

5. Ensaio de Campo

O número de tipos de ensaios, assim como de equipamentos, que podem fazer parte de uma campanha de investigação de campo é grande (ver Mayne *et al*, 2009). Na definição de uma campanha deste tipo, é necessário conhecer as potencialidades das técnicas de ensaios e equipamentos que se tem disponível e o tipo de resposta necessária para resolução do problema enfrentado.

A realização de ensaios de campo deve ser enxergada como uma forma complementar (à campanha de ensaios de laboratório – capítulo 4) de se avaliar as características e parâmetros dos solos, contudo não menos importante. Além disto, para uma análise de recalques de um aterro construído sobre um depósito de solos muito moles, os ensaios de campo devem ser programados com a expectativa de elucidar aspectos que reconhecidamente são de difícil avaliação e, ao mesmo tempo, essenciais na análise dos recalques [ver Duncan (1993) e Olson (1998)].

Para se estimar o tempo da ocorrência de recalques, é essencial definir a existência ou não de estratos relativamente permeáveis, que podem promover a drenagem interna do depósito de fundação, contudo essa definição nem sempre é simples. Neste caso, é improvável que, a partir da amostragem pontual, como aquelas apresentadas nos capítulos anteriores, seja possível definir a ocorrência de tais estratos. Como forma de superar tal desafio e assim estabelecer o perfil estratigráfico quase contínuo do depósito de solos muito moles da Barra da Tijuca, ensaios de piezocone (CPTu) foram realizados.

A determinação do valor do coeficiente de adensamento, parâmetro que controla o processo de adensamento, também é considerada um desafio na avaliação dos recalques de solos moles (ver Sandroni *et al*, 1981). Por exemplo, foi relatado que a velocidade da ocorrência de recalques no campo frequentemente se mostra superior do que quando prevista com base nos coeficientes de adensamento determinados no laboratório. Neste caso, a determinação do valor deste parâmetro, também a partir da realização de ensaios de campo, se mostra

atrativo. Com base nos resultados de ensaios de campo, o coeficiente de adensamento pode ser determinado diretamente. Com esta finalidade, ensaios de dissipação em piezocone e pressiométricos (auto-prefurantes) são, preferencialmente, recomendados (Schnaid, 2005). Uma vez então que ensaios de piezocone já seriam realizados para outra finalidade (*perfilagem* do depósito), foi realizada também uma série de ensaios de dissipação em piezocone.

A permeabilidade dos solos é uma das grandezas das quais depende o coeficiente de adensamento. A partir da realização de ensaios de adensamento no laboratório, o coeficiente de permeabilidade pode ser obtido indiretamente, contudo é muitas vezes considerado inapropriado em uma análise de recalques (Tavenas *et al*, 1983). No campo, ensaios de permeabilidade são oportunamente realizados em obras instrumentadas, mais especificamente quando se têm instalados piezômetros do tipo Casagrande. No caso do depósito de solos moles em estudo, no qual, anteriormente à construção do aterro, foram instalados tais tipos de piezômetros, foram também realizados ensaios de permeabilidade *in-situ*.

É importante ressaltar que os ensaios de campo nem sempre superam as dificuldades relativas às determinações de laboratório. Por exemplo, a partir da realização de ensaios de dissipação em piezocone, assim como os de laboratório (adensamento), é possível se obter apenas informações localizadas a respeito das características de adensamento dos solos. Neste caso, o comportamento do depósito como um todo não é avaliado e o que pode ser realizado é apenas uma análise comparativa entre os resultados dos ensaios de campo e laboratório, desde que realizados nas mesmas posição e profundidade.

Uma boa estimativa das grandezas de recalques está relacionada, além da obtenção de parâmetros de deformabilidade de confiança, normalmente realizada a partir da realização de ensaios de adensamento, com o conhecimento da história de tensões do depósito de solos moles. A história de tensões é geralmente expressa pela razão de sobre-adensamento, OCR. Como OCR relaciona-se diretamente com razão de resistência não drenada – S_u/σ'_{vo} – (ver Wroth, 1984), resultados de ensaios de palheta podem ser empregados na determinação do OCR de um depósito de solos moles. No caso do depósito de solos em estudo, uma série de ensaios de palheta foi realizada ao longo da profundidade do mesmo.

Por outro lado, os resultados dos ensaios de piezocone (ex.: resistência de ponta), que cada vez mais vêm sendo adotados para determinação da resistência não drenada do solo, também serão úteis para avaliação da história de tensões do depósito.

Resumindo, a campanha de ensaios de campo consistiu na realização de ensaios de piezocone (CPTu), de dissipação em piezocone, de permeabilidade em piezômetros e palheta. As características dos equipamentos utilizados, os procedimentos adotados e os resultados obtidos, com uma avaliação qualitativa direta, serão apresentados nos itens seguintes deste capítulo.

A *Geoforma Engenharia Ltda* foi a empresa responsável pela realização dos ensaios com aplicação do piezocone e da palheta. No caso dos ensaios de permeabilidade em piezômetros, a equipe de campo da *Geoprojetos Engenharia Ltda* deu todo o apoio necessário à realização dos mesmos.

Assim como feito no capítulo 4 (Ensaio de Laboratório), as análises interpretativas dos resultados dos ensaios e as respostas das mesmas serão realizadas no capítulo 7.

5.1.

Ensaio de Piezocone, CPTu

Os ensaios de piezocone foram realizados nas duas estações de monitoramento e investigação do depósito (EMI-62 e EMI-71), mais especificamente próximos aos furos das sondagens SP-705 e SP-703 (ver capítulo 3). Os procedimentos adotados na realização dos ensaios, assim como os equipamentos utilizados, seguiram as recomendações da Norma NBR-12069/1991.

O piezocone utilizado nesta campanha de ensaios possuía áreas da ponta (cone) e da luva de atrito iguais a 10 e 150 cm², respectivamente, e diâmetro igual a 35,6 mm. O ângulo do ápice do cone era de 60°. Vale a pena ressaltar que estas características são especificadas em diversas publicações normativas. A capacidade máxima resistida pela ponta do cone era de 10 kN e o equipamento possuía um transdutor capaz de medir poro-pressões de até 3500 kPa.

Questões sobre o melhor posicionamento do elemento poroso no equipamento e, conseqüentemente, sobre a qualidade das respostas obtidas nos ensaios são frequentemente abordadas na literatura. Neste caso, órgãos e/ou associações, tais como a NBR e a ISSMFE, responsáveis pela padronização de procedimentos e equipamentos a serem adotados na execução de ensaios, não possuem um padrão definido. No caso do piezocone utilizado na campanha de ensaios realizada no escopo desta tese, o elemento poroso era localizado na base do cone e, assim sendo, apenas as medidas de poro-pressões definidas como u_2 , com base no sistema de classificação adotado por Robertson (1992), foram registradas.

Jamiolkowski *et al* (1985) lista argumentos utilizados por outros autores em defesa do posicionamento do elemento poroso na base do piezocone. No caso de investigações em depósitos de solos muito moles, a argumentação de que esta posição (base da ponta do equipamento) é a mais apropriada para correção da resistência de ponta se mostra relevante.

Os dados apresentados por Teh (1987), para a distribuição e dissipação de poro-pressões durante e após a cravação do cone, respectivamente, mostraram maiores amplitudes dos excessos de poro-pressões, quando medidas na base do cone, e que as velocidades de dissipação são relativamente mais rápidas, nesta posição, do que quando são comparadas com medidas realizadas em outras posições. Estes dois atributos são de interesse especial quando as características de adensamento do solo são obtidas durante curtos períodos de registros de dissipação – por exemplo, durante a interrupção da cravação do cone para se conectar hastes de extensão ao conjunto pelo qual se faz a cravação do equipamento no solo.

Um dos pontos-chave para o sucesso do ensaio de piezocone é a garantia da completa saturação do sistema de medição de poro-pressão. Neste caso, afirma-se que a saturação foi realizada, anteriormente à realização dos ensaios, pela equipe da mesma empresa que realizou o ensaio. Ressalta-se que a calibração dos instrumentos foi aferida. Contudo, não foi realizado um controle destes procedimentos.

Os registros, em termos de resistência da ponta, q_c , do atrito da luva, f_s , e das poro-pressões medidas na base do cone, u_2 , foram feitos, a cada intervalo de 20 mm, ao longo de toda espessura das camadas de solo moles, isto é, os ensaios de cone foram realizados respectivamente até as profundidades de 12 e 17 m nas EMI's 62 e 71.

No caso de solos muito moles, em que a resistência de ponta é relativamente baixa em relação à poro-pressão gerada na penetração do cone, a correção de q_c , para levar em consideração os efeitos desta poro-pressão, que atua na parte posterior do cone e que, conseqüentemente, reduz o valor registrado para q_c , se torna mais importante do que para outros tipos de solos.

Neste caso, a resistência de ponta corrigida, q_t , é determinada de acordo com a expressão da equação 5.1, onde a é um fator que depende da geometria do piezocone. Este valor varia geralmente entre 0,7 e 0,85 (Robertson, 2009-b). No caso do piezocone utilizado na realização dos ensaios, o parâmetro a possui valor igual a 0,7.

$$q_t = q_c + u_2 * (1 - a) \quad (5.1)$$

As três grandezas (q_c ou q_t , f_s e u_2) citadas são registradas diretamente durante a realização dos ensaios. Com base nestas, é possível determinar (indiretamente) as razões de atrito, R_f , e de poro-pressão, B_q , que são duas grandezas de interesse na interpretação dos ensaios e são definidas conforme exposto nas equações 5.2 e 5.3, respectivamente..

$$R_f = \frac{f_s}{q_t} \cdot 100 \quad (5.2)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (5.3)$$

Onde, u_0 é poro-pressão estática;

σ_{v0} é a tensão vertical total de campo.

Os resultados (diretos e indiretos) obtidos nos ensaios foram apresentados nas figuras 5.1 (a), (b) e (c); 5.2 (a) e (b); 5.3 (a), (b) e (c) e 5.4 (a) e (b). Nas

figuras 5.1 (a), (b) e (c) e 5.2 (a) e (b), relativas ao ensaio realizado na EMI-62, estão apresentados os registros de q_t , de u_2 , u_0 e q_t , de f_s , de R_f e de B_q , respectivamente. Da mesma forma, estão apresentados os registros nas figuras 5.3 (a), (b) e (c) e 5.4 (a) e (b), relativas ao ensaio realizado na EMI-71.

Nas figuras 5.1 (a) e 5.3 (a), também foram mostradas (pontos vermelhos) as profundidades para as quais foram realizados os ensaios de dissipação, cujos resultados serão apresentados no próximo item.

Mencionou-se que um, dos principais interesses, na realização de ensaios piezométricos é a determinação do perfil estratigráfico *quase contínuo* do solo, até porque esta informação não é obtida de outra forma no laboratório. Neste caso, os valores de q_t , u_2 e f_s (obtidos diretamente) e os de R_f (obtidos indiretamente) permitem que se faça uma avaliação qualitativa direta dos solos.

Tipicamente, os registros q_t e f_s se mostram mais baixos quando o piezocone atravessa perfis de solos argilosos do que quando atravessa perfis de solos granulares. Ao mesmo tempo, medidas de poro-pressão (ex.: u_2) se mostram mais altas em solos argilosos, do que quando comparadas com medidas feitas em solos arenosos. No caso da razão de atrito, R_f , que leva em consideração q_t e f_s , os valores mais baixos são indicativos da presença de solos arenosos. Os gráficos propostos na literatura para identificação do tipo de solo [ex.: Schmertmann (1978) Jones e Rust (1982) e Robertson (1990)], que relacionam diretamente os registros de q_t , Δu e R_f , evidenciam esse comportamento típico.

Outro aspecto de interesse na realização dos ensaios de piezocone é a avaliação da história de tensões dos solos, que pode ser comparada com medidas realizadas no laboratório. Neste caso, uma avaliação qualitativa direta dos solos argilosos pode ser feita a partir de uma avaliação de B_q , que reduz com o aumento do OCR. Contudo os dados mostrados nas figuras 5.2 e 5.4 não permitem qualquer tipo de conclusão direta.

No que se refere aos resultados obtidos diretamente (figuras 5.1 e 5.3), dois aspectos são notórios. O primeiro deles é referente aos baixos valores registrados para q_t e o segundo se refere aos registros de aumentos acentuados (picos) de q_t , com a respectiva redução de u_2 , em algumas profundidades.

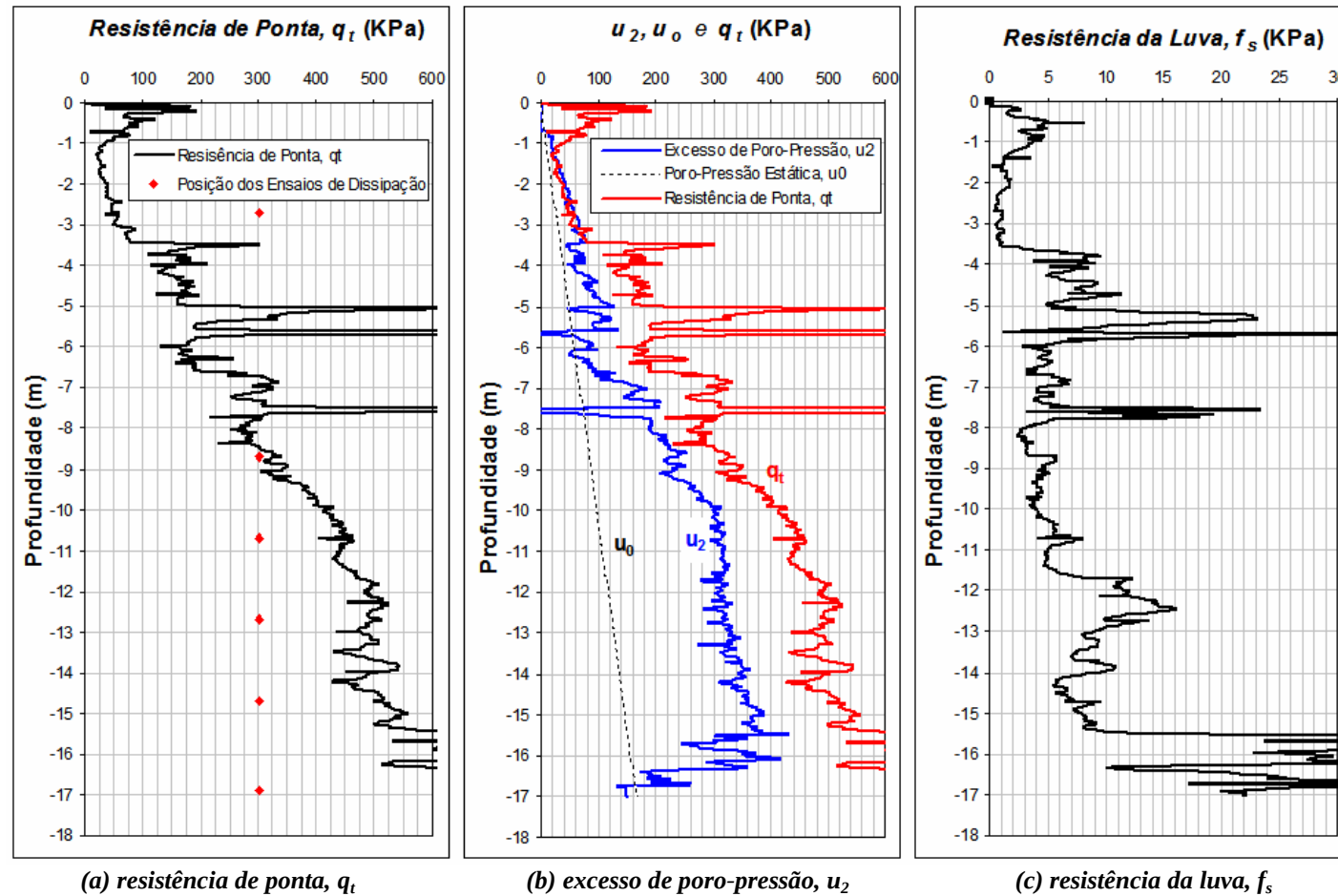


Figura 5.1 – Resultados diretos do ensaio de piezocone realizado na EMI 62 (705).

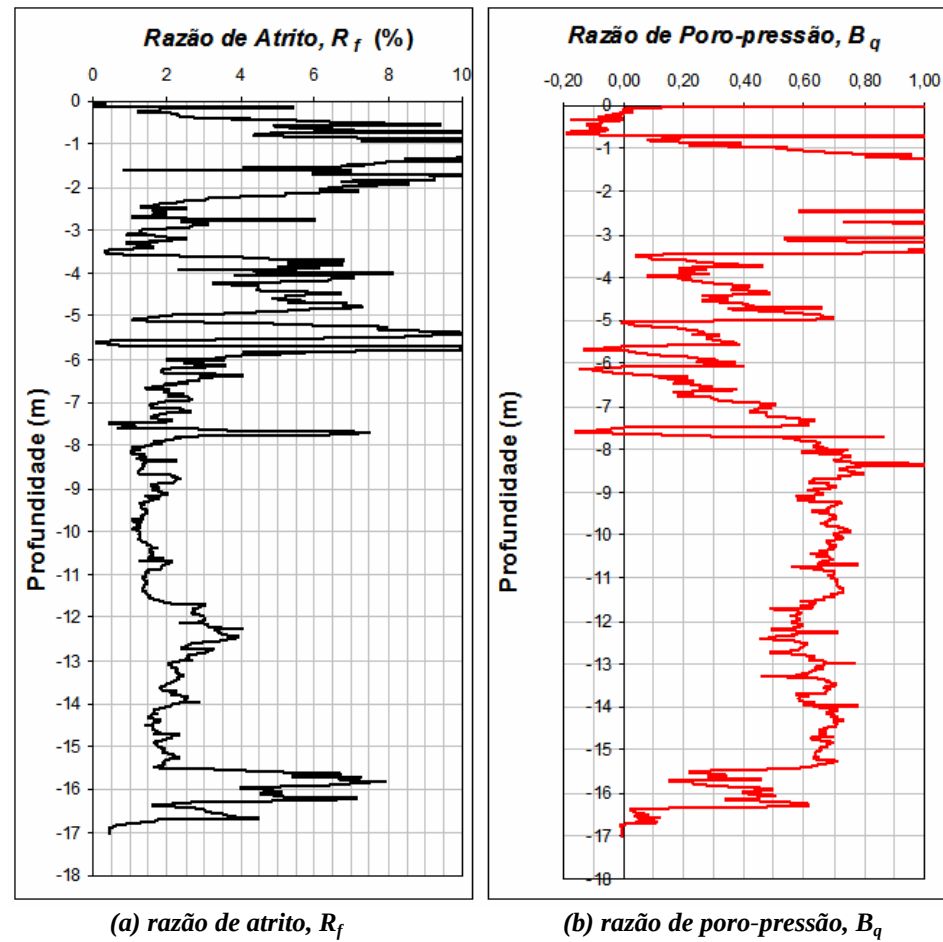


Figura 5.2 – Resultados indiretos do ensaio de piezocone realizado na EMI-62 (705).

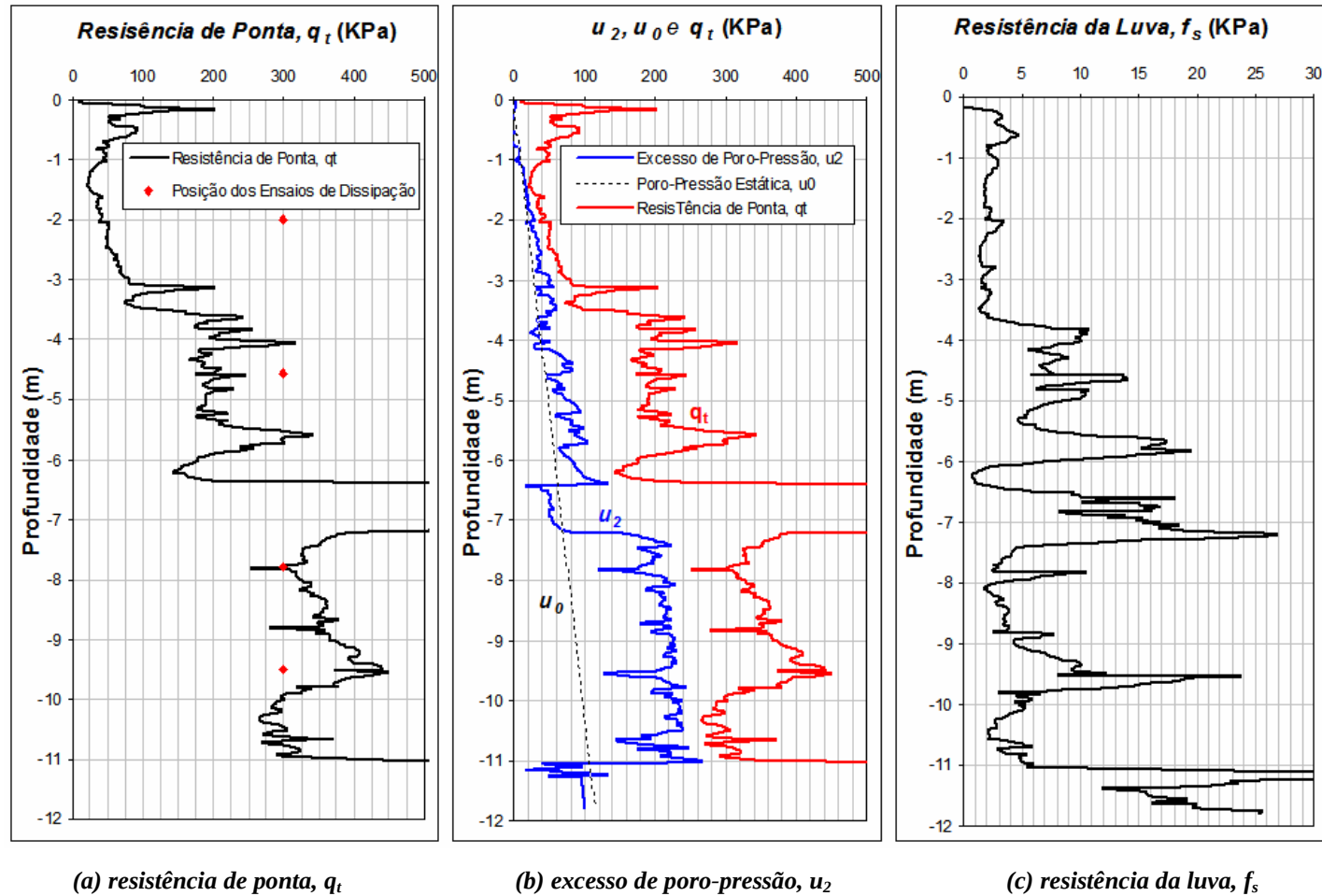


Figura 5.3 – Resultados diretos do ensaio de piezocone realizado na EMI-71 (703).

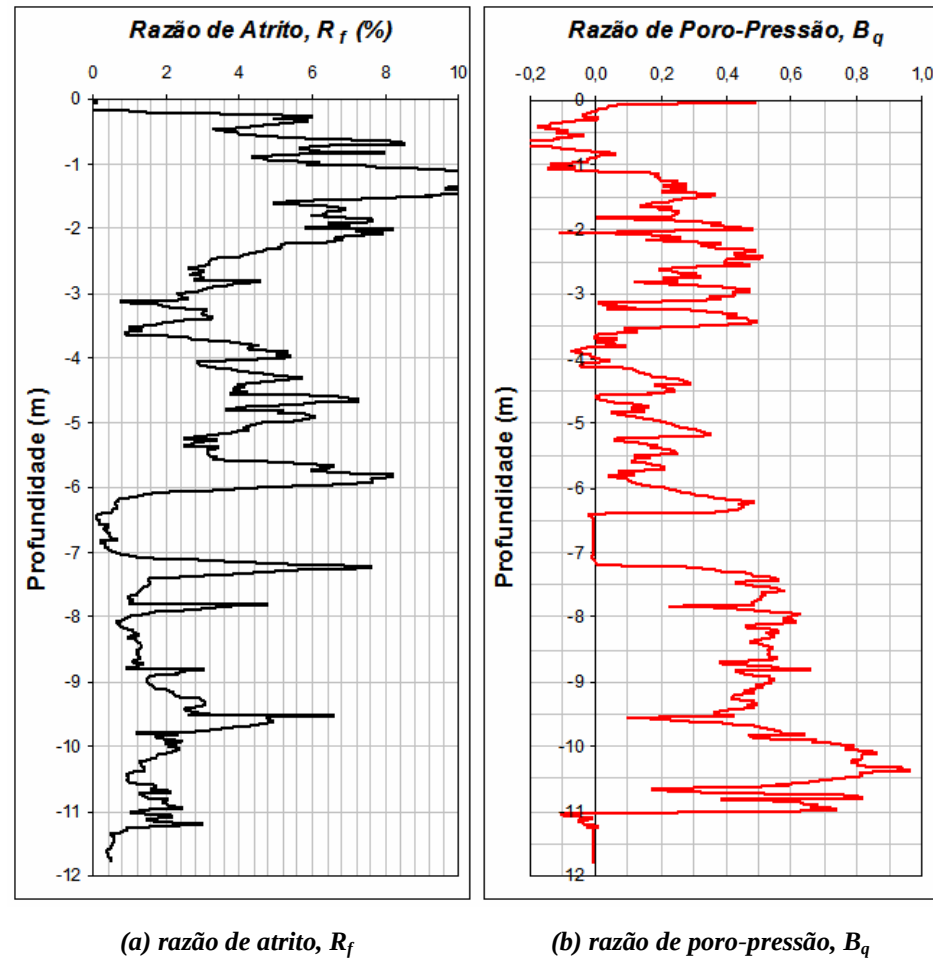


Figura 5.4 – Resultados indiretos do ensaio de piezocone realizado na EMI-71 (703).

O primeiro aspecto notório é destacado quando, por exemplo, se avaliam os gráficos comumente utilizados para classificação dos solos [Robertson *et al* (1986) e Senneset *et al* (1989)]. Estes gráficos foram propostos com o eixo da resistência de ponta, q_t , em escala de kPa*1000 ou MPa. Neste caso, valores entre 25 e 75 kPa, como aqueles registrados entre as profundidades de 1,0 e 3,5 m, ocupam uma faixa estreita nos gráficos, geralmente relacionada com solos orgânicos muito moles, e que pode ser confundida com o próprio eixo ($q_t = 0$ kPa). Vale a pena ressaltar que registros, como os apresentados por Rocha-Filho e Alencar (1983) e Almeida *et al* (2010), para outros depósitos de solos moles do Rio de Janeiro, mostram valores geralmente superiores aos registrados neste depósito da Barra da Tijuca. Em relação ainda aos solos presentes entre as profundidades de 1,0 e 3,5 m, pode ser verificado que os valores registrados para poro-pressão, u_2 , são da mesma ordem de grandeza de q_t e que os valores registrados do atrito lateral da luva, f_s , são quase nulos - inferiores a cerca de 2 kPa. Vale a pena ressaltar que, conforme relatado por Robertson (2009), os valores registrados de f_s são geralmente menos precisos que valores registrados para q_t .

Não se prendendo apenas aos solos mais superficiais (entre 1,0 e 3,5 m de profundidade), que apresentam características de um fluído, os dados apresentados nas figuras 5.1 e 5.3, no que se refere ao primeiro aspecto considerado como notório, sugerem a existência de solos muito moles ao longo de grande parte do perfil.

O segundo aspecto notório foi observado localmente no perfil, mais especificamente entre as profundidades de 5 e 8 m. Esta situação, comumente observada em depósitos de solos moles, indica a existência de um solo caracterizado como drenado, em relação aos outros solos identificados no perfil. Pode ser verificado que os valores registrados para o atrito da luva se comportaram como q_t (se elevaram). No perfil superficial (até 0,8 m de profundidade), também foram identificados solos que apresentam este mesmo comportamento.

De uma forma geral, é possível dizer que os registros de q_t e u_2 mostraram, uma tendência de aumento com a profundidade. No que se refere à f_s , não foi

identificado, em relação à profundidade também, um padrão definido para os valores registrados.

No que se refere aos resultados obtidos indiretamente (figuras 5.2 e 5.4), eles apresentaram padrões distintos e, neste caso, chama-se atenção também para dois aspectos notórios. O primeiro deles é relativo aos dados apresentados na figura 5.2 (b), mais especificamente entre as profundidades de 1 e 3 m, no qual foram obtidos valores de B_q superiores a 1. O outro é relativo aos valores de B_q , inferiores a 0,5, que foram obtidos até 7 m de profundidade no perfil da figura 5.4 (b).

As grandezas R_f e B_q são utilizadas secundariamente na interpretação dos resultados, que será apresentada no capítulo 7.

5.2. Ensaio de Dissipação em Piezocone

Os registros de poro-pressões, durante interrupções na cravação do cone, fornecem informações sobre as características de adensamento do solo, até mesmo durante rápidas interrupções, como as que são realizadas para se conectar novas hastes de extensão ao conjunto pelo qual se promove a cravação.

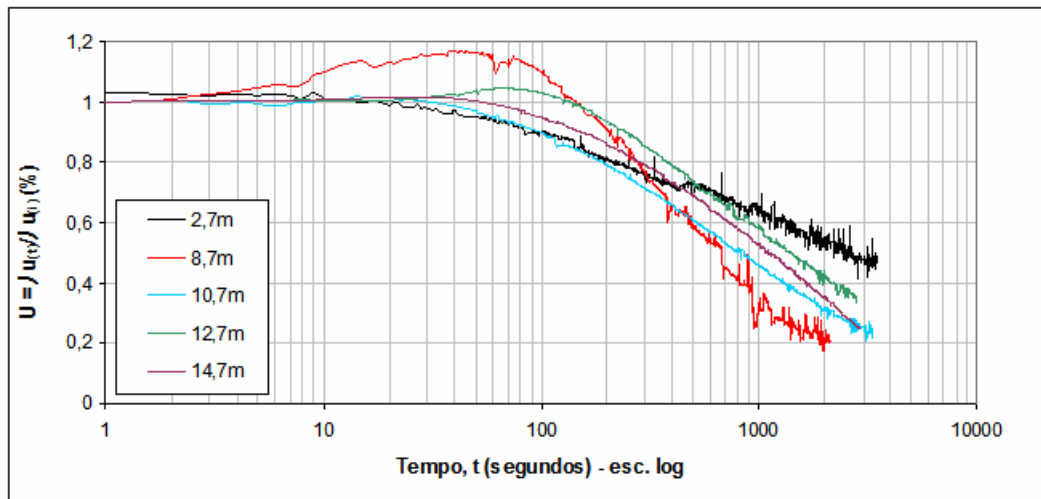
O ensaio de dissipação no CPTu consiste então na interrupção da cravação do cone, em profundidades pré-determinadas, com o consecutivo registro do excesso de poro-pressão com o passar do tempo, t . De acordo com o indicado nas figuras 5.1 (a) e 5.3 (a), os ensaios de dissipação foram realizados em dez profundidades distintas, distribuídas ao longo da espessura da camada de solos moles. Pode ser verificado que essas profundidades coincidem com as profundidades nas quais foram coletadas as amostras indeformadas (capítulo 4).

Foi relatado no item 5.1 que o equipamento utilizado na realização dos ensaios de piezocone possuía apenas um elemento poroso localizado na base do cone e, assim sendo, apenas as poro-pressões conhecidas como u_2 eram registradas. Os valores de u_2 podem ser divididos em duas componentes: (1) poro-pressão hidrostática, u_0 , controlada pelo nível freático, e (2) excesso de poro-pressão inicial, Δu_{2i} , decorrente da cravação do cone. Durante o andamento do ensaio, o excesso de poro-pressão inicial se reduz e os valores registrados, para

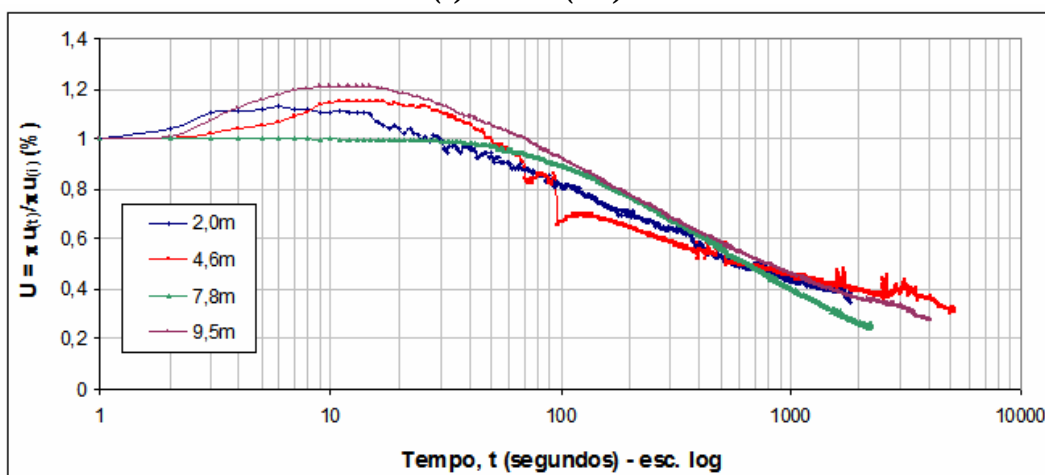
um tempo qualquer, são designados por Δu_{2t} . Comumente, em análises de adensamento, a redução do excesso de poro-pressão é normalizada em relação ao seu valor inicial e plotado (U) em relação ao tempo. O valor de U é expresso conforme indicado na equação 5.4. Como foram feitas apenas medidas de u_2 , o sub-índice 2 foi retirado das expressões.

$$U = \left(\frac{\Delta u_{2t}}{\Delta u_{21}} \right) = \left(\frac{\Delta u_t}{\Delta u_1} \right) = \left(\frac{u_t - u_0}{u_i - u_0} \right) \quad (5.4)$$

Nas figuras 5.5 (a) e (b), são apresentados os resultados (curvas U vs $\log t$) dos ensaios de dissipação em piezocone. Mostram-se respectivamente as curvas dos ensaios realizados na EMI-62 e na EMI-71.



(a) EMI-62 (705)



(b) EMI-71 (703)

Figura 5.5 – Curvas do ensaio de dissipação de poro-pressão, u_2 , no piezocone.

Muito embora os ensaios tenham sido realizados até que pelo menos 60% do excesso de poro-pressão fosse dissipado, a condição final de equilíbrio, $U (\%) = 0$, não foi atingida [figuras 5.5 (a) e (b)]. Nestes casos, em que o tempo necessário para a completa dissipação dos excessos de poro-pressão é longo, o valor de u_0 é habitualmente estimado ao invés de medido. A boa estimativa do valor de u_0 está, ao menos em parte, relacionada com a facilidade em se determinar o nível freático.

No caso do depósito de solos moles em estudo, o nível freático era coincidente com o do terreno e, conseqüentemente, u_0 foi determinada diretamente, com a possibilidade de erro sendo minimizada. Contudo, como o processo de dissipação não chegou ao fim ($U = 0\%$), tem-se que admitir a possibilidade da ocorrência de algum erro.

Por outro lado, a medida de u_i também pode conter erros, como, por exemplo, no caso de o elemento poroso não estar saturado ou mesmo ocasionados pela própria variabilidade do solo. Neste caso, duas avaliações são necessárias (Baligh e Levadoux, 1986). A primeira delas se trata de uma comparação entre u_i (dissipação) e u_2 (registro durante a penetração), que não devem possuir valores muito diferentes um do outro. A outra delas se trata de uma verificação de flutuações ou aumentos de poro-pressões, que não devem ocorrer para tempos avançados dos ensaios.

No caso do depósito de solos moles em estudo, algum erro relacionado às medidas de u_i também tem que ser admitido. Quanto à primeira avaliação, o valor de u_i variou até cerca de 20 % em relação ao valor u_2 , contudo esta variação se manteve na maior parte dos casos limitada a 10%, diferença que pode ser considerada adequada. Quanto à segunda avaliação, apenas duas curvas, referentes aos ensaios realizados na EMI-62, nas profundidades de 8,7 e 12,7 m, mostraram um aumento de U para tempos elevados (até 80 seg.). Nestes casos, a interpretação dos resultados será feita com cautela.

Levadoux e Baligh (1986) avaliaram os efeitos da ocorrência desses possíveis erros e sugeriram que, quando incertezas existirem nas determinações de u_0 e u_i , as interpretações dos ensaios devem ser realizadas para tempos intermediários (ex.: $U = 50\%$). Não só pela possibilidade da ocorrência de erros,

mas também por questões relativas à interpretação dos ensaios (capítulo 7), o tempo de duração dos registros das poro-pressões não deve ser menor que o tempo necessário para se atingir 50 % do tempo total de adensamento.

Conforme mencionado, após a interrupção da penetração do cone, é esperada uma redução nos valores registrados das poro-pressões. Contudo, nem sempre é o que ocorre. Em alguns casos, observa-se um aumento de U nos estágios iniciais do ensaio, que são indicados por valores superiores a um, como aqueles mostrados nas figuras 5.5 (b).

Nesses casos, a aplicação dos resultados dos ensaios na obtenção das características de adensamento do solo dependerá, de forma a desconsiderar os aumentos iniciais das poro-pressões, de uma correção ou manipulação dos dados registrados. Caso contrário, as formas convencionais de interpretação dos ensaios [Baligh e Levadoux (1980) e Teh (1987)], que adotam a teoria não acoplada do adensamento de Terzaghi e Rendulic, não podem ser aplicadas (capítulo 7).

No que se referem às formas das curvas apresentadas, elas se mostraram razoavelmente similares. Verifica-se também [principalmente para os resultados apresentados na figura 5.5 (b)] pouca diferença no tempo decorrido para ocorrência de 50% da dissipação, $t_{50\%}$, comportamento que indica que os valores dos coeficientes de adensamento a serem determinados nos ensaios devem ser semelhantes.

5.3. Ensaio de Permeabilidade em Piezômetros

Ensaio de permeabilidade *in-situ* de grande escala – bombeamento – não são executáveis em depósitos de solos moles, que possuem baixos coeficientes de permeabilidade. Com o objetivo então de se determinar a permeabilidade *in-situ*, a realização de ensaios em piezômetros se torna uma alternativa ao ensaio de grande escala e normalmente são executados em casos de obras instrumentadas. Vale a pena ressaltar que, da mesma forma que os ensaios de dissipação em piezocone, os ensaios de permeabilidade em piezômetros se prestam apenas para obtenção de informações localizadas a respeito das características de adensamento do solo, diferentemente dos ensaios de grande escala.

No capítulo 3, foram mostradas as localizações nas quais foram instalados os instrumentos geotécnicos na obra em estudo neste trabalho. Piezômetros do tipo Casagrande foram instalados nas duas estações de monitoramento e investigação do depósito – EMI-62 e EMI-71. Respectivamente, foram instalados dois e três piezômetros, mais especificamente na projeção do corpo do aterro. Os procedimentos adotados na instalação, assim como as características dos instrumentos, serão relatados no capítulo 6.

Os ensaios de permeabilidade foram realizados apenas nos piezômetros instalados na EMI-62, neste caso, a 12,5 m (PZ-2) e 1,5 m (PZ-3) de profundidade. Foram realizados, devido à maior facilidade, ensaios de carga variável, com queda de carga.

Apesar de os instrumentos terem sido instalados anteriormente a implantação do corpo do aterro (capítulo 3), os ensaios foram realizados apenas em uma etapa avançada da construção do mesmo – após o lançamento da terceira e última camada. Assim sendo, não existem dados referentes à permeabilidade *in-situ* para as condições iniciais, por exemplo, σ'_{v0} .

O emprego de equipamentos que permitem o registro constante das poropressões (ex. piezômetros elétricos) são mais indicados na realização dos ensaios, contudo, na época em que os mesmos foram realizados, equipamentos com dimensões inferiores ao diâmetro dos tubos dos piezômetros instalados, no caso 1" (2,54 cm), não estavam disponíveis. Na determinação do nível piezométrico e/ou nível d'água, utilizou-se então um sensor sonoro que indica a presença de água. Assim sendo, os dados registrados foram intermitentes.

O monitoramento dos níveis piezométricos e dos medidores de nível d'água (NA's), adjacentes aos piezômetros, foi realizado anteriormente (cerca de 1 h) ao início dos ensaios. Esse monitoramento foi continuado, obviamente que apenas nos NA's, durante a execução dos ensaios. O objetivo foi garantir a hipótese assumida na interpretação dos ensaios (capítulo 7), isto é, de que os níveis freáticos e/ou piezométricos (na posição da medição), eram constantes. Os resultados do monitoramento mostraram variações insignificativas durante todo o período de acompanhamento.

Uma das possíveis fontes de erro na determinação da permeabilidade *in-situ* é a ocorrência do processo de fraturamento hidráulico, que pode ter início durante a aplicação da carga. Duas formas simples de se evitar o início de tal processo são: (1) a realização de ensaios com cargas controladas ou (2) com rebaixamento da carga piezométrica. Neste trabalho, controlou-se a carga, que foi limitada a uma coluna d'água de 1 m. A precisão da medida foi conseguida com a utilização de um recipiente calibrado no campo. É importante ressaltar que, como os ensaios foram realizados em estágios avançados da obra, menor era a preocupação com a ocorrência deste tipo de processo.

De acordo então com a metodologia apresentada e com base na proposta de Hvorslev (1951), os ensaios de permeabilidade de campo foram realizados. Os dados obtidos nos ensaios são apresentados nas figuras 5.6 (a) e (b), que mostram respectivamente os diagramas de equalização para os ensaios realizados nas profundidades de 12,5 (a) e 1,5 m (b) – EMI-62 (705). Estes diagramas relacionam a equalização da sobrecarga piezométrica (escala logarítmica) com o tempo. Os dados dos ensaios estão representados por pontos circulares preenchidos.

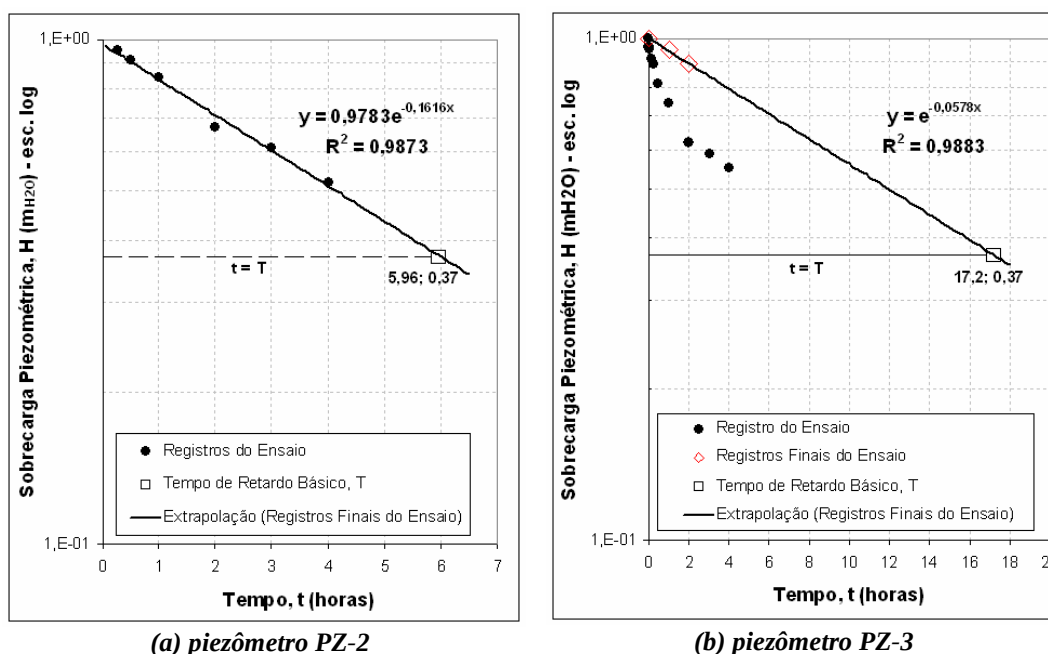


Figura 5.6 – Diagramas de equalização - EMI-62 (705).

No que se refere às sequências de dados plotados nos diagramas de equalização, são observados comportamentos bastante distintos. No primeiro caso

[figura 5.6 (a)], os pontos podem ser aproximados por uma reta, que passa acerca da origem. No segundo caso [figura 5.6 (b)], foi observada uma curvatura inicial (até $t = 2$ h), que pode indicar mudanças de volume do solo ao redor da ponta do piezômetro e, conseqüentemente, a ocorrência de ajustes de tensões, que alteram o tempo de resposta, depois da elevação da carga piezométrica (Hvorslev, 1949). Contudo, a partir de duas horas, a sequência dos registros pode ser aproximada por uma reta.

Em casos como este (segundo), deve-se, conforme proposto por Hvorslev (1951), plotar a sequência de pontos com tendência linear (após 2 h), que também representa a condição de operação normal de equalização do diagrama, a partir da origem do gráfico, como mostrado na figura 5.6 (b) – pontos em forma de losangos sem preenchimento. Esta nova sequência deve ser adotada na interpretação dos ensaios (capítulo 7).

Nos diagramas de equalização dos ensaios, verifica-se (registros do ensaio) que os tempos de observação foram de 4 h. Ressalta-se que este tempo foi inferior ao necessário para a completa dissipação dos excessos de poro-pressão e que extrapolações, representadas pelas linhas contínuas, foram realizadas em ambos os casos.

5.4. Ensaio de Palheta

Os ensaios de palheta foram realizados nas duas estações de monitoramento e investigação do depósito – EMI-62 e EMI-71. O equipamento e os procedimentos adotados na realização dos ensaios estavam de acordo com a proposição da Norma NBR-10905/1989 e com um padrão de consenso internacional, segundo verificado por Chandler (1988) e recomendado por Ladd e DeGroot (2003). Um resumo das dimensões da palheta, utilizada na realização dos ensaios, pode ser visto na figura 5.7.

Wroth (1984) revisou, com base nos resultados das análises de elementos finitos e experimentais realizadas por Donald *et al* (1977) e Menzies e Merrifield (1980), respectivamente, o método de determinação da resistência não drenada, S_u , a partir da realização do ensaio de palheta. Com base neste método revisado, S_u foi definida conforme exposto na equação 5.5.

$$S_u = \frac{0,94 * M}{\pi * D^3} \quad (5.5)$$

Onde, M é o torque máximo registrado durante a realização do ensaio;
 D é o diâmetro da palheta.

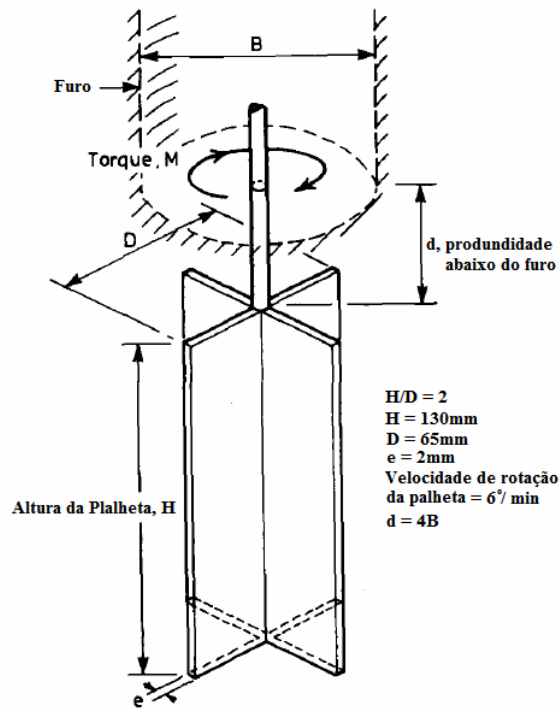


Figura 5.7 – Características típicas da palheta utilizadas nos ensaios de campo.

Para se chegar à equação 5.5, foi levado em consideração o efeito da não linearidade da distribuição de tensões cisalhantes ao longo dos planos horizontais da palheta. Por outro lado, o comportamento anisotrópico, exibido pelos solos em relação à resistência não drenada ($S_{uv} = S_{uh} = S_u$), não foi levado em consideração. Contudo, Wroth (1984) relatou que, a partir do fato de as superfícies verticais da palheta contribuírem em 94% da resistência ao torque total, os erros associados à suposição de isotropia se tornam menos importantes na determinação de S_u . É importante mencionar também que argilas normalmente adensadas ou levemente pré-adensadas apresentam, com relação a S_u , comportamento “aproximadamente” isotrópico (Ladd *et al*, 1977).

A resistência residual, S_{ur} , obtida para grandes deformações, também pode ser determinada com base na equação 5.5, contudo deve-se promover o amolgamento do solo anteriormente à realização do ensaio.

Os ensaios foram então realizados a cada metro ao longo de toda a espessura da camada de solos moles. Com o objetivo de se determinar S_{ur} , depois de serem realizados os ensaios para determinação de S_u , ao menos cinco rotações completas eram impostas à palheta e novos registros do torque (M) eram realizados.

Assim sendo, foi possível elaborar dois perfis, que relacionam S_u e S_{ur} com a profundidade dos solos moles. Estes perfis são apresentados na figura 5.8. Os resultados dos ensaios executados em ambas EMI's foram apresentados conjuntamente.

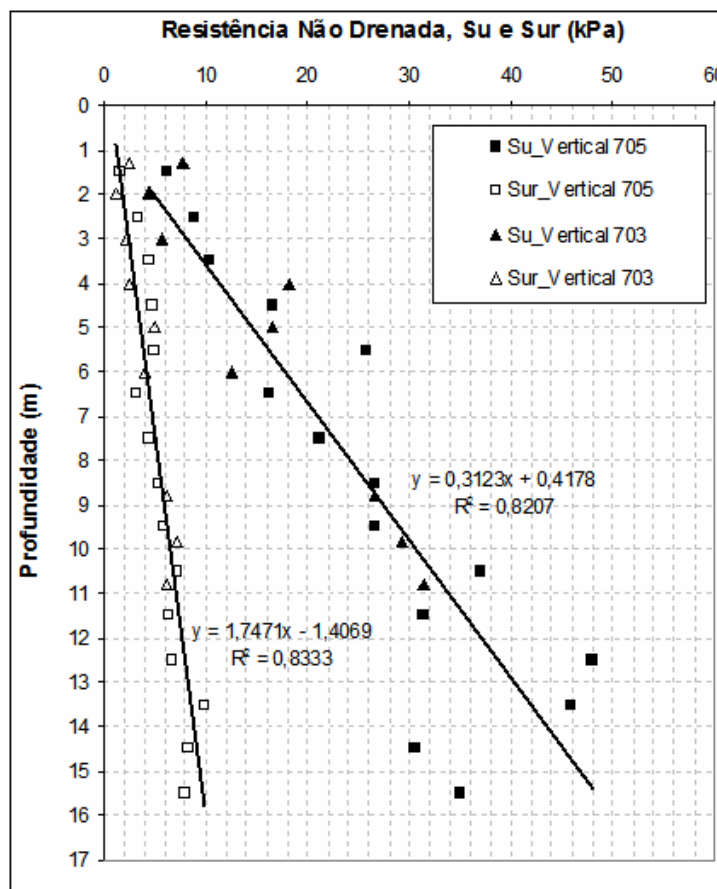


Figura 5.8 – Variação da resistência não drenada, S_u e S_{ur} , com a profundidade – ensaios de palheta.

De uma forma geral, os resultados apresentados indicam um aumento linear da resistência não drenada do solo com a profundidade. Quanto a S_u , observam-se valores da ordem de 5 kPa, próximo à superfície, enquanto, para as maiores profundidades, os valores máximos são de cerca de 45 kPa. Quanto a S_{ur} , valores da ordem de 2 e 10 kPa foram obtidos próximo à superfície e acerca de 15 m de profundidade, respectivamente. Nota-se assim que, em relação à profundidade, a

taxa de crescimento de S_u foi superior àquela de S_{ur} , isto é, ocorre um aumento da sensibilidade (S_u/S_{ur}) do solo com a profundidade. As equações que descrevem o crescimento de S_u e S_{ur} com profundidade estão também apresentadas na figura 5.8.

Um aspecto frequentemente deixado de lado em uma avaliação dos resultados de ensaios de palheta é o ângulo de rotação desta no momento em que a resistência máxima ou de pico é mobilizada. Muitas vezes, a avaliação deste aspecto não é realizada devido ao resultado, em termos de resistência, ser aparentemente satisfatório. Contudo, informações relevantes podem ser obtidas a partir desta avaliação (ver item 2.3.2).

Na tabela 5.1, estão apresentados os resultados dos ensaios de palheta em termos da rotação (total), registrada no momento em que também se registrou a resistência de pico. Verificam-se valores geralmente superiores a 50° e em alguns casos (profundidades de 10,5; 12,5 e 15,5 m, todos na EMI-62) maiores que 90°. Nestes últimos casos, as rotações podem, a princípio, ser consideradas inaceitáveis.

Chandler (1988) afirmou que a ruptura (resistência de pico), para ensaios realizados com taxa de rotação padrão (6°/min), ocorre tipicamente em um intervalo de tempo que varia entre 30 e 60 s, ou seja, para rotações entre 3 e 6°. Almeida (2000) e Nascimento (1998), citados por Schnaid e Odebrecht (2012), apontam para valores superiores, entre 5 e 30°, quando ensaios de boa qualidade são realizados em argilas moles a muito moles. Comparando com estes casos, os valores (ângulo de rotação total) mostrados na tabela 5.1 se revelam altos.

Com o objetivo de explicar essas altas rotações, as curvas S_u e S_{ur} (kPa) vs rotação da palheta (graus), dos ensaios realizados nas profundidades de 15,5 e 12,5 m, são apresentadas nas figuras 5.9 (a) e (b), respectivamente. Nestes casos, verificam-se curvas de pico e residuais similares para rotações de até 50° e 25°, respectivamente. Desconsiderando o ângulo de rotação, o comportamento verificado nas figuras 5.9 (a) e (b) é típico para os ensaios realizados. Este resultado pode indicar um amolgamento do solo decorrente da inserção da palheta. Contudo, os altos valores implicariam em amolgamentos de grandes zonas de solo adjacentes à palheta, que não condizem com a atual condição de

desenvolvimento do ensaio. Assim sendo, tal justificativa não pode ser considerada satisfatória – ao menos, isoladamente.

Tabela 5.1 - Ângulos de rotação da palheta durante a execução dos ensaios.

Profundidade (m)	Ângulo de Rotação (Graus)			
	Total	Atrito Haste (ϕ)	Torção Elástica	Líquida
Ensaio de Palheta – EMI-62				
1,5	66,0	8,0	0,2	57,8
2,5	58,0	18,0	0,4	39,6
3,5	48,0	8,0	0,6	39,4
4,5	56,0	26,0	1,3	28,7
5,5	64,0	12,0	2,5	49,5
6,5	58,0	12,0	1,9	44,1
7,5	62,0	18,0	2,8	41,2
8,5	74,0	28,0	4,0	42,0
9,5	62,0	30,0	4,5	27,5
10,5	96,0	54,0	6,9	35,1
11,5	68,0	38,0	6,4	23,6
12,5	102,0	22,0	10,7	69,3
13,5	86,0	30,0	11,0	45,0
14,5	66,0	14,0	7,9	44,1
15,5	100,0	52,0	9,6	38,4
Ensaio de Palheta – EMI-71				
1,0	52,0	14,0	0,7	37,3
2,0	40,0	14,0	1,4	24,6
3,0	38,0	30,0	2,2	5,8
4,0	50,0	24,0	3,0	23,0
5,0	40,0	22,0	3,9	14,1
6,0	42,0	14,0	4,8	23,2
8,8	50,0	18,0	7,2	24,8
9,8	60,0	22,0	8,2	29,8
10,8	64,0	36,0	9,2	18,8

Schnaid e Odebrecht (2012) mostraram resultados similares aos apresentados nas figuras 5.9 (a) e (b) e, para obterem a rotação referente à resistência de pico, descontaram os ângulos de rotação referentes aos trechos

iniciais coincidentes das curvas, que foram associados ao atrito das hastes. Além do mais, mostraram que a torção elástica do conjunto de hastes pode ser responsável por uma parcela significativa da rotação total registrada e deve também deve ser subtraída do valor da rotação total, referente à resistência de pico. A torção elástica da haste, ϕ , pode ser estimada pela expressão da equação 5.6 (Popov, 1976).

$$\phi = \int_0^L \frac{M}{J \cdot G} dx \quad (5.6)$$

Onde, M é o torque aplicado,

L é o comprimento total da composição de hastes;

J é o momento de inércia [$J = \pi (d_e^4 - d_i^4)/32$];

G é o módulo cisalhante do aço, igual a 80×10^9 N/m²;

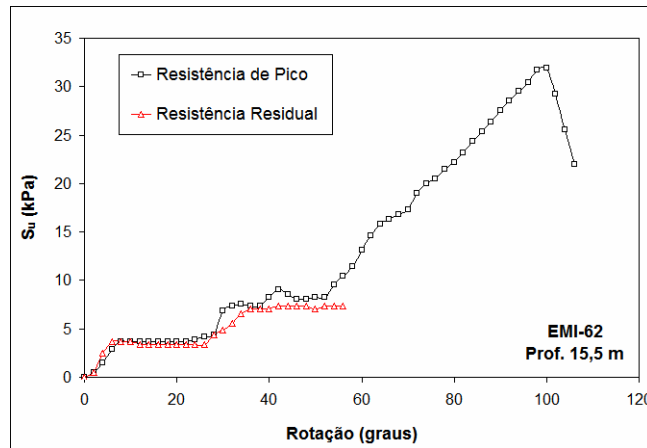
d_e é o diâmetro externo da haste, igual a 16 mm;

d_i é o diâmetro interno da haste, igual a zero (haste maciça).

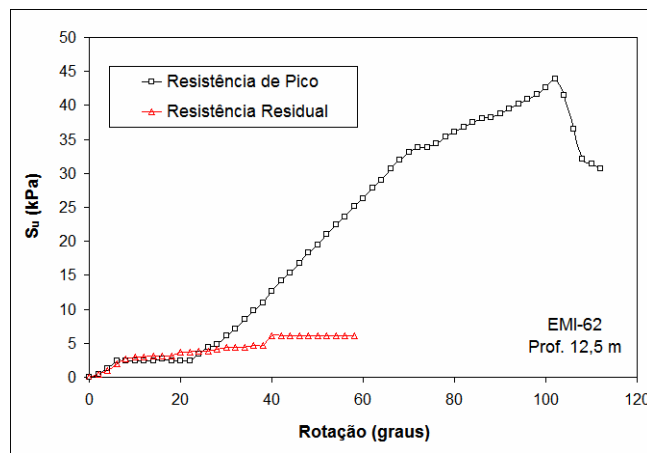
Subtraindo os ângulos de rotações relacionados aos atrito e torção da haste do ângulo de rotação total da palheta, obtém-se o ângulo de rotação líquida da palheta, que deve ser adotado em avaliações dos resultados dos ensaios. Os valores destes ângulos estão apresentados na tabela 5.1.

Quando comparados com os ângulos totais, os ângulos de rotação líquida da palheta são significativamente mais baixos, porém os mesmos podem ainda ser considerados altos, principalmente aqueles referentes aos ensaios realizados na EMI-62. Para estes casos, a presença de conchas e/ou raízes, ao longo de todo o perfil de solos moles, é uma justificativa plausível das elevadas rotações, pois a presença das mesmas interfere na formação da potencial superfície de ruptura cilíndrica e pode ocasionar inclusive um aumento geral da resistência determinada.

Contudo, as resistências apresentadas estão dentro da ordem de grandeza normalmente observada para os solos muito moles da Barra da Tijuca [Almeida et al (2010) e Baroni (2010)]. É importante ressaltar também os baixos valores de resistência (entre 4 e 46 kPa) que foram determinados ao longo de todo o perfil de solos muito moles.



(a) ensaio da EMI-62 (705) - 15,5 m



(b) ensaio da EMI-62 (705) - 12,5 m

Figura 5.9 – Curvas S_u versus rotação angular..

Por outro lado, tempos elevados para ocorrência da ruptura indicam a possibilidade da ocorrência de drenagem durante a execução dos ensaios e, neste caso, os resultados obtidos para S_u são superestimados. Com base no trabalho de Chandler (1988) e considerando um tempo médio para ruptura de 420 s, referente à rotação de 40°, que a condição não drenada ocorre para $T < 0,05$ e o diâmetro da palheta igual a 6,5 cm, os valores máximos dos coeficientes de adensamento necessário para que ocorra a condição não drenada devem ser da ordem de $5,0 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$, que são, em muitos casos, inferiores aos valores normalmente verificados para os solos muito moles da Barra da Tijuca (consultar Almeida *et al*, 2010).

Os valores da resistência não drenada da palheta podem ser adotados também como referência na calibração da resistência de ponta líquida do cone (q_t - σ_{vo}) para obtenção de N_{kt} (equação 2.18) e consequentemente da resistência não drenada no CPTu. Nas figuras 5.10 (a) e (b), os resultados do ajuste de dados são

apresentados. Mostram-se respectivamente os resultados dos ensaios realizados na EMI-62 e na EMI-71.

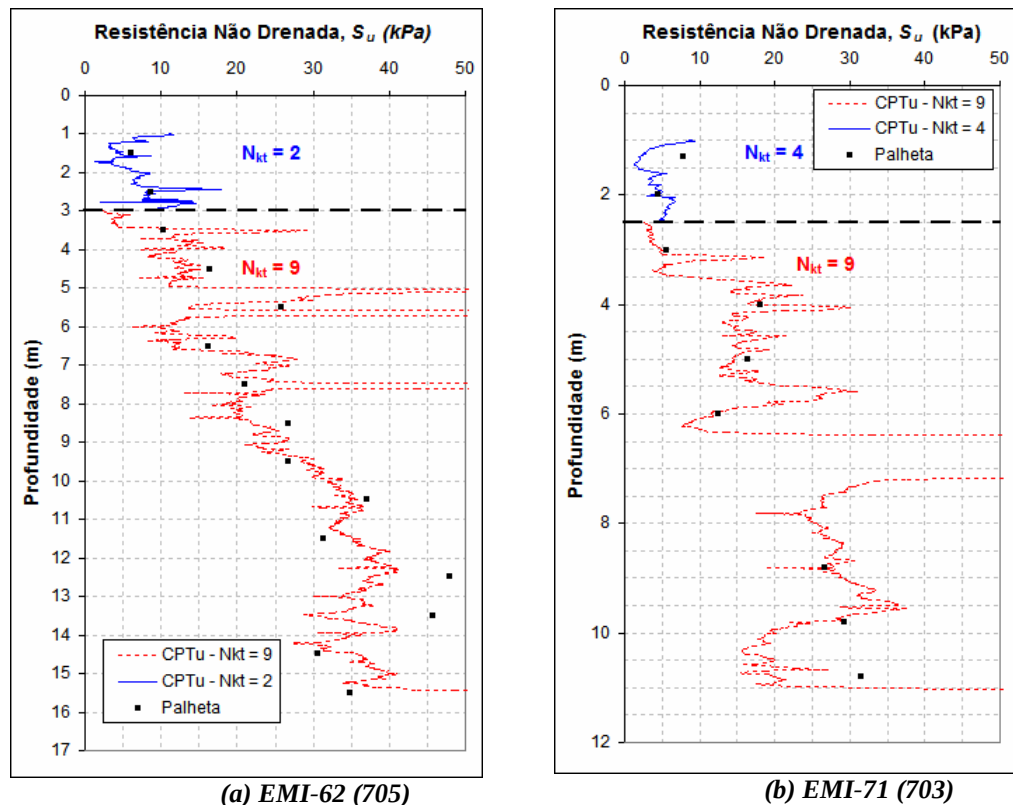


Figura 5.10 – Avaliação de N_{kt} .

Os baixos valores de N_{kt} , iguais a 2 e 4, obtidos para profundidades até 3 m, são notórios e podem indicar realmente a ocorrência da drenagem nos ensaios de palheta realizados nestas profundidades. Contudo, os valores de B_q inferiores a 0,5, obtidos até 7 m de profundidade no ensaio de piezocone realizado na EMI-71, também podem indicar a ocorrência da condição drenada no ensaio (consultar Schnaid, 2005). Neste caso, considerando um aumento da mesma ordem de grandeza em S_u obtidas pelos dois ensaios, N_{kt} seria realmente da ordem de 4 para os solos até cerca de 3 m de profundidade.

Abaixo de 3 m de profundidade, a condição drenada pode ocorrer principalmente nos ensaios de palheta e, nestes casos, os valores de N_{kt} , apresentados na figura 5.10, estariam subestimados. É recomendável sempre avaliar o coeficiente de adensamento do solo anteriormente a uma tomada de decisão de qual o valor de N_{kt} a ser adotado em problemas reais.