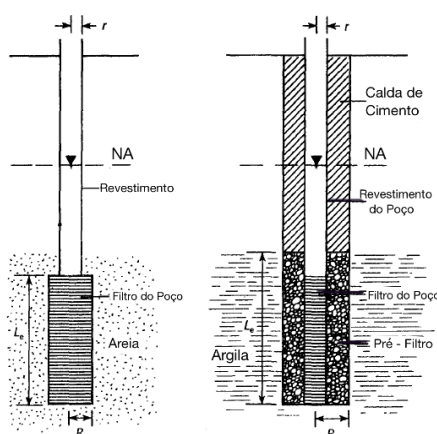
O ensaio consiste na introdução de uma peça cilíndrica de volume conhecido *slug* ou “tarugo”, no interior do poço, provocando a subida instantânea do nível d’água, que é registrado com o auxílio de um medidor. Este nível é acompanhado de forma mais intensa no início e aumentado o espaçamento com o tempo, até que retorne à sua posição original. Na retirada do *slug* repete-se o processo de forma inversa, acompanhando-se o retorno da água à sua posição original.

Para o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica, nos ensaios de *Slug test*, existem várias soluções analíticas disponíveis sendo os métodos mais utilizados: *Hvorslev* (1951) e *Bouwer & Rice* (1976) (AZEVEDO & ALBUQUERQUE FILHO, 2013).

Método de Hvorslev

Segundo Fetter (2001), para aplicação deste método é importante observar a geometria dos poços, como demonstrado na Figura 5, onde se pode observar que as medidas usadas para raio (R) e comprimento (L_e) da seção filtrante de poços instalados em materiais com alta ou baixa condutividade hidráulica são diferentes. Para os poços instalados em solos com alta condutividade hidráulica, como areia, o raio e o comprimento do filtro são os do próprio filtro, mas em solos com baixa condutividade hidráulica, como argila, essas medidas devem ser alteradas considerando o pré-filtro como parte do filtro.

Figura 5: Geometria do poço utilizado no método de Hvorslev em solos de alta e baixa condutividade hidráulica. (Fonte: Traduzido de FETTER, 2001)

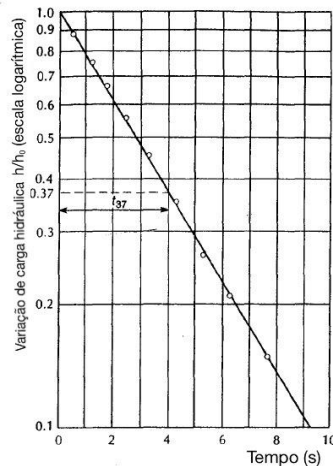


Se o comprimento do filtro, no poço ou piezômetro, é pelo menos oito vezes maior que o raio ($L_e/R > 8$), a condutividade hidráulica pode ser calculada com a seguinte equação (FETTER, 2001): $K = (r^2 \ln(L_e/R)) / (2L_e T_{37})$

Onde r é o raio do revestimento, L_e o comprimento da seção filtrante, R o raio da seção filtrante e T_{37} o tempo que o nível d’água demora para elevar ou rebaixar até 37% da carga inicial.

A leitura que se obtém do nível d'água imediatamente após inserir ou retirar o tarugo é o h_0 e nas leituras de nível d'água feitas no decorrer do tempo de ensaio temos um h para cada tempo t . Os dados são compilados e as medidas de variação de carga hidráulica h/h_0 versus tempo t são plotadas em um gráfico semilogarítmico, conforme apresentado na Figura 6.

Figura 6: Gráfico h/h_0 versus tempo. (Traduzido de FETTER, 2001)

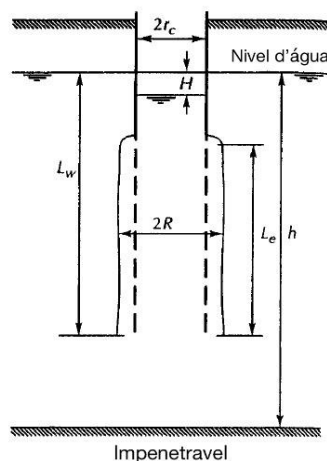


Método de Bouwer & Rice

Este método pode ser usado para poços totalmente ou parcialmente penetrantes. Foi originalmente desenvolvido para aquíferos livres, mas pode ser utilizado em aquíferos confinados se o topo da seção filtrante do poço estiver a uma boa distância abaixo da base da camada confinante (FETTER, 2001).

A geometria do poço, para o método de *Bouwer & Rice*, é mostrada na Figura 7, onde se tem r_c - raio do revestimento, R - raio da perfuração ou do pré-filtro, L_e - comprimento da seção filtrante, h - espessura saturada do aquífero, L_w - distância entre a base do filtro e o nível d'água e H - deslocamento do nível da água no momento da execução do teste.

Figura 7: Geometria para *slug test* de um poço parcialmente penetrante em aquífero livre. (Fonte: Traduzido de FETTER, 2001)



Para o cálculo do valor da condutividade hidráulica K a equação proposta por *Bouwer & Rice* é: $K = (r_c^2 \ln(R_e/R)) / (2L_e) 1/t \ln(H_0/H_t)$

Onde R_e - raio efetivo de dissipação da carga hidráulica, H_0 - elevação no tempo $t = 0$, H_t - elevação no tempo $t = t$ e t = tempo.

Não é possível medir o valor de R_e em um poço. *Bouwer & Rice*, através de simulações e modelos matemáticos, obtiveram equações que permitem calcular o valor da expressão $\ln(R_e/R)$ usada na equação.

Se a distância entre a base do filtro e o nível d'água L_w for menor que a espessura saturada do aquífero h tem-se:

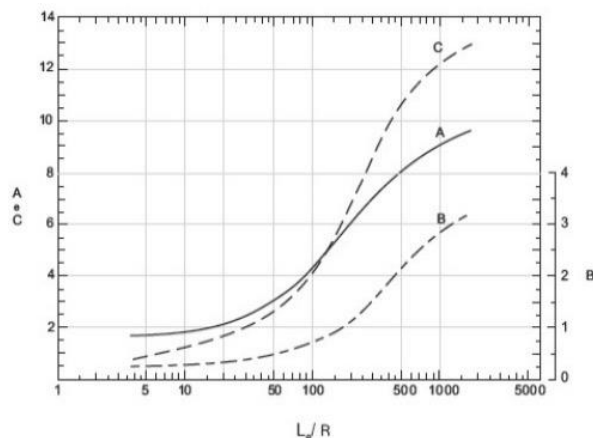
$$\ln(R_e/R) = (1, 1/\ln(L_w/R) + (A + (B \ln((h-L_w)/R)) / (L_e/R))^{-1}$$

Mas se L_w for igual a h a expressão usada é:

$$\ln(R_e/R) = (1, 1/(\ln(L_w/R) + C/(L_e/R))^{-1}$$

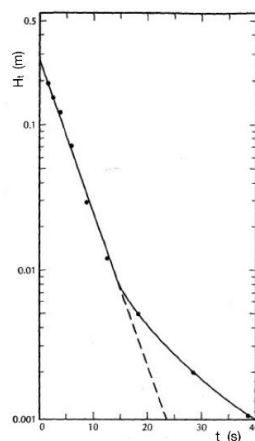
A , B e C são valores adimensionais plotados em função de L_e/R e podem ser obtidos no ábaco da Figura 8.

Figura 8: Valores adimensionais A, B e C plotados em função de L_e/R . (Fonte: AZEVEDO; ALBUQUERQUE FILHO, 2013)



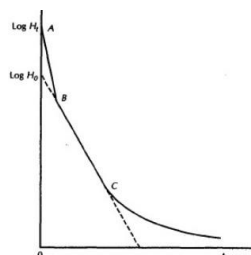
Os valores de H_t são obtidos em função do tempo t , plotados em uma escala semilogarítmica, como no gráfico da Figura 9. Para o cálculo de $(1/r) \ln(H_0/H_t)$, encontrado na equação de *Bouwer & Rice*, usa-se a porção que forma um segmento de reta no gráfico, onde em dois pontos obtêm-se os valores de H e t (FETTER, 2001).

Figura 9: Deslocamento d'água H_t em função do tempo. (Fonte: Traduzido de FETTER, 2001)



Em alguns casos os dados de H_t em função do tempo t são plotados e geram um gráfico com a formação de dois segmentos de reta como na Figura 10. Esta situação acontece quando a água do pré-filtro é drenada rapidamente para o poço, cessando quando equilibra com a do poço e forma o segundo segmento de reta que reflete a condutividade hidráulica do aquífero (FETTER, 2001). Para os cálculos, apenas o segundo segmento de reta deve ser utilizado.

Figura 10: Deslocamento d'água H_t em função do tempo, quando há formação de dois segmentos de reta. (Fonte: FETTER, 2001)



Ensaio de Infiltração em Sondagem

Os ensaios de permeabilidade em solo realizados em Geologia de Engenharia têm como finalidade determinar os coeficientes de permeabilidade de terrenos onde se fará a implantação ou consolidação de obras civis. São frequentemente executados em furos de sondagem à percussão, conhecidos genericamente como "ensaios de infiltração" (AZEVEDO & ALBUQUERQUE FILHO, 2013).

Ensaio de permeabilidade em solo podem ser classificados em nível constante ou variável, de acordo com a maneira como são realizados e também pela pressão de água aplicada ao aquífero, positiva ou negativa.

Na tabela 3 apresenta-se a classificação mais comum para os ensaios.

Tabela 3 – Classificação para ensaios de permeabilidade em solo.

Maneira de realização	Pressão aplicada	Denominação dos ensaios	Método de prospecção
Nível constante	carga	infiltração	sondagens, poços e cavas
	descarga	bombeamento	poços e sondagens
Nível variável	carga	rebaixamento	sondagens e poços
	descarga	recuperação	poços e sondagens

Fonte: AZEVEDO & ALBUQUERQUE FILHO, 2013.

Então resulta que o ensaio de Infiltração em Sondagens é realizado com nível constante e aplicação de pressão positiva, mantendo-se uma carga d'água constante.

Para a realização do ensaio de infiltração o furo da sondagem tem que ser revestido da superfície até a profundidade que se deseja ensaiar. Após atingir a cota desejada, enche-se o furo da sondagem com água até a superfície, tomando como base a boca do revestimento. A partir deste momento o nível d'água deve ser mantido constante e o volume introduzido medido em intervalos de tempo, gerando uma vazão que será usada para o cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica.

Embora este ensaio seja muito simples devem-se tomar alguns cuidados em sua preparação: o trecho a ser ensaiado, a posição em relação ao nível d'água e o regime de escoamento a se obter antes do início do ensaio.

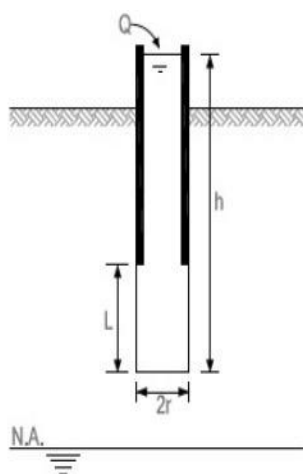
O trecho a ser ensaiado corresponde à parte do furo aberto entre o final do revestimento e o fundo do furo. Este trecho é usualmente de um metro podendo, no entanto variar o comprimento para mais ou para menos dependendo da necessidade do ensaio e da litologia onde será realizado. No caso de materiais muito colapsivos como algumas areias podemos chegar ao extremo de ensaiar apenas o diâmetro de abertura do furo (nesse caso, seria obtido o coeficiente K no sentido vertical).

O ensaio de Infiltração pode ser realizado acima ou abaixo do nível d'água, não devendo ter o trecho ensaiado parte acima e parte abaixo, pois a forma de cálculo para cada caso é diferente.

O regime de escoamento permanente deve ser atingido antes do início do ensaio. Para que isso ocorra as vazões devem permanecer constantes ao longo do tempo e somente então pode-se dizer que o regime de escoamento permanente foi atingido. Em trechos abaixo do nível d'água este regime é atingido mais rapidamente, uma vez que o solo já está saturado. Para trechos acima do nível d'água é necessário prestar muita atenção, pois deverá ser feita a saturação prévia do solo até que se atinja o regime de escoamento permanente (AZEVEDO & ALBUQUERQUE FILHO, 2013).

Para ensaios acima do nível d'água seguindo o esquema da Figura 11, tem-se: Q - vazão constante, h - carga hidráulica do ensaio, L - trecho ensaiado e r - raio da perfuração.

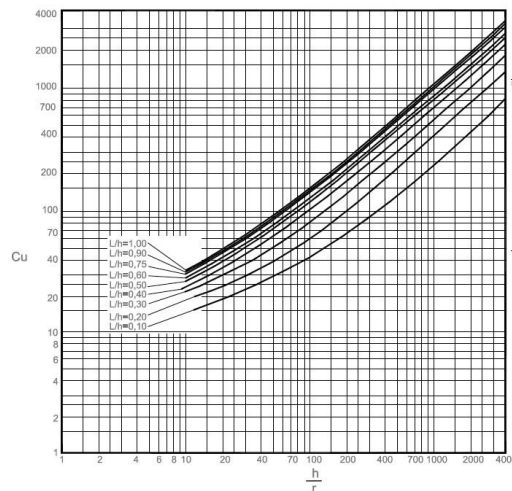
Figura 11: Ensaio de infiltração acima do nível d'água. (Fonte: AZEVEDO; ALBUQUERQUE FILHO, 2013)



O cálculo do coeficiente de condutividade hidráulica (K) pode ser feito usando a equação proposta por Zangar (1953) $K=(Q/h)(1/C_u r)$

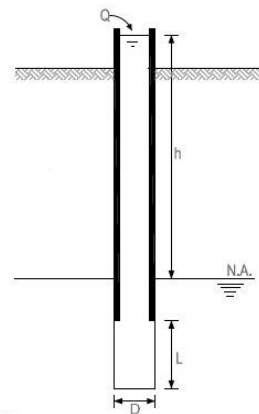
O coeficiente de condutividade de meios não saturados - C_u - é função de L/h e h/r e é obtido de acordo com o ábaco apresentado na Figura 12.

Figura 12: Ábaco coeficiente de condutividade de meios não saturados – Cu. (Fonte: AZEVEDO; ALBUQUERQUE FILHO, 2013)



Abaixo do nível d'água os parâmetros são praticamente os mesmos, usando o diâmetro D no lugar do raio da perfuração e a carga hidráulica h de uma forma um pouco diferente como pode ser visto na Figura 13.

Figura 13: Ensaio de infiltração abaixo do nível d'água. (Fonte: modificado de AZEVEDO; ALBUQUERQUE FILHO, 2013)



Segundo Hvorslev (1951), para calcular o coeficiente de condutividade hidráulica K pode-se usar a expressão: $Q = FK h$

Onde F representa fator de forma, que depende da forma e dimensões de entrada da água no terreno, sendo dado pela equação: $F = 2\pi L / \ln(2L/D)$

Juntando as expressões tem-se: $K = Q / ((2\pi L / \ln(2L/D)) h)$

5. Métodos utilizados

No desenvolvimento deste estudo foram utilizados os poços de monitoramento e os dados de *slug tests* obtidos por Ongaratto et al. (2012), além de sondagens e ensaios de infiltração realizados em 2013 especificamente para possibilitar a comparação dos resultados.

Poços de monitoramento e *slug test*

Foram instalados quatro poços de monitoramento, denominados PM-01, PM-02, PM-03 e PM-04, em fevereiro de 2012. Os serviços de instalação desses poços foram efetuados pelas empresas Engesolos Engenharia de Solos e Fundações Ltda. e Qualcomtec Geotecnia e Meio Ambiente Ltda (ONGARATTO et al. 2012).

Antes da instalação dos poços de monitoramento foi executado o reconhecimento da litologia local, usando a técnica *direct push* com a cravação contínua de amostradores tipo *Macro Core*, que possuem em seu interior um tubo de PVC transparente (*liner*).

Para execução das sondagens e instalação dos poços de monitoramento foi utilizado equipamento mecanizado (figura 14), marca *Geoprobe Systems*, modelo 66DT, com sistema *Hollow Stem Auger*. Todo o procedimento de instalação foi baseado no padrão NBR 15495-1/2007 (ABNT, 2007).

Figura 14: Perfuração de poço de monitoramento com sistema *Hollow Stem Auger*.



Os poços de monitoramento foram instalados com tubos de PVC geomecânicos com diâmetro de 2", secções filtrantes ranhuradas de 1,00 m e bases tamponadas por cap. As secções filtrantes de todos os poços foram posicionadas no mesmo substrato geológico, composto por solo de alteração do embasamento cristalino. O espaço anular entre o tubo e a perfuração em cada poço foi preenchido por pré-filtro, constituído por areia tipo pérola essencialmente quartzosa, até cobrir a secção filtrante e a seguir, com calda de bentonita até a superfície, de modo a garantir a estanqueidade, evitando deste modo o trânsito vertical da água subterrânea no espaço anular.

Após a instalação, executou-se o desenvolvimento dos poços de acordo com a norma NBR 15.495-2/2008 (ABNT) para eliminar os particulados finos ocasionados pelo processo de perfuração e para estabelecer a conexão hidráulica entre o poço e a formação. Por fim, instalaram-se câmaras de calçada na superfície para acabamento e proteção dos mesmos.

A tabela 4 apresenta um resumo das características construtivas dos poços de monitoramento instalados na área.

Tabela 4 - Aspectos construtivos dos poços de monitoramento instalados na área do SENAC:

Poço de Monitoramento	Profundidade do Poço (m)	Intervalo da Seção Filtrante (m)	Nível d'Água (m)
PM-01	7,50	6,50-7,50	1,69
PM-02	8,65	7,65-8,65	1,48
PM-03	7,60	6,60-7,60	1,73
PM-04	7,45	6,45-7,45	1,39

Fonte: ONGARATTO et al., 2012

Os *slug tests* foram executados com a inserção e posterior retirada de um tarugo (*slug*) composto por um cilindro de PVC maciço, de 35 mm de diâmetro, 1,20 m de comprimento e volume equivalente a 1.540 cm³.

A medição das variações dos níveis d' água durante a execução dos ensaios foi realizada a partir de um transdutor de pressão, modelo UNIK 5000 – pressure sensor – PDCR 5030-TA-A1-CA-H0-PW, com aproximadamente 15 m de cabo, acoplado a um laptop. Sendo as leituras e o armazenamento dos dados obtidos durante os testes efetuados automaticamente por meio do software Winslug®, desenvolvido no laboratório da UNESP, Campus de Rio Claro.

A obtenção dos valores de variação de carga hidráulica (h/h_0), emitidos pelo transdutor, foram definidos para três intervalos de tempo diferentes. No primeiro intervalo, de 0 a 1000 segundos, os dados foram coletados a cada segundo. No segundo, de 1001 a 5000 segundos, a obtenção de dados ocorreu a cada 10 segundos e para o último intervalo, após os 5001 segundos, o registro foi a cada 60 segundos.

Após a aquisição e plotagem dos dados, traçou-se a reta de inclinação, cujo ajuste é feito manualmente. Assim, é possível desconsiderar da análise de K, os primeiros valores obtidos, os quais estão sob influência do efeito de drenança do pré-filtro e escolher o intervalo com menores oscilações.

Sondagens a percussão e ensaios de infiltração

Ao lado de cada poço de monitoramento, distando aproximadamente um metro, foram executadas quatro sondagens a percussão, denominadas SP-01, SP-02, SP-03 e SP-04, respectivamente ao lado dos poços de numeração semelhante. A perfuração dessas sondagens, bem como os ensaios de infiltração, foram realizados no mês de setembro de 2013 pela empresa Engesolos Engenharia de Solos e Fundações Ltda.

Os furos de sondagem foram abertos com o auxílio de trado até encontrar o nível d'água. Logo após a perfuração avançou através de circulação de água (Figura 15). Durante a perfuração foram medidas e anotadas as resistências oferecidas pelo solo à cravação de um amostrador Terzaghi de diâmetros nominais, interno e externo, respectivamente, 1 3/8" e 2", ocasionadas pela queda de um peso de 65 kg, caindo livremente da altura constante de 75 cm, sendo as amostras recolhidas pelo amostrador a cada metro seguindo a norma NBR 6484/2001 (ABNT, 2001).



Figura 15: Avanço da sondagem com circulação de água.

Para a execução dos ensaios de infiltração foram cravados revestimentos com diâmetro de 2 1/2", sem sapatas para evitar o rompimento da vedação com solo, até atingirem a profundidade de um metro antes do fundo da perfuração, gerando desta forma um trecho a ser ensaiado semelhante ao dos poços de monitoramento, com um metro de comprimento e posicionados na mesma profundidade e litologia.

Antes de iniciar cada ensaio os furos de sondagem passaram por uma limpeza com circulação de água limpa, além disso, foram mantidos cheios de água até a boca do revestimento, para se obter um regime de escoamento permanente.

Na realização do ensaio de infiltração, além do revestimento já cravado na sondagem, foram usadas provetas graduadas de 1.000 ml, água, cronômetro e planilha para anotar os dados.

Após o preparo do furo de sondagem e da constatação do regime de escoamento permanente começou-se o ensaio propriamente dito (figura 16). Usando-se as provetas manteve-se a água na boca do revestimento proporcionando uma carga constante. Com a ajuda de um cronômetro marcou-se um intervalo de tempo de 10 minutos, medindo-se de minuto em minuto os volumes de água necessários para manter a carga constante. Esses volumes medidos com as provetas eram anotados em planilhas, as quais foram usadas para o cálculo dos coeficientes de condutividade hidráulica K.

Figura 16: Execução do ensaio mantendo carga constante.



Análise Granulométrica

Em todos os trechos ensaiados foram coletadas amostras para análises granulométricas, possibilitando assim uma verificação de semelhanças entre os solos.

Os solos coletados contêm frações grossas e finas, desta forma foram realizados ensaios de granulometria conjunta onde se combina o peneiramento, para as frações grossas e sedimentação para as frações finas.

Para preparação do ensaio as amostras foram secas ao ar livre e submetidas a um processo de desagregação com o auxílio de um pistilo e almofariz. Logo em seguida foram retiradas cápsulas para determinação da umidade higroscópica e determinação do peso seco do solo.

O material desagregado e seco foi separado com o auxílio de uma peneira com malha 10 de abertura 2,00 mm. O material retido na peneira foi submetido ao peneiramento grosso com a utilização de uma série de peneiras com malha de abertura, desde 3/4 (19,00 mm) a 10 (2,00 mm), para a separação das frações. A massa de sólidos retida em cada peneira é anotada e após o cálculo das porcentagens retidas e passantes os valores foram plotados em um gráfico semilogarítmico.

O solo que passou pela peneira 10 (2,00 mm) foi encaminhado para o ensaio de sedimentação e posteriormente para o peneiramento fino. A amostra foi transferida para um bquer onde se adicionou uma solução defloculante. Após passar por um dispersor a solução foi transferida para uma proveta de 1000 cm³ onde se juntou água destilada até completar o volume. A proveta foi agitada e em seguida introduziu-se um densímetro. Foram medidas e anotadas as densidades da solução, bem como a

temperatura, em intervalos pré-determinados. Após os cálculos para determinar os diâmetros dos grãos os valores foram plotados no gráfico semilogarítmico.

Após o término das leituras a amostra foi lavada com o auxílio de uma peneira 200 (0,075 mm). O material retido na peneira foi secado em estufa e submetido ao peneiramento fino com a utilização de um agitador mecânico e uma série de peneiras com malha de abertura, desde 12 (1,68 mm) a 200 (0,075 mm), durante o tempo necessário à completa separação das frações. A massa de sólidos retida em cada peneira foi anotada e após o cálculo das porcentagens retidas e passantes, os valores foram plotados no gráfico semilogarítmico.

6. Resultados

Análise Granulométrica

Apesar de todas as amostras terem sido coletadas no mesmo horizonte estratigráfico, as análises granulométricas mostram uma grande heterogeneidade entre si, em relação às frações silte, argila, areia e pedregulho que as compõem. As amostras PM-04 e SP-04 apresentaram a maior similaridade entre poços de monitoramento e sondagens. O mesmo ocorre quanto à porcentagem de finos (que representa a soma das frações argila, silte e parte da areia muito fina), onde se verificam valores iguais a 30% em ambas. Os valores também são bem próximos nos pontos PM-01 e SP-01 que possuem os menores percentuais de finos, 23% e 24%, respectivamente.

Ainda quanto à porcentagem de finos, verificar-se que as amostras coletadas nos poços de monitoramento têm variação muito grande atingindo valores desde 23% no PM-01 até 53% no PM-02, enquanto as retiradas nas sondagens têm variação bem menor com valores em torno de 30%, exceto para a amostra SP-01 com 24%. Verificou-se que as amostras PM-01 e SP-01 têm o menor percentual de finos dentre as demais, mas também possuem a maior porcentagem de pedregulhos (fragmentos de rocha) 34% e 18%, respectivamente. As demais apresentaram menores quantidades de pedregulhos, variando desde 0% no PM-02 até 7% na SP-03.

Em quase todas as amostras, a porcentagem de areia total foi superior a 50%, com exceção da amostra coletada no PM-01 que apresenta 44%. No entanto, esta mesma amostra apresenta a maior quantidade de pedregulhos - 34%, sinalizando que todas as amostras possuem mais de 50% de material granular.

A tabela 5 facilita a observação das informações citadas.

Tabela 5 - Resultados dos Ensaios de Análise Granulométrica.

Identificação da Amostra	Granulometria da Amostra				Finos (%)
	Argila (%)	Silte (%)	Areia total (%)	Pedregulhos (%)	
PM-01	5,0	17,0	44,0	34,0	23,0
SP-01	8,0	16,0	58,0	18,0	24,0
PM-02	16,0	32,0	52,0	0,0	53,0
SP-02	7,0	23,0	67,0	3,0	32,0
PM-03	9,0	35,0	51,5	4,5	47,0
SP-03	1,0	28,0	64,0	7,0	29,0
PM-04	4,0	23,0	71,0	2,0	30,0
SP-04	4,0	26,0	67,0	3,0	30,0

Ensaio de Condutividade Hidráulica

Slug test

Segundo Ongaratto et al.(2012), com os dados obtidos nos ensaios, verifica-se maior homogeneidade nos valores gerados pelo método de Bouwer & Rice, onde os valores de K, de modo geral, apresentaram a mesma ordem de grandeza - 10^{-4} cm/s, tanto para os ensaios de inserção como para os de retirada do tarugo. Já para o método de Hvorslev, verifica-se uma variação nos valores obtidos tanto nos ensaios de inserção quanto nos de retirada, inclusive nos executados em um mesmo poço (tabela 6).

Os valores de condutividade hidráulica são semelhantes, não apresentando grandes diferenças, indicando que os poços de monitoramento foram bem instalados, desenvolvidos adequadamente e os ensaios realizados em solo do mesmo substrato.

Os gráficos obtidos possibilitam o cálculo da condutividade hidráulica K pelo método de Hvorslev e também Bouwer & Rice, tanto para a etapa de inserção como na etapa de retirada do tarugo. Os resultados obtidos são apresentados na tabela 6.

Tabela 6: Valores de condutividade hidráulica obtidas nas campanhas de ensaios de Slug test.

Poço	Ensaio	1ª campanha		2ª campanha		3ª campanha		4ª campanha	
		Hvorslev (cm/s)	Bouwer & Rice (cm/s)	Hvorslev (cm/s)	Bouwer & Rice (cm/s)	Hvorslev (cm/s)	Bouwer & Rice (cm/s)	Hvorslev (cm/s)	Bouwer & Rice (cm/s)
PM 01	Inserção	$1,20 \times 10^{-4}$	$7,60 \times 10^{-4}$	$1,28 \times 10^{-4}$	$6,85 \times 10^{-4}$	$1,17 \times 10^{-4}$	$6,85 \times 10^{-4}$	$1,01 \times 10^{-4}$	$6,59 \times 10^{-4}$
	Retirada	$4,85 \times 10^{-4}$	$3,08 \times 10^{-3}$	$5,69 \times 10^{-5}$	$3,71 \times 10^{-4}$	$3,96 \times 10^{-5}$	$2,10 \times 10^{-4}$	$4,85 \times 10^{-5}$	$2,84 \times 10^{-4}$
PM 02	Inserção	$4,30 \times 10^{-5}$	$1,86 \times 10^{-4}$	$1,27 \times 10^{-4}$	$7,14 \times 10^{-4}$	$1,66 \times 10^{-4}$	$9,87 \times 10^{-4}$	$4,70 \times 10^{-5}$	$2,87 \times 10^{-4}$
	Retirada	$7,47 \times 10^{-5}$	$3,26 \times 10^{-4}$	$5,61 \times 10^{-5}$	$3,58 \times 10^{-4}$	$5,27 \times 10^{-5}$	$2,88 \times 10^{-4}$	$1,16 \times 10^{-4}$	$6,96 \times 10^{-4}$
PM 03	Inserção	$2,01 \times 10^{-4}$	$9,73 \times 10^{-4}$	$1,68 \times 10^{-4}$	$9,26 \times 10^{-4}$	$1,69 \times 10^{-4}$	$1,05 \times 10^{-3}$	$1,04 \times 10^{-4}$	$6,03 \times 10^{-4}$
	Retirada	$8,69 \times 10^{-6}$	$5,04 \times 10^{-5}$	$5,03 \times 10^{-5}$	$2,66 \times 10^{-4}$	$3,51 \times 10^{-5}$	$2,50 \times 10^{-4}$	$3,60 \times 10^{-5}$	$2,40 \times 10^{-4}$
PM 04	Inserção	$3,31 \times 10^{-5}$	$1,90 \times 10^{-4}$	$6,65 \times 10^{-5}$	$3,93 \times 10^{-4}$	$7,18 \times 10^{-5}$	$4,40 \times 10^{-4}$	$6,57 \times 10^{-5}$	$3,86 \times 10^{-4}$
	Retirada	$5,85 \times 10^{-5}$	$2,76 \times 10^{-4}$	$2,09 \times 10^{-5}$	$1,23 \times 10^{-4}$	$3,16 \times 10^{-5}$	$2,30 \times 10^{-4}$	$5,20 \times 10^{-5}$	$3,01 \times 10^{-4}$

Fonte: ONGARATTO et al., 2012.

Ensaio de Infiltração em Sondagem

Os valores de condutividade hidráulica K, obtidos com os ensaios de infiltração, mostram uma variação muito pequena, estando os resultados praticamente na mesma ordem de grandeza - 10^{-4} cm/s, com exceção do ensaio realizado na SP-04 onde o valor encontrado foi de $9,15 \times 10^{-5}$ cm/s que é muito próximo dos demais.

Esta uniformidade nos resultados indica que os ensaios foram realizados de forma adequada, após atingir o regime de escoamento permanente. Além disso, mostra também que os trechos ensaiados estavam localizados na mesma camada representada pelo solo de alteração.

Na tabela 8 são apresentados os valores obtidos para a condutividade hidráulica K.

Tabela 7: Valores obtidos para a condutividade hidráulica K, nos ensaios de infiltração.

Identificação da Amostra	Condutividade hidráulica K (cm/s)
SP-01	$2,13 \times 10^{-4}$
SP-02	$1,10 \times 10^{-4}$
SP-03	$1,76 \times 10^{-4}$
SP-04	$9,15 \times 10^{-5}$

Comparação entre os ensaios de *Slug test* e Infiltração em Sondagem

Para a comparação dos valores de condutividade hidráulica foram adotados os valores médios de K obtidos nas quatro campanhas de *slug tests* e resultados determinados a partir dos ensaios de infiltração executados nas sondagens à percussão (tabela 8).

Tabela 8: Resumo dos valores obtidos para o coeficiente de condutividade hidráulica K.

<i>Slug test</i>				Infiltração	
Poço de Monitoramento	Ensaio	Método de Hvorslev K (cm/s)	Método de Bouwer & Rice K (cm/s)	K (cm/s)	Sondagem à Percussão
PM 01	Inserção	$1,17 \times 10^{-4}$	$6,97 \times 10^{-4}$	$2,13 \times 10^{-4}$	SP 01
	Retirada	$1,58 \times 10^{-4}$	$9,86 \times 10^{-4}$		
PM 02	Inserção	$9,58 \times 10^{-5}$	$5,44 \times 10^{-4}$	$1,11 \times 10^{-4}$	SP 02
	Retirada	$7,49 \times 10^{-5}$	$4,17 \times 10^{-4}$		
PM 03	Inserção	$1,61 \times 10^{-4}$	$8,88 \times 10^{-4}$	$1,76 \times 10^{-4}$	SP 03
	Retirada	$3,25 \times 10^{-5}$	$2,02 \times 10^{-4}$		
PM 04	Inserção	$5,93 \times 10^{-5}$	$3,52 \times 10^{-4}$	$9,15 \times 10^{-5}$	SP 04
	Retirada	$4,08 \times 10^{-5}$	$2,33 \times 10^{-4}$		

Os dados apresentados na tabela 8 demonstram uma boa uniformidade entre os valores de condutividade hidráulica (K) determinados nos ensaios de *slug test* e de infiltração. A variação entre eles é pequena, apenas de uma ordem de grandeza oscilando entre 10^{-5} a 10^{-4} cm/s.

Pode-se dizer que nos ensaios de *slug test*, o método de *Bouwer & Rice* mostrou os resultados mais homogêneos estando todos numa mesma ordem de grandeza 10^{-4} cm/s, enquanto o método de *Hvorslev* apresentou uma maior variação, oscilando entre 10^{-5} a 10^{-4} cm/s. Já os ensaios de infiltração têm seus resultados com valores da ordem de 10^{-4} cm/s e posicionados entre os valores obtidos pelos outros métodos.

A regularidade dos valores de K encontrados pelos ensaios indica uma boa qualidade para os dados obtidos, que são compatíveis com os apresentados em literatura para solos de alteração do embasamento cristalino.

7. Conclusões

Os resultados obtidos com os ensaios hidráulicos em poços de monitoramento e sondagens à percussão no SENAC Campus Santo Amaro mostram que a condutividade hidráulica, encontrada para a camada ensaiada, varia entre 10^{-5} e 10^{-4} cm/s, o que condiz com os valores de literatura para solos de alteração do embasamento cristalino.

Os ensaios granulométricos mostraram resultados heterogêneos em relação às frações argila, silte e areia, mas a classificação resultante do solo é semelhante: areia siltosa e areia silto argilosa, compatíveis com a condutividade hidráulica encontrada 10^{-4} cm/s e também condizente com solos de alteração do embasamento cristalino.

Nos ensaios de *slug test* foram usados dois métodos distintos para o cálculo de K, *Hvorslev* e *Bouwer & Rice*, sendo que o método de *Bouwer & Rice* mostrou valores mais regulares, portanto mais representativos.

Os ensaios de infiltração em sondagens à percussão apresentaram resultados muito semelhantes aos dos *slug tests*, com a mesma ordem de grandeza, o que demonstra uma boa confiabilidade para o método.

Desta forma pode-se afirmar que os ensaios de infiltração em sondagens têm uma eficiência comparável aos ensaios de *slug test*, podendo até substituí-los na determinação da condutividade hidráulica sem prejuízos para os resultados, com a vantagem de permitir a realização desse ensaio em camadas de espessura menores e mais específicas.

Referências

- ABNT. **NBR 15495 – 1: Poços de monitoramento de águas subterrâneas em aquíferos granulares. Parte 1: Projeto e construção.** Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 15495 – 2: Poços de monitoramento de águas subterrâneas em aquíferos granulares. Parte 2: Desenvolvimento.** Rio de Janeiro, 2008.
- _____. **NBR 6484: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio.** Rio de Janeiro, 2001.
- AZEVEDO, A. A.; ALBUQUERQUE FILHO, J. L. **Ensaio de permeabilidade em solo: Orientações para sua execução no campo.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA – ABGE. São Paulo, 2013. 80 p.
- Bouwer, H.; RICE, R. C. **A Slug test method for determining hydraulic conductivity of unconfined aquifers with completely or partially penetrating wells, water.** Resources Research, 1976.vol 12 nº3, p 423 – 428.
- CETESB –Companhia Ambiental de São Paulo. **Manual de Gerenciamento de Áreas Contaminadas.** 1999. Disponível em:
<http://www.cetesb.sp.gov.br/Solo/areas_contaminadas/manual.asp>
- CETESB - **Companhia Ambiental de São Paulo. Relação de áreas contaminadas e reabilitadas no estado de São Paulo. 2011.** Disponível em:
<<http://www.cetesb.sp.gov.br/areas-contaminadas/relacoes-de-areas-contaminadas/15-publicacoes>>.
- CLEARY, R. W. **Águas subterrâneas.** Princenton Groundwater Inc.: Clean Environment Brasil, 1989. 117 p. Disponível em:
<<http://www.clean.com.br/cleary.pdf>. >
- EMPLASA. **Carta Geológica da Região Metropolitana de São Paulo – Escala 1: 100.000.** (1980).
- FEITOSA, F. A. C. ; MANOEL FILHO, J. ; FEITOSA, E. C. ; DMETRIO, J. G. A. **Hidrogeologia: Conceitos e aplicações. 3a Edição Revisada e Ampliada.** CPRM Serviço Geológico Nacional, 2008. P. 77 – 91.
- FETTER, C. W. **Applied Hydrogeology. 4ª ed.** Prentice-Hall, Inc., USA, 2001. 598 p + CD-ROM.,
- HIRATA, R.C.A & FERREIRA, L.M.R. **Os aquíferos da Bacia Hidrográfica do Alto Tietê: disponibilidade hídrica e vulnerabilidade à poluição.** Revista Brasileira de Geociências 31(1), 2001.p 43-50.
- HVORSLEV, M. J. **Time lang and soil permeability in ground water observations:** Vicksburg, Miss U S Army Corps of Engineers Waterwaus Experiment Station, Bulletin.1951. p 36 - 50.
- ONGARATTO, C.; ESPÓSITO, M.; NASCIMENTO, N. C. **Análise Comparativa dos Valores de Condutividade Hidráulica em Manto de Alteração através de Ensaios Laboratoriais e de Campo.** Trabalho de Conclusão de Curso (Pós-

graduação em Gerenciamento de Áreas Contaminadas) – Serviço Nacional de Aprendizagem – SENAC, São Paulo, 2012.P 55.

SÃO PAULO. **Decreto Nº 59.263, de 05 de Junho de 2013. Regulamenta a Lei nº 13.577, de 08 de julho de 2009, que dispõe sobre as diretrizes e procedimentos para a proteção da qualidade do solo e gerenciamento de áreas contaminadas, e dá providências correlatas.** São Paulo. 2013. Legislação Estadual.

SIMONATO, M. ; WENDLAND, E. ; HIRATA, R. ; SOUZA, L. C. ; L`PICCIRELLA, E. **Projeto Jurubatuba - Restrição e controle de uso de água subterrânea.** Departamento de Águas e Energia Elétrica, Instituto Geológico. São Paulo, 2009. 110 p.

VASQUES, A. R. **O processo de formação e refuncionalização de Brownfields nas cidades pós-industriais: O caso do Brasil.** Universidade de São Paulo / USP / Brasil. 2005.15 p.

ZANGAR, C. N. ***Theory and problems of water percolation.*** United States Department of the Interior – Bureau of Reclamation. Denver, Colorado. 1953.87 p.

Recebido em 30/03/15 e Aceito em 26/06/15.