

INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS: DISCUSSÃO DE PROPRIEDADES GEOTÉCNICAS DO SOLO

6.1 Introdução

Analisando-se as diferentes feições do solo do Sítio Experimental investigadas nos estudos de campo e laboratório, no presente capítulo se buscará identificar os mecanismos essenciais do comportamento do terreno. Os dados levantados serão comparados com informações da literatura, discutindo-se a aplicabilidade das constatações do presente estudo a outros perfis da Formação Guabirotuba.

A ampla gama de ferramentas empregada no trabalho permite que a análise dos ensaios seja efetuada com múltiplos enfoques. Tendo-se em vista o objetivo da pesquisa, a discussão dos resultados do programa experimental se relacionará sobretudo com aspectos que permitam avançar no entendimento do comportamento geomecânico dos solos argilosos da Formação Guabirotuba. Particularidades

inerentes às técnicas descritas nos Capítulos 4 e 5 serão aprofundadas à medida que se tornarem necessárias para a interpretação dos resultados.

6.2 Investigações de Campo: Tendências Gerais

As investigações geotécnicas descritas no Capítulo 4 ilustram a diversidade dos terrenos da Formação Guabirota. Na Área 1 do Sítio Experimental, embora o solo apresente alguns sinais de alteração, a consistência é elevada. O perfil da Área 2 – situado a poucas centenas de metros da Área 1 –, exhibe intensos sinais de alteração química.

É importante observar que a Área 1, que possui uma altitude média de 907 m, situa-se 10 a 14 m abaixo da Área 2, cujas cotas variam entre 917 e 921 m. Conforme descrito no item 4.1, o terreno do Centro Politécnico apresenta um declive suave, em direção a um vale que é ocupado nos pontos mais baixos (cota 895 m) por um pequeno córrego. É possível que a declividade do Centro Politécnico esteja associada a um processo erosivo, que teria exumado o terreno na direção do vale. Essa hipótese explicaria a ausência de uma camada mais significativa de solo intemperizado na Área 1, pois à medida que a cota do terreno se reduz, uma maior espessura de material teria sido erodida. O manto de solo alterado tenderia a ser mais espesso nos pontos de maior altitude. Conforme apontado por Trescases et al. (1986), a conformação atual da superfície da bacia de Curitiba trunca diferentes horizontes do terreno. Face tal constatação, os autores argumentam que o clima úmido responsável pelo intemperismo químico dos solos da Formação Guabirota não seria o contemporâneo. Os diferentes graus de intemperismo observados nas duas áreas do Sítio Experimental podem se constituir em um bom exemplo desse mecanismo. Deve-se notar que os sedimentos da Formação Guabirota sofreram uma certa erosão (item 2.3), que foi mais intensa ao longo das drenagens que hoje cortam a bacia (Figura 2.5).

O desenvolvimento de um processo de laterização tende a reduzir a resistência do material, fato evidenciado pelo menor número de golpes do *SPT* ou pela resistência

do cone mais baixa nos primeiros metros de profundidade da Área 2. Enquanto que na Área 1 o N_{SPT} situa-se acima de 20 – a profundidades de apenas 1 ou 2 metros –, na Área 2 o número de golpes nos primeiros metros de sondagem é inferior a 10. A resistência do cone q_T na Área 1 rapidamente alcança 6 MPa; os sedimentos alterados da Área 2 exibem valores de q_T na faixa de 1 a 4 MPa. A resistência não-drenada a 2,0 ou 3,5 m de profundidade na Área 2, avaliada com o pressiómetro autoperfurante (Tabela 4.12), situa-se entre 1/3 a 1/5 da resistência obtida mais superficialmente na Área 1.

Os dados dos ensaios de cone são particularmente interessantes para ilustrar as diferenças entre os graus de alteração das duas áreas. Na Figura 6.1, as resistências de ponta de todas as sondagens disponíveis estão representadas ao longo da profundidade. À medida que a penetração aumenta e, conseqüentemente, a ação do intemperismo químico se reduz, as diferenças entre o comportamento dos materiais de ambas as áreas ficam menos perceptíveis. Os dados sugerem que, a partir de 8 m de profundidade, a resistência de ponta encontrada na Área 2 torna-se comparável à da Área 1. Essa tendência se acentua com o aumento da profundidade. Ou seja, a distinção entre os dois perfis se limitaria principalmente aos estratos superficiais. A razão de atrito FR do ensaio de cone pode auxiliar na delimitação entre regiões com graus de intemperismo variáveis. A Figura 4.34 mostra que as camadas argilosas superficiais da Área 2 possuem FR entre 5,0 e 8,0 %, enquanto que o material menos alterado exhibe uma razão de atrito inferior, na faixa de 3,5 a 5,5 %. O perfil da Área 1 também possui FR tipicamente entre 3,5 e 5,5 %.

Conforme mencionado no item 4.3, a transição entre os materiais com condições distintas não é claramente identificável. A mudança no estado do solo ocorre gradualmente. Mesmo em amostras extraídas de maiores profundidades, indícios ocasionais de alteração podem ser observados, particularmente na Área 2. Deve-se notar que a simples distinção da cor dos sedimentos “inalterados” entre “cinza” ou “marrom” envolve uma certa subjetividade. Por exemplo, para as argilas da Área 1 considera-se a coloração cinza como sendo predominante. Entretanto, examinando-se as diversas fotografias do material apresentadas nos Capítulos 4 e 5, pode-se perceber que há outras tonalidades envolvidas.

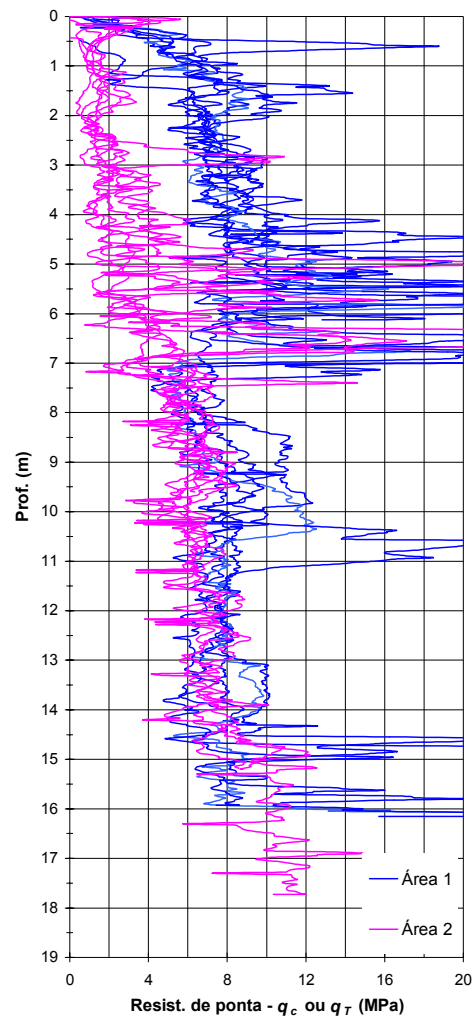


Figura 6.1. Comparação entre as resistências de ponta (*CPT*) das duas áreas investigadas.

Na Área 2 do Sítio Experimental, dentro da limitada profundidade investigada, tem-se a presença de argila marrom subjacente à argila cinza. Esse fato é aparentemente não usual. Em diferentes pontos da Formação Guabirota, a tonalidade das argilas tipicamente encontradas em maiores profundidades – ou seja, quando o material não apresenta indícios de alteração – é a cinza. Antes de se alcançar tal condição, materiais com coloração marrom podem estar presentes (e.g. Fortin, 1989), o que sugere que este tom poderia estar associado a uma alteração incipiente. Skempton (1977) descreve situação análoga, que caracteriza a Argila de Londres – uma camada oxidada marrom é sobrejacente ao material intacto acinzentado. Assim, não se pode descartar a possibilidade de que perfurações mais profundas na Área 2 do Sítio Experimental viessem a revelar argilas cinzas. Intercalações de materiais alterados com solo aparentemente intacto poderiam estar relacionadas com regiões mais

fraturadas, que facilitariam a infiltração de água e, conseqüentemente, a ação do intemperismo químico.

É interessante notar que no furo SPTT-1 da Área 2, entre 0,4 e 1,2 m de profundidade, foram encontrados fragmentos de concreções ferruginosas. De acordo com Salamuni (1998), tais feições devem-se a oscilações do nível d'água em ambientes pretéritos.

A presença de estratos arenosos em ambas as áreas investigadas ilustra uma importante feição dos solos da Formação Guabirotuba. Na Área 1, duas ocorrências de material granular foram identificadas: um arcósio silto-arenoso, de abrangência localizada, e uma lente de areia siltosa, que aparece entre 6,0 e 7,0 m de profundidade (Figura 4.10). Apesar de sua abrangência relativamente restrita, esses corpos granulares influíram significativamente nos trabalhos de fundações da Área 1. Conforme apontado por Kormann et al. (2000b, 2000c), é possível que o comportamento distinto observado nas provas de carga das estacas hélice-contínua CFA-1 e CFA-2 (Figuras 3.25 e 3.28) esteja associado à lente granular. Essa camada permeável provocou também o aparecimento de infiltrações nas perfurações das estacas escavadas mecanicamente (item 4.8.5), as quais chegaram a causar a perda de uma estaca em execução. Na Área 2, embora pequenas lentes de areia tenham sido ocasionalmente identificadas nas sondagens, a principal ocorrência de material granular parece estar restrita a um pacote situado na região central da mesma (Figura 4.12).

Os dados dos piezômetros instalados na Área 1 do Sítio Experimental (item 4.4) mostram a dificuldade envolvida na medição de poro-pressões em terrenos da Formação Guabirotuba. Mais superficialmente, a poro-pressão pode estar sendo controlada por condições hidrogeológicas distintas das que ocorrem em maiores profundidades. A reduzida permeabilidade da matriz argilosa favorece a presença de lençóis suspensos. As inúmeras fraturas existentes no material, bem como eventuais lentes granulares, tendem a se constituir em caminhos preferenciais para a água. Por outro lado, os dados das curvas características indicam que não é necessária uma redução significativa da umidade para que sucções elevadas se desenvolvam (item 5.5). Tais feições, somadas à dinâmica envolvida nos processos de precipitação

pluviométrica, infiltração e evapo-transpiração podem contribuir para o estabelecimento de regimes de poro-pressão transientes e não uniformes no maciço.

Na Área 2, um regime hidrogeológico mais bem definido, aparentemente hidrostático, foi encontrado até a profundidade de 8,9 m, ao longo da qual há dados disponíveis. Entretanto, não se pode assegurar que tais condições prevaleceriam em maiores profundidades. Conforme mencionado anteriormente, a Área 2 situa-se em uma posição relativamente elevada dentro da região. Não se descarta que o lençol encontrado seja do tipo “empoleirado”.

A razoável quantidade de investigações conduzidas no Sítio Experimental permite que algumas tendências sejam delineadas. No próximo item, dados das diferentes técnicas de sondagem descritas no Capítulo 4 são comparados entre si e com informações obtidas em laboratório (Capítulo 5).

6.3 Investigações de Campo: Análises e Correlações

6.3.1 Comparação entre as Sondagens *SPT*, *SPT-T* e *CPT*

Uma série de trabalhos nacionais vem apontando as potencialidades das medições de torque (T) em sondagens a percussão, com referência freqüente à relação entre T e o número de golpes do *SPT* – N_{SPT} (e.g Décourt e Quaresma Filho, 1991; Décourt, 1991; Quaresma et al., 1996). Na Área 1, a razão média T/N_{SPT} dos furos SPTT-1 e SPTT-2 resulta igual a 1,25 kgf·m, com um desvio padrão de 0,17 kgf·m. Essa relação é semelhante à observada na bacia terciária de São Paulo, que é de 1,2 kgf·m (Décourt, 1991). Os dados do furo SPTT-1 da Área 2 mostram uma razão T/N_{SPT} mais alta, igual a 1,71 kgf·m, com um desvio padrão semelhante ao da Área 1. Deve-se notar que uma maior quantidade de sondagens a percussão com medidas de torque seria desejável para confirmar essas tendências.

Avaliações preliminares da relação entre o N_{SPT} e a resistência de ponta do cone também foram efetuadas. Para se proceder à comparação, alguns pares de sondagens *SPT* e *CPT* foram selecionados, empregando-se como critério a proximidade entre os

furos. Uma vez que a resistência total q_T do cone não pôde ser estabelecida para o conjunto das sondagens (item 4.5), optou-se por basear as avaliações em q_c . Evidentemente, o uso da resistência de ponta sem a correção dos efeitos de poro-pressão implica em desvios, os quais no entanto são considerados aceitáveis para as avaliações preliminares aqui pretendidas.

Uma resistência média do cone foi calculada ao longo dos trechos correspondentes aos 30 cm finais do amostrador do *SPT*, corrigindo-se as profundidades em função das variações altimétricas do terreno. Deve-se observar que a relação q_c/N_{SPT} depende do diâmetro médio das partículas D_{50} (e.g. Robertson et al., 1983). Embora algumas sondagens do Sítio Experimental tenham atravessado areias ou siltes, face a pequena quantidade de dados destes materiais optou-se por concentrar a comparação nas camadas argilosas.

A correlação entre os resultados de sondagens a percussão e o ensaio de cone é expressa usualmente mediante o uso de um coeficiente linear K , através de uma relação do tipo:

$$q_c = K N_{SPT} . \quad (\text{Equação 6.1})$$

A Figura 6.2 mostra a relação entre q_c e o número de golpes do *SPT* da argila siltosa, para as Áreas 1 e 2 do Sítio Experimental. Estão indicados na figura os pares de sondagens utilizados. Pode-se perceber que a tendência da relação q_c/N_{SPT} é semelhante nas duas áreas. Utilizando-se o método dos mínimos quadrados, procedeu-se a uma regressão linear condicionada à passagem pela origem, considerando-se todo o conjunto de pontos. Os dados mostram uma dispersão intensa, com um coeficiente de determinação R^2 igual a 0,54. O valor de k obtido no ajuste é igual a 0,23 MPa.

Os dados foram ainda analisados considerando-se o número de golpes correspondentes a 60 % de eficiência – N_{60} . Uma vez que não se dispõe de medições de energia nas sondagens, os valores de N_{SPT} foram corrigidos de um modo expedito, multiplicando-se os mesmos por um fator igual a 1,20, definido a partir dos dados de Décourt et al. (1989). Com base em procedimento adotado por Politano et al. (2001), também foi introduzida uma correção referente ao comprimento das hastes, utilizando-se os coeficientes propostos por Skempton (1986). Para tanto, o número de golpes é multiplicado por fatores que variam de 0,75 a 1,00, dependendo da

profundidade da sondagem. A relação obtida entre q_c e N_{60} está representada na Figura 6.3. A dispersão aumenta em relação à análise sem correção, sendo que um valor de K ligeiramente inferior é obtido, igual a 0,22 MPa.

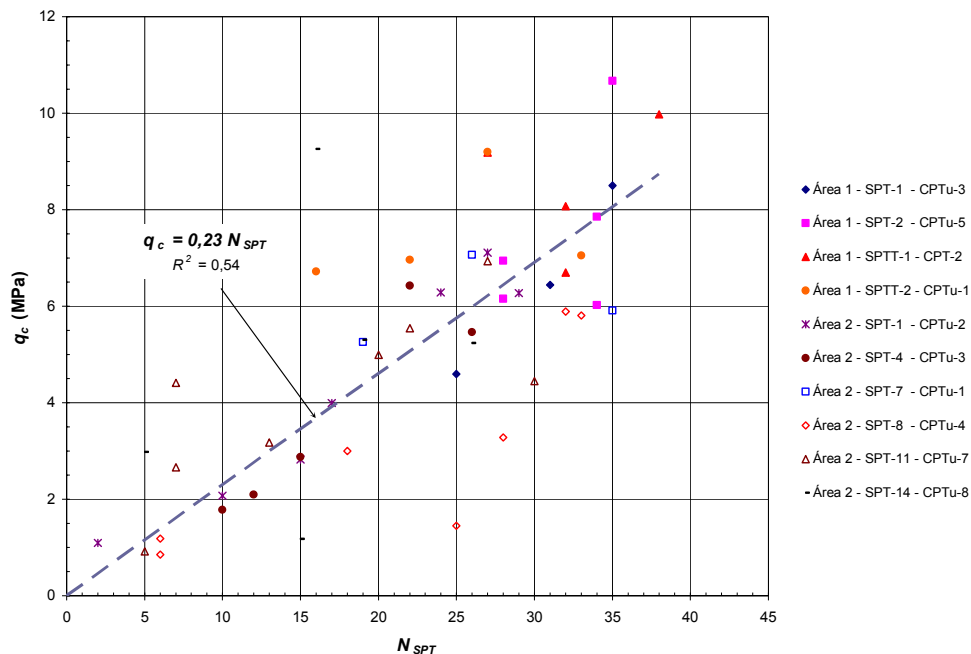


Figura 6.2. Relação entre q_c e N_{SPT} – argila siltosa do Sítio Experimental.

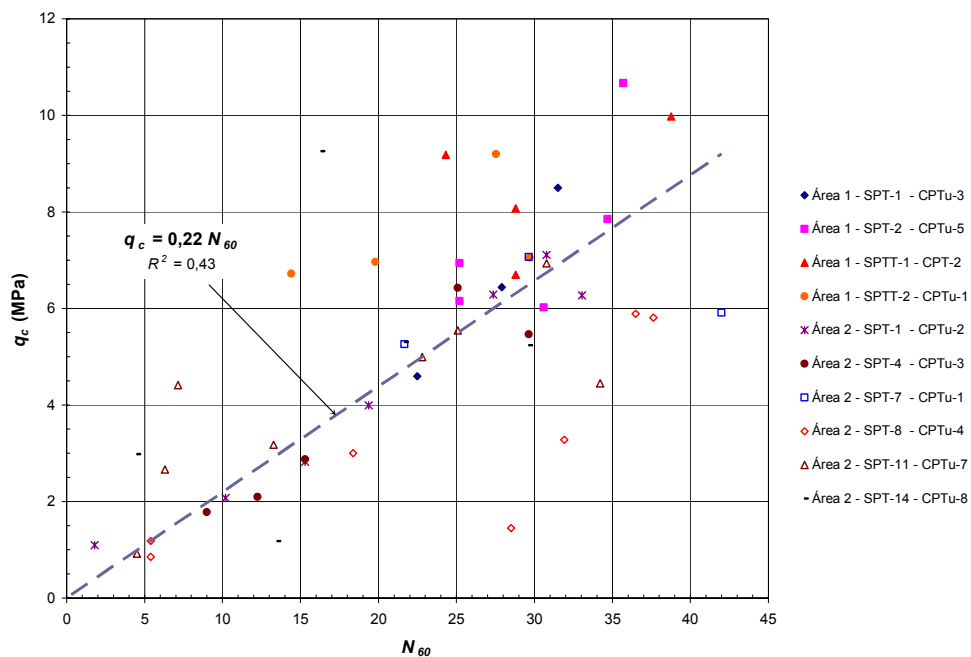


Figura 6.3. Relação entre q_c e N_{60} corrigido em função do comprimento das hastes (Skempton, 1986) – argila siltosa do Sítio Experimental.

A relação entre a resistência de ponta do cone e o número de golpes do *SPT* avaliada no Sítio Experimental mostra-se superior a dados da literatura internacional, referentes a argilas rijas e duras fraturadas. Por exemplo, Terzaghi et al. (1996) sugerem uma razão q_c/N_{60} igual a 0,1 MPa. Contudo, as análises do Sítio Experimental são compatíveis com outros dados da Bacia de Curitiba e da experiência nacional. Para as argilas siltosas da Formação Guabirotuba, Prates (1999) sugere uma relação q_c/N_{SPT} igual a 0,2 MPa. Danziger e Velloso (1986, 1995), analisando dados de várias obras brasileiras, recomendam para argila siltosa um coeficiente K de 0,25 MPa. Deve-se destacar que a relação proposta por Danziger e Velloso (1986, 1995) baseou-se em dados de cone mecânico, bem como a maior parte dos dados de Prates (1999).

É sempre importante lembrar que o uso de um fator de correlação não substitui as medidas diretas obtidas com os ensaios. Essa necessidade é reforçada pela significativa dispersão observada nas Figuras 6.2 e 6.3.

6.3.2 Classificação do Solo

As informações dos ensaios de cone e do dilatômetro podem ser comparadas com recomendações da literatura referentes à classificação de solos.

Usualmente, a classificação a partir dos dados do cone é efetuada com procedimentos gráficos, que relacionam q_c e f_s ou q_c e FR (e.g. Begemann, 1965, Sanglerat, 1972, Douglas e Olsen, 1981, apud Danziger e Schnaid, 2000; Robertson et al., 1986). No caso do piezocone, a classificação envolve q_T e B_q (Seneset e Janbu, 1984 apud Danziger e Schnaid, 2000; Robertson et al., 1986). O parâmetro B_q é definido como:

$$B_q = \frac{\Delta u}{q_T - \sigma_v}, \quad (\text{Equação 6.2})$$

sendo Δu o excesso de poro-pressão – obtido pela diferença entre a poro-pressão u_2 e a pressão hidrostática – e σ_v a pressão vertical *in situ*. Deve-se observar que os ábacos não são diagramas de classificação granulométrica – os mesmos objetivam fornecer uma idéia da tendência de comportamento do solo.

No presente estudo, face às limitações das medidas de poro-pressão dos ensaios (item 4.5) e dos piezômetros instalados na Área 1 (item 4.4), optou-se por analisar os

dados de uma forma simplificada, com base em q_c e FR . O desvio na resistência de ponta, sem correção da ação das poro-pressões, é considerado aceitável. Para tanto, foi selecionada a proposição de Robertson et al. (1986). O método se baseia em um diagrama $q_c \times FR$, que é dividido em 12 regiões. Uma descrição das mesmas é apresentada na Tabela 6.1, utilizando-se nomenclatura baseada no trabalho de Schnaid (2000).

Tabela 6.1. Regiões do diagrama $q_c \times FR$ para classificação do tipo de solo (Robertson et al., 1986).

REGIÃO	COMPORTAMENTO DO SOLO
1	Solo fino sensível
2	Material orgânico
3	Argila
4	Argila siltosa – argila
5	Silte argiloso – argila siltosa
6	Silte arenoso – silte argiloso
7	Areia siltosa – silte arenoso
8	Areia – areia siltosa
9	Areia
10	Areia grossa – areia
11	Solo fino duro*
12	Areia – areia argilosa*

Nota:

* Sobre-adensado ou cimentado

A Figura 6.4 mostra o conjunto dos ensaios de cone conduzidos na Área 1. A dispersão evidencia a heterogeneidade do perfil. No entanto, pode-se perceber que a maior parte dos pontos concentra-se no limite entre as regiões 4, 5 e 11. Tais regiões correspondem a argila, argila siltosa, silte argiloso ou solo fino duro sobre-adensado (Tabela 6.1). Essa classificação é compatível com o material predominante na Área 1.

É interessante notar que boa parte da dispersão está relacionada com o material mais superficial do terreno. Na Figura 6.5a são representados os dados referentes apenas aos sedimentos compreendidos entre a superfície do terreno e a cota 905 m, o que corresponde a uma profundidade média de 3 m (ver também Figura 4.32). Pode-se notar que os furos CPTu-4 a CPTu-7, executados na região das estacas escavadas (item 4.8), possuem uma densidade considerável de pontos nas zonas 6 (silte arenoso - silte argiloso) e 7 (areia siltosa - silte arenoso). Não se descarta que esse

comportamento esteja associado a “ramificações” do material arcossiano superficial encontrado nas imediações da estaca CFA-2 (Figuras 4.7b e 4.10).

Na Figura 6.5b são mostrados dados de q_c e FR compreendidos entre as cotas 905 e 900 m. Esse trecho caracteriza-se por uma série de picos na resistência de ponta (Figura 4.32). Pode-se perceber que boa parte dos pontos situa-se nas regiões 5 (silte argiloso - argila siltosa) e 11 (solo fino duro sobre-adensado) do diagrama. Porém, há também pontos na região 6 (silte arenoso - silte argiloso) e uma “faixa” que passa pelas regiões 7 (areia siltosa - silte arenoso) e 8 (areia - areia siltosa). Essa faixa corresponde à lente granular situada a 6 - 7 m de profundidade na Área 1.

A Figura 6.5c traz os dados das investigações entre as cotas 900 e 897 m. Nesse trecho tem-se uma resistência de ponta elevada. Conforme descrito no item 4.8.5, a perfuração da estaca BP-2A revelou a presença de material endurecido por carbonatos. No diagrama, os pontos dos furos CPTu-4 a CPTu-7 aparecem concentrados principalmente na região 11. Os dados do furo CPTu-3 tendem a se situar na região 5.

A Figura 6.5d representa os ensaios entre a cota 897 m e o limite das perfurações. A densidade na região 11 não é tão intensa como a observada na Figura 6.5c, havendo pontos também nas regiões 4 e 5. Nota-se ainda a presença de uma faixa, semelhante à da lente arenosa observada na Figura 6.5b.

Na Figura 6.6 estão representados os dados de $q_c \times FR$ de todos os furos executados na Área 2. Os pontos mostram uma dispersão intensa, maior que a encontrada na Área 1. Esse fato é compatível com a heterogeneidade adicional que o intemperismo químico gera nas camadas superficiais do perfil. A Figura 6.7a traz os dados referentes ao trecho compreendido entre a superfície do terreno e 7 m de profundidade. Pode-se notar que a dispersão continua sendo marcante. Devido às razões de atrito mais altas, uma grande quantidade de pontos situa-se na região 3 (argila), o que não ocorre na Área 1 do Sítio Experimental. Os dados de $q_c \times FR$ distribuem-se também pelas regiões 4 e 5. É importante destacar que o pacote arenoso presente na porção central da Área 2 não ficou bem caracterizado nos diagramas das Figuras 6.6 e 6.7.

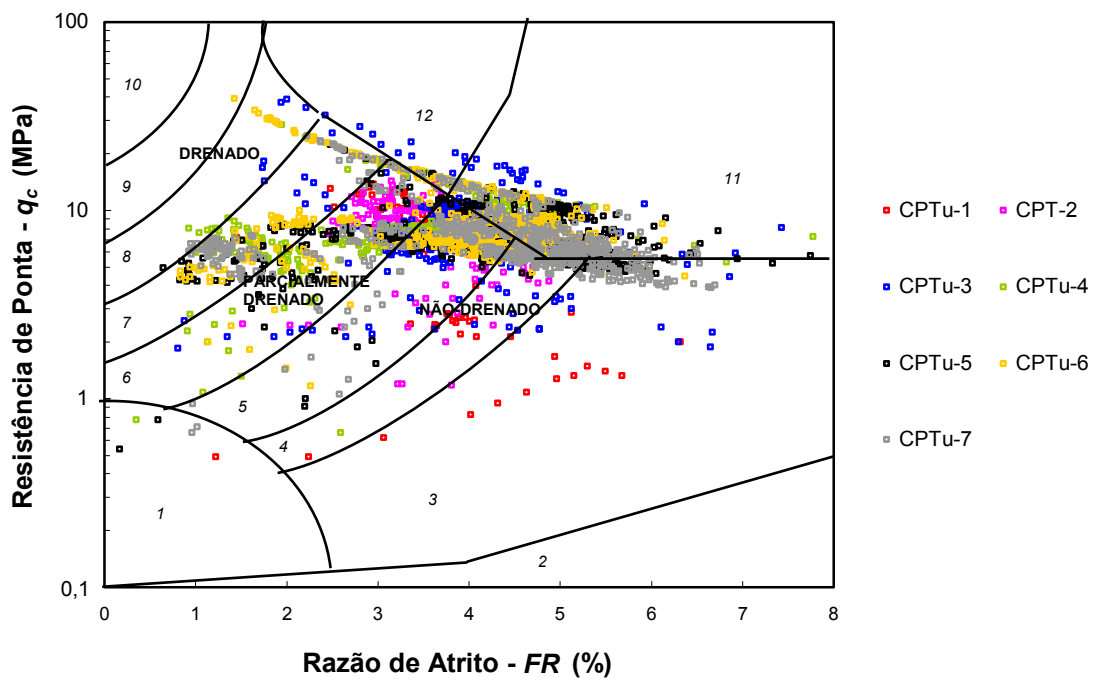


Figura 6.4. Dados dos ensaios de cone da Área 1 no diagrama de Robertson et al. (1986).

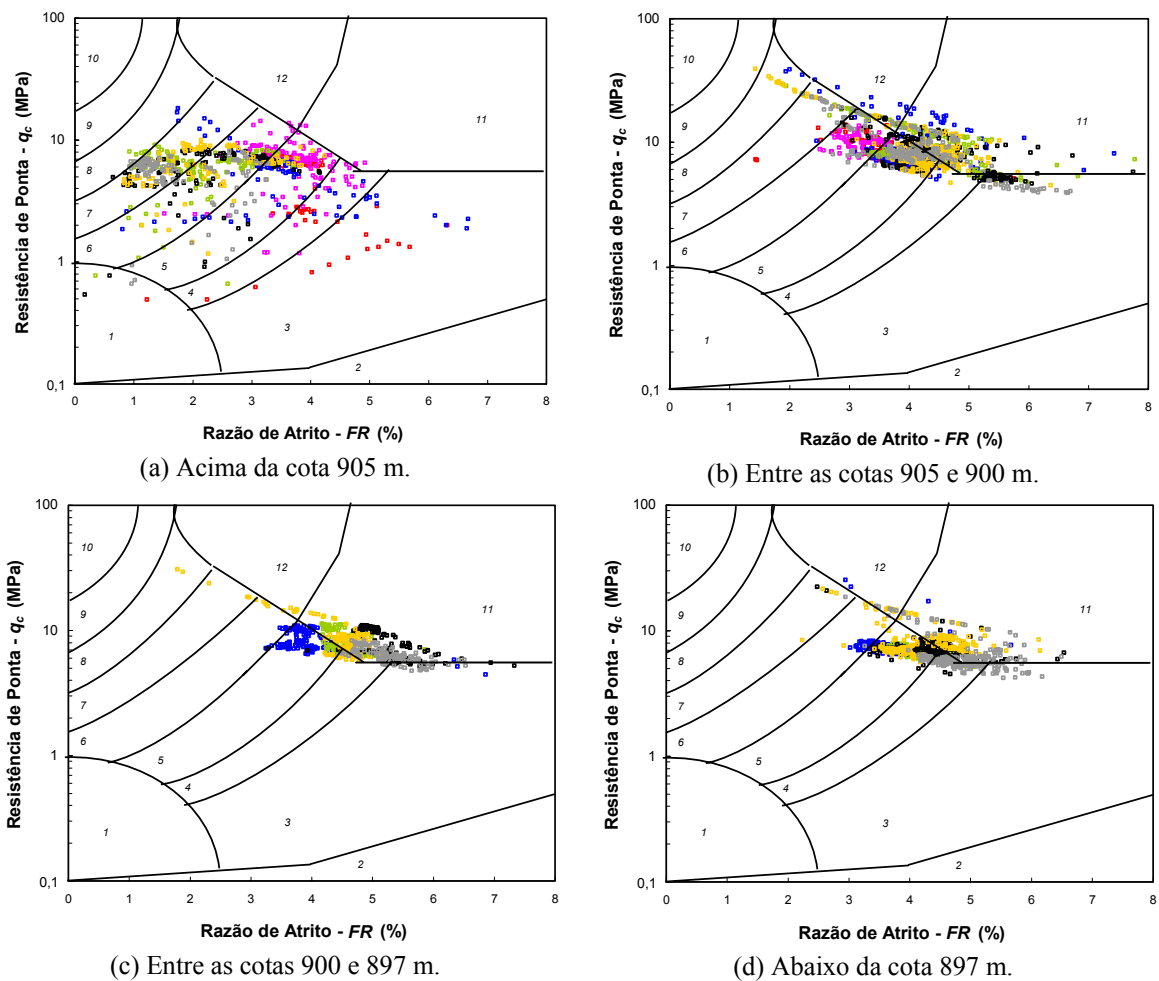


Figura 6.5. Dados dos ensaios de cone da Área 1 agrupados por faixas de altitude.

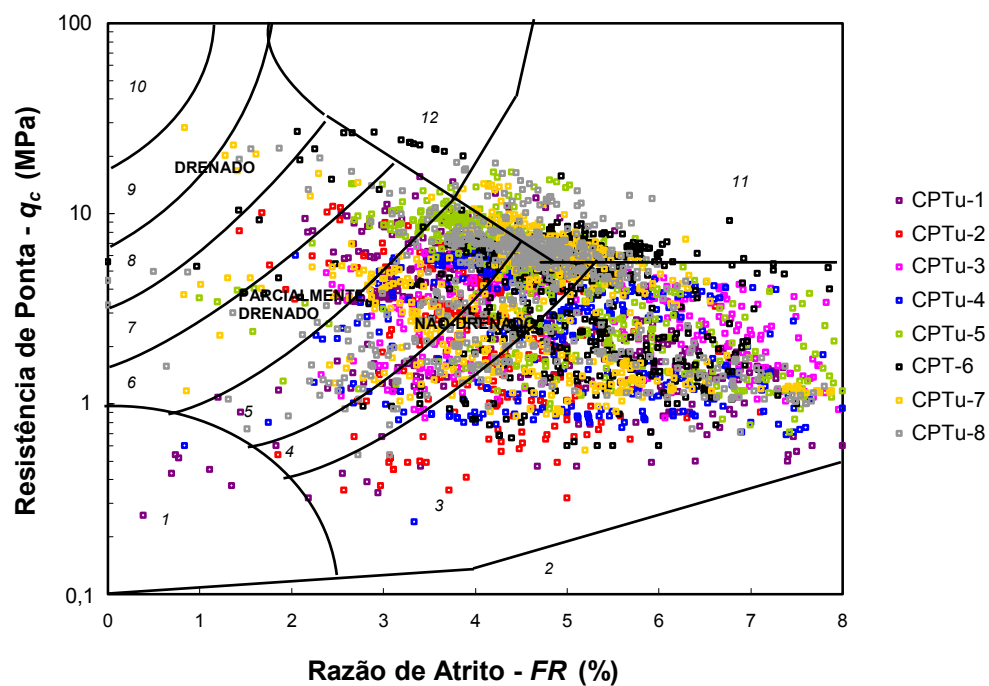
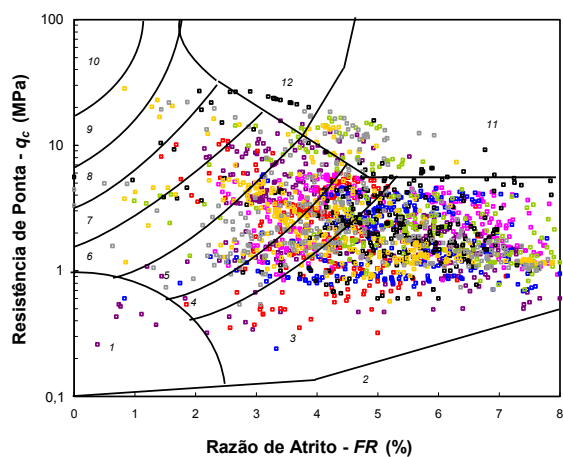
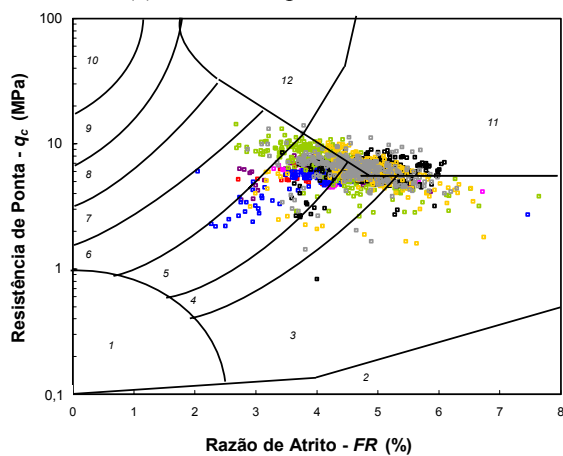


Figura 6.6. Dados dos ensaios de cone da Área 2 no diagrama de Robertson et al. (1986).



(a) Até 7 m de profundidade.



(b) Entre 7 m de profundidade e o limite das sondagens.

Figura 6.7. Dados dos ensaios de cone da Área 2 agrupados por faixas de profundidade.

A Figura 6.7b mostra os dados das profundidades superiores a 7 m. Um comportamento distinto do observado nos estratos mais superficiais se verifica. A menor razão de atrito reduz a concentração na região 3. Os pontos exibem uma dispersão menor e tendem a se situar no limite entre as regiões 4, 5 e 11, de modo semelhante à tendência dos diagramas da Área 1.

É interessante notar que uma densidade considerável de dados $q_c \times FR$ posiciona-se na região 5 (silte argiloso - argila siltosa), tanto na Área 1 como na Área 2. Embora as análises granulométricas do solo da Área 1 tenham indicado uma porcentagem de argila quase duas vezes superior à de silte (Tabela 5.4), deve-se lembrar que diferenças marcantes ocorreram em função do método de preparo do material (via seca ou via úmida). Nos ensaios sem secagem prévia – que talvez sejam mais representativos do solo na condição *in situ* – houve casos em que a proporção de silte aumentou, enquanto que a de argila diminuiu. Um bom exemplo é o da análise granulométrica por via úmida da amostra 4.0047.00 (Figura 5.16b). Com base nesse ensaio – ao invés da classificação rotineira de *argila siltosa*, que resulta do preparo por via seca – o material poderia ser considerado como *silte argiloso*.

A interpretação preliminar dos dados do cone efetuada neste item poderá ser melhorada à medida que dados de poro-pressão forem acrescentados. De qualquer forma, as análises evidenciam o potencial do *CPT* como ferramenta de apoio à identificação das diferentes condições presentes em perfis da Formação Guabirotuba.

A classificação do tipo de solo a partir dos dados do dilatômetro de Marchetti (*DMT*) é, em geral, efetuada com o diagrama proposto por Marchetti e Crapps (1981). O ábaco utiliza a relação entre o módulo dilatométrico (E_D) e o índice de material (I_D). A Figura 6.8 traz os dados dos ensaios realizados na Área 1 do Sítio Experimental (item 4.6), representados em um gráfico baseado na proposição de Marchetti e Crapps (1981).

No diagrama, alguns pontos aparecem nas regiões correspondentes a areia e silte. Analisando-se os resultados dos ensaios representados ao longo da profundidade (Figura 4.37), pode-se constatar que esses pontos se referem a estratos mais superficiais, até 1,4 m de profundidade. Conforme mencionado no item 4.6, tal comportamento pode estar associado a pequenas lentes granulares ou mesmo a um eventual ressecamento das camadas superficiais. Deve-se notar que as classificações

baseadas no ensaio de cone também sugeriram um comportamento granular para o solo mais próximo à superfície.

A partir de 1,4 m de profundidade, os dados passam nitidamente a se concentrar em uma região do diagrama correspondente a argila siltosa dura. Essa classificação mostra-se em pleno acordo com as análises granulométricas descritas no item 5.3 e com a consistência do material.

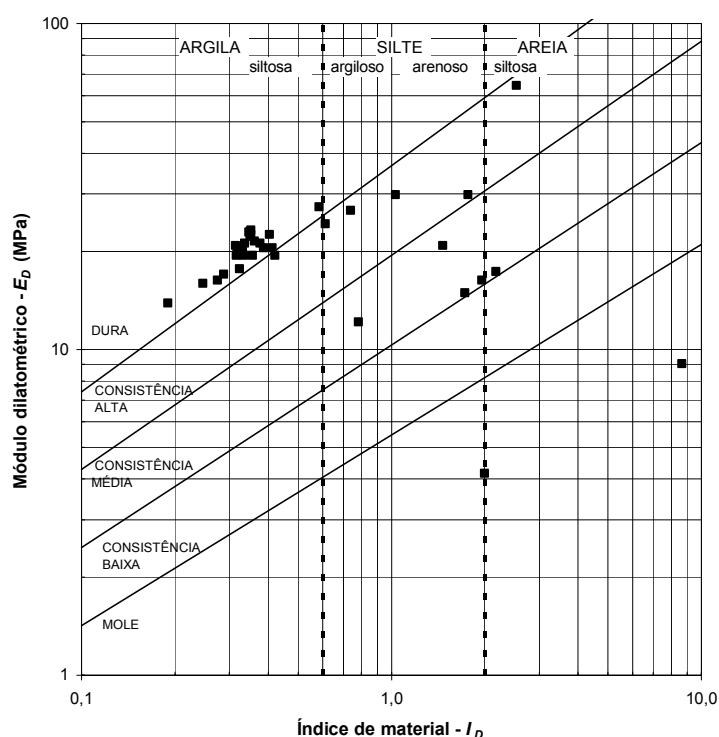


Figura 6.8. Relação $E_D \times I_D$ dos ensaios *DMT* da Área 1 (diagrama baseado em Marchetti e Crapps, 1981).

6.3.3 Resistência Não-Drenada

As avaliações de resistência não-drenada (S_u) dos ensaios com o pressiômetro autoperfurante (item 4.7) são úteis para o entendimento de aspectos importantes do comportamento do solo do Sítio Experimental, permitindo também comparações com os dados das sondagens *SPT* e *CPT*.

Deve-se observar que, apesar da presença de fraturas e de ocorrências esporádicas de material granular, as informações disponíveis sugerem que condições não-drenadas prevaleceram nos ensaios da argila. O fato das fraturas do terreno em geral estarem “fechadas” contribui para uma redução da drenagem pelas mesmas. Durante a

introdução da sonda pressiométrica nas profundidades selecionadas para ensaio, o solo trazido pela água de circulação foi constantemente inspecionado com o auxílio de peneiras, não tendo sido encontrados indícios da presença de areia. A variação mínima das poro-pressões durante a tentativa de conduzir um ensaio de dissipação (furo SBP-2 da Área 2; 9,5 m de profundidade) poderia estar associada à reduzida permeabilidade da matriz argilosa. Pinto e Abramento (1998) observaram um comportamento semelhante na argila cinza-esverdeada da Bacia Sedimentar de São Paulo.

Na Figura 6.9, as avaliações de resistência não-drenada dos ensaios pressiométricos (Tabela 4.12) são representadas ao longo dos perfis. Os dados indicam um crescimento de S_u com a profundidade. Essa tendência é mais nítida na Área 2, o que é compatível com um aumento da consistência do solo à medida que a ação do intemperismo químico se reduz. Os resultados do método de Gibson e Anderson (1961) mostram-se muito próximos à resistência residual obtida com o procedimento de Palmer (1972). Os valores de S_u de pico (Palmer, 1972) são sensivelmente mais altos, comportamento que se acentua na Área 1.

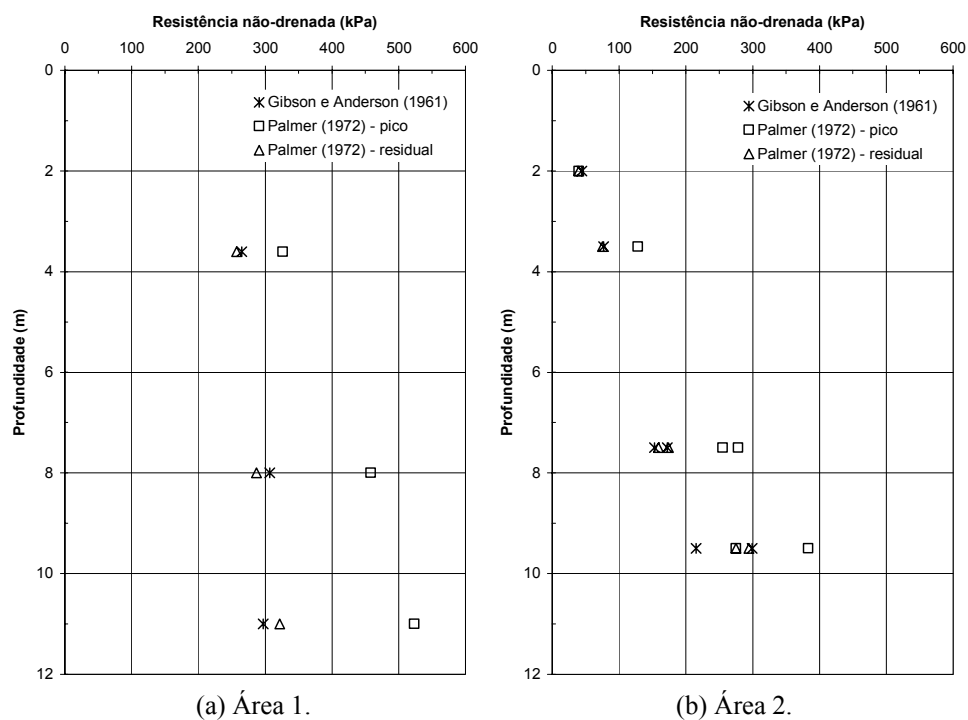


Figura 6.9. Variação de S_u no Sítio Experimental - pressiômetro autopercussor (dados de Sampaio Jr, 2002).

As avaliações de resistência não-drenada foram comparadas com os dados das sondagens a percussão. Na Área 1, o ensaio a 3,6 m do furo SBP-1 foi relacionado com a sondagem SPTT-2; os ensaios a 8,0 e 11,0 m com os dados do furo SPTT-1. Na Área 2, uma média entre os furos SPT-7 e SPT-11 serviu de base para comparação com os valores de S_u do furo SBP-1. No caso do furo SBP-2, dada a proximidade com a sondagem SPT-11, utilizou-se unicamente os dados desta perfuração. O estudo considerou as diferenças de cota entre os furos.

A Figura 6.10 representa as relações entre as avaliações de resistência não-drenada e o número de golpes do ensaio *SPT*. Os pontos correspondentes à Área 1 mostram uma tendência semelhante aos da Área 2, de modo que se considerou desnecessário separar os dados dos perfis. Para cada um dos três procedimentos de obtenção de S_u , procedeu-se a um ajuste linear com o método dos mínimos quadrados, forçando-se a passagem pela origem. Deve-se notar que a distribuição dos dados não é uniforme – faltam pontos para valores de N_{SPT} entre 10 e 20. Os coeficientes de determinação R^2 , indicados na Figura 6.10, situam-se entre 0,77 e 0,85, indicando um ajuste razoável.

Os valores da relação S_u/N_{SPT} dos métodos de Gibson e Anderson (1961) e resistência residual de Palmer (1972) são bastante parecidos, da ordem de 8,5 kPa. A resistência de pico obtida com o procedimento de Palmer (1972) mostra uma razão S_u/N_{SPT} igual a 12,4 kPa. É interessante notar que essa relação possui uma ordem de grandeza semelhante à encontrada por Pinto e Abramento (1998) para a argila cinza esverdeada de São Paulo ($S_u/N_{SPT} = 14$ kPa), também obtida com o pressiómetro autoperfurante. Por outro lado, Décourt (1989) sugere para argilas sobre-adensadas de São Paulo uma correlação entre S_u e N_{SPT} igual a 12,5 kPa, estabelecida com base em ensaios triaxiais *UU*. O autor não menciona o diâmetro das amostras utilizadas.

As informações da Figura 6.10 podem ser comparadas com dados da literatura referentes a argilas rijas e duras fraturadas. Para tanto, é importante estimar os valores das razões S_u/N_{SPT} correspondentes à eficiência de 60 % no ensaio *SPT*. Adotando-se uma relação entre N_{SPT} e N_{60} igual a 1,2 (item 6.3.1), a razão S_u/N_{60} para os métodos de Gibson e Anderson (1961) e resistência residual de Palmer (1972) seria aproximadamente 7,1. Considerando-se a resistência de pico de Palmer (1972), a razão S_u/N_{60} ficaria em torno de 10,3.

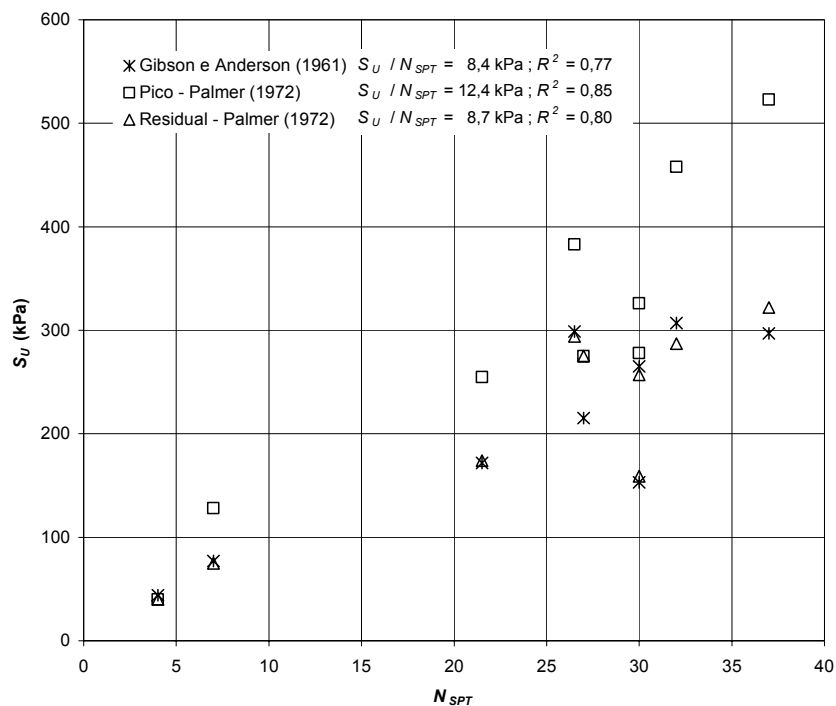


Figura 6.10. Relação entre S_u (pressiômetro autopercussor) e N_{SPT} – Áreas 1 e 2.

Na Figura 6.11 as avaliações de S_u/N_{60} do Sítio Experimental são comparadas com dados de Stroud (1974) apud Terzaghi et al. (1996). O trabalho de Stroud (1974) baseia-se em informações de uma grande variedade de argilas rijas e duras fraturadas e de rochas brandas, cuja resistência não-drenada foi obtida com ensaios triaxiais UU (amostras com 100 mm de diâmetro). Apenas com o propósito de se proceder à comparação, considerou-se para os solos do Sítio Experimental um IP médio de 30 %, estimado com base nos dados das Áreas 1 e 2 (Tabela 5.3).

A razão S_u/N_{60} encontrada com o pressiômetro autopercussor (métodos de Gibson e Anderson, 1961 e resistência residual de Palmer, 1972) mostra-se mais alta que a tendência dos dados de Stroud (1974). A relação S_u/N_{60} baseada na resistência de pico de Palmer (1972), por ser muito elevada, não foi incluída na Figura 6.11. Evidentemente, tais fatos podem estar associados a incertezas na definição de E_{60} . Porém, deve-se notar que a comparação envolve métodos distintos de avaliação de S_u . A experiência na Argila de Londres mostra que o pressiômetro autopercussor conduz a resistências mais altas que a de ensaios triaxiais (principalmente no caso de amostras de 100 mm de diâmetro). Schnaid (2000) menciona que a resistência não-drenada obtida com ensaios pressiométricos pode ser superior à de outros métodos de campo e laboratório. O autor recomenda prudência em aplicações práticas, sugerindo

a correção dos valores medidos em função do comprimento finito da sonda pressiométrica. No presente estudo, ainda não há elementos suficientes para quantificar a influência de efeitos de escala associados ao fraturamento do solo nas avaliações de S_u do ensaio pressiométrico.

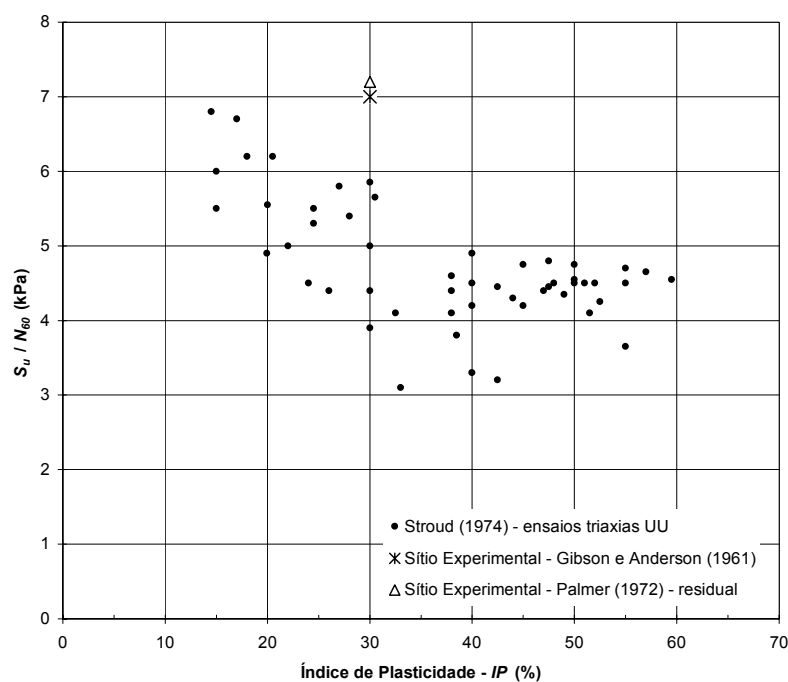


Figura 6.11. Relação entre S_u/N_{60} e IP para dados da literatura e do Sítio Experimental.

As resistências não-drenadas obtidas com o pressiômetro autoperfurante podem ser comparadas também com a resistência de ponta dos ensaios de cone. Da mesma forma como mencionado anteriormente (item 6.3.1), optou-se por empregar nas análises os dados de q_c . Dentre as diferentes abordagens possíveis, pode-se utilizar uma equação da seguinte forma:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_K} \quad (\text{Equação 6.3})$$

Com base em teorias de equilíbrio-limite, o carregamento não-drenado de uma área circular em profundidade estaria associado a um fator de capacidade de carga da ordem de 9. Entretanto, as resistências medidas no ensaio de cone – que são mobilizadas em poucos segundos – incorporam efeitos de velocidade. Outros fatores também devem ser considerados, associados à forma de obtenção de S_u , amolgamento, comportamento *strain-softening*, ruptura progressiva, estrutura do

maciço e geometria do cone (e.g. Campanella, 1995; Terzaghi et al., 1996). Como consequência desses mecanismos, o fator N_K assume em geral valores mais altos que os obtidos com o enfoque simplificado das teorias de capacidade de suporte. Para uma grande diversidade de solos, são comuns valores de N_K na faixa de 10 a 20, com um valor médio de 15 (e.g. Campanella, 1995; Schnaid, 2000). Entretanto, no caso de argilas rijas ou duras fraturadas, efeitos de escala associados à relação entre o diâmetro do cone e o espaçamento entre fraturas tendem a aumentar o valor de N_K . Nessas situações, Campanella (1995) recomenda um N_K de 25 ± 5 . Powell e Quaterman (1988) mencionam valores de até 30.

Para as estimativas do fator N_K do Sítio Experimental, valores médios da resistência de ponta do cone foram calculados ao longo dos trechos correspondentes aos 50 cm expandidos nos ensaios pressiométricos, levando-se em consideração as diferenças de cota entre os furos. Na Área 1, optou-se por relacionar o ensaio a 3,6 m de profundidade (furo SBP-1) com a sondagem CPTu-1. Os ensaios a 8,0 e 11,0 m foram comparados com a sondagem CPTu-3. Na Área 2, as análises dos valores de S_u do furo SBP-1 envolveram uma média entre os furos CPTu-1 e CPTu-8. No caso do furo SBP-2, utilizou-se a média entre os dados das sondagens CPTu-1 e CPTu-7.

A Figura 6.12 mostra os resultados das estimativas do fator N_K . A pressão vertical total σ_v (Tabela 4.11) foi subtraída da resistência de ponta do cone. Os pontos referentes à Área 1 apresentaram uma tendência semelhante aos da Área 2, de forma semelhante à que se observou anteriormente, na comparação de S_u com os ensaios *SPT*. Assim, considerou-se desnecessário separar as análises das duas áreas. Deve-se notar que não há dados para a faixa de $q_c - \sigma_v$ compreendida entre 2000 e 4900 kPa. Os três conjuntos de dados foram ajustados com o método dos mínimos quadrados, forçando-se a passagem pela origem. Os coeficientes de determinação R^2 sugerem um ajuste aceitável. Os métodos de Gibson e Anderson (1961) e de Palmer (1972) - resistência residual levam a fatores N_K iguais a 26 e 25 respectivamente. A resistência de pico do procedimento de Palmer (1972) conduz a um valor de N_K mais baixo, igual a 17.

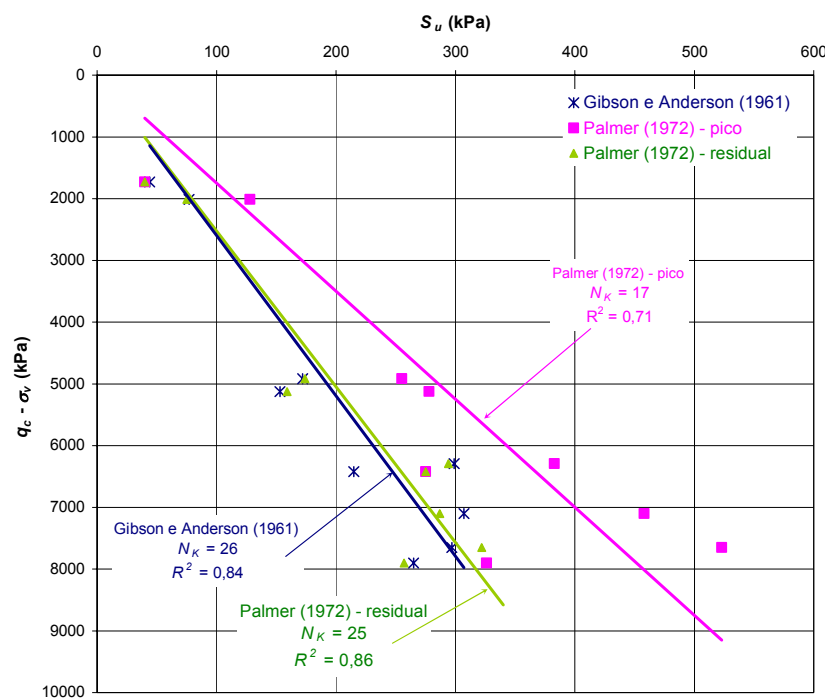


Figura 6.12. Relação entre $q_c - \sigma_v$, dos ensaios de cone e avaliações de S_u – Áreas 1 e 2.

Na Figura 6.13, os fatores N_K estão representados ao longo da profundidade. Nesse exemplo, os dados de S_u referem-se ao método de Gibson e Anderson (1961). É interessante notar que há uma ligeira tendência dos valores de N_K se reduzirem à medida que a profundidade aumenta, tanto na Área 1 como na Área 2. Tal fato pode estar relacionado com uma diminuição da plasticidade ao longo dos perfis analisados. Por outro lado, uma variação no espaçamento entre as fraturas, ou a redução do grau de fraturamento dos maciços com a profundidade também poderia gerar esse comportamento. De qualquer forma, para uma interpretação mais aprofundada da tendência seria interessante a disponibilidade da resistência corrigida q_T .

Deve-se notar que nos ensaios pressiométricos mais superficiais da Área 2, conduzidos com profundidades de 2,0 e 3,5 m, os valores de N_K mostram-se elevados. Esse fato pode indicar que, apesar da ação do intemperismo, o solo ensaiado ainda guardaria feições associadas ao fraturamento do maciço. A descrição do material encontrado durante a introdução da sonda pressiométrica (Tabela 4.10, profundidades de 2,0 e 3,5 m) acusa a presença de argila cinza – coloração que ocorre quando a alteração é menor – juntamente com solo de outras tonalidades.

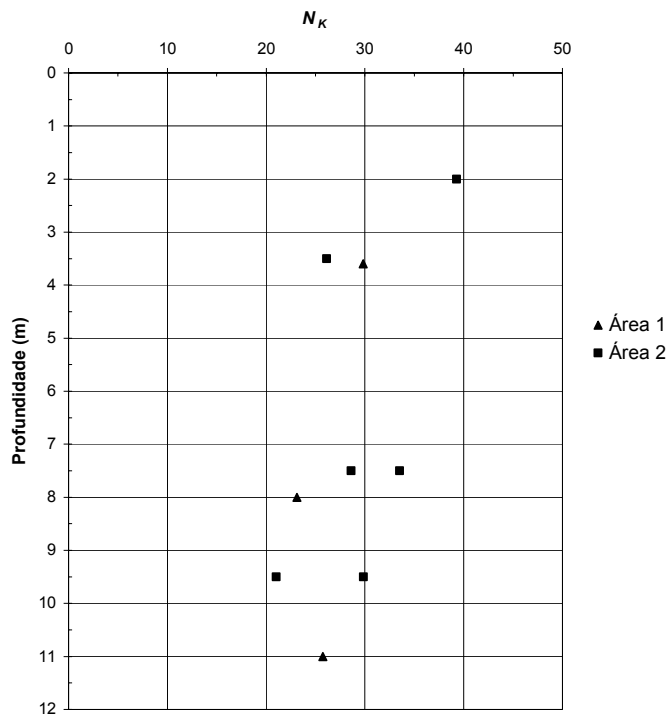


Figura 6.13. Variação de N_K com a profundidade no Sítio Experimental (avaliações de S_u baseadas no método de Gibson e Anderson, 1961)

Os fatores N_K avaliados no Sítio Experimental podem ser comparados com os dados de Powell e Quaterman (1988), referentes a diferentes perfis de argilas fraturadas. As resistências não-drenadas analisadas por esses autores foram obtidas com ensaios triaxiais UU (amostras com 100 mm de diâmetro). Na Figura 6.14, os valores de N_K estão representados em função do índice de plasticidade. Os dados da literatura mostram uma dispersão considerável. Conforme discutido por Terzaghi et al. (1996), para um dado IP os menores valores de N_K estão associados a maciços em que os espaçamentos entre as fraturas são reduzidos, da ordem de $\frac{1}{4}$ a $\frac{1}{8}$ do diâmetro do cone. Os efeitos de escala tendem a se acentuar à medida que o espaçamento aumenta. O limite superior da faixa se refere a distâncias entre fraturas da ordem de duas a quatro vezes o diâmetro do cone.

Ao contrário do que ocorreu com os dados do SPT (Figura 6.11), a relação entre q_c e S_u do Sítio Experimental mostra um ajuste razoável à tendência da literatura – apesar das formas distintas de obtenção da resistência não-drenada (pressiômetro \times triaxial). Deve-se notar que, embora seja difícil estabelecer um “espaçamento” entre as fraturas para o solo do Sítio Experimental, o mesmo teria a ordem de alguns

centímetros no caso das superfícies polidas. Essa constatação parece em consonância com o comportamento dos ensaios triaxiais, nos quais os efeitos de escala se acentuaram quando o diâmetro dos corpos de prova passou de 50 para 70 mm (itens 5.7 e 6.7). Assim, os fatores N_K obtidos com os métodos de Gibson e Anderson (1961) e Palmer (1972) - residual, os quais se situam no limite superior da faixa da Figura 6.14, parecem melhor ajustados à tendência do conjunto de informações de Powel e Quaterman (1988). Os dados da resistência de pico de Palmer (1972) corresponderiam a relações espaçamento entre fraturas / diâmetro do cone muito baixas.

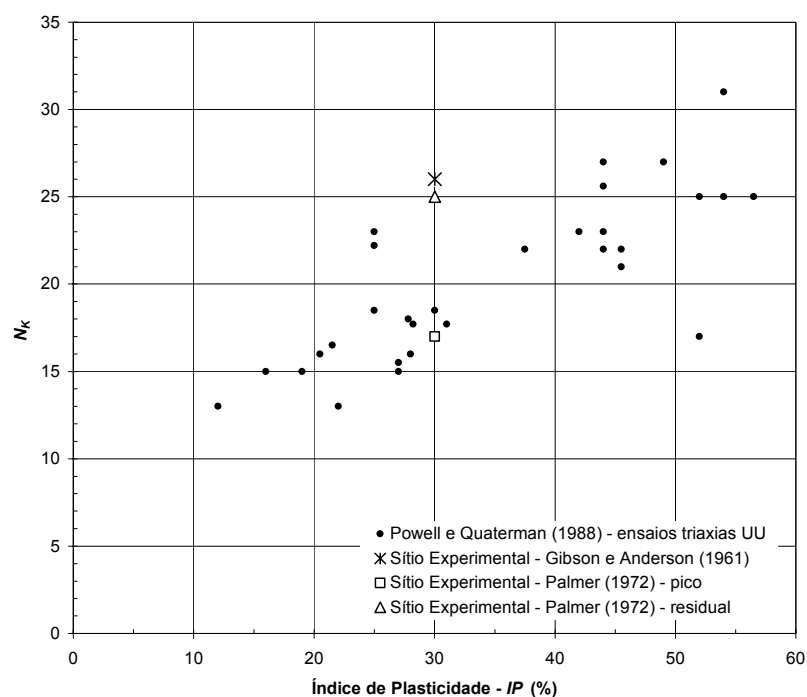


Figura 6.14. Relação entre N_K e IP para dados da literatura e do Sítio Experimental.

Os fatores N_K obtidos podem ser comparados ainda com as relações S_u/N_{SPT} . Por exemplo, considerando-se uma média entre os procedimentos de Gibson e Anderson (1961) e Palmer (1972) - residual, o fator N_K seria igual a 25,5. A relação S_u/N_{SPT} é aproximadamente 8,5 kPa. Comparando-se esses dados, pode-se calcular uma razão $(q_c - \sigma_v)/N_{SPT}$ igual a 0,21 MPa, a qual se mostra em pleno acordo com a correlação efetuada no item 6.3.1, entre os ensaios CPT e SPT .

6.3.4 Pressão de Pré-adensamento e Razão de Sobre-adensamento

As avaliações das pressões de pré-adensamento (σ'_{vm}), efetuadas no item 5.4, podem ser comparadas com dados das investigações de campo da Área 1 do Sítio Experimental. Na Figura 6.15, os resultados estão representados ao longo da profundidade, considerando-se o procedimento de Pacheco Silva. Não foram incluídos na figura os dados da amostra 4.0039.00, que apresentou uma pressão de pré-adensamento significativamente inferior à dos demais blocos indeformados. Deve-se notar que a pressão de pré-adensamento é considerada como uma *tensão de cedência*. A Figura 6.15 mostra também a razão de sobre-adensamento (*OCR*). O cálculo do *OCR* envolveu estimativas da pressão efetiva, baseadas no peso específico das amostras indeformadas (Capítulo 5) e nos dados dos piezômetros PIEZ-1 e PIEZ-2 da Área 1 (item 4.4), considerando-se uma distribuição hidrostática a partir de 1,0 m de profundidade.

A razão de sobre-adensamento (*OCR*), avaliada com base nas hipóteses mencionadas acima, apresenta-se elevada e decrescente com a profundidade, na faixa de 120 a 54. Deve-se notar que tais valores são sensivelmente mais altos que os encontrados em outros locais da Bacia de Curitiba (Tabela 3.1 e Figura 3.9).

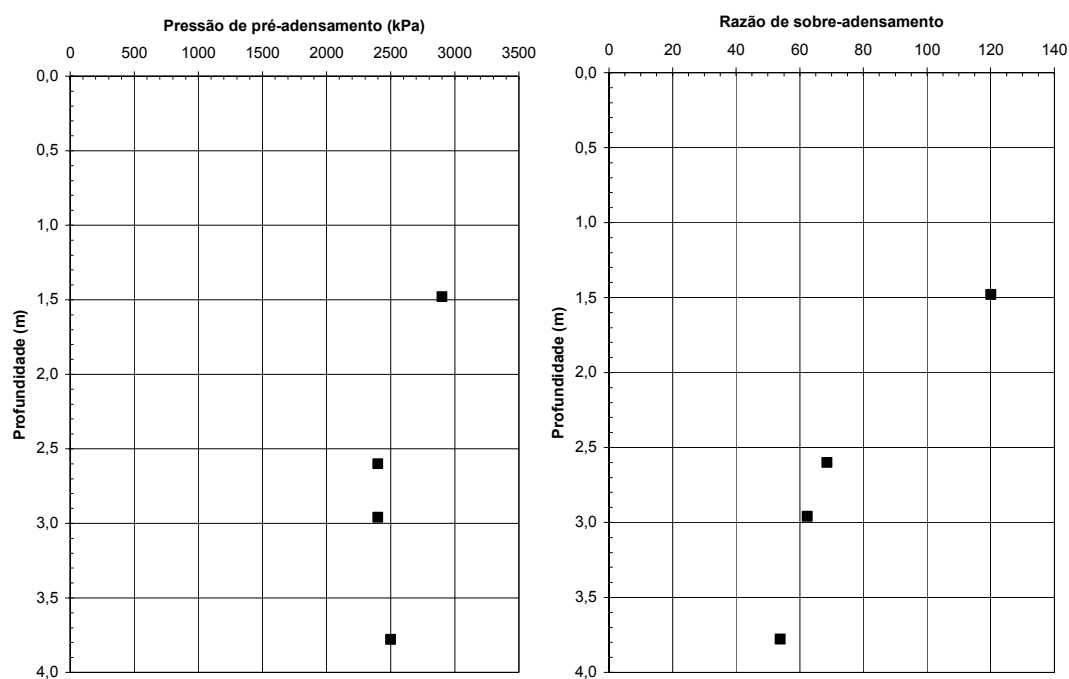


Figura 6.15. Variação da pressão de pré-adensamento e da razão de sobre-adensamento na Área 1 (método de Pacheco Silva).

Para os depósitos terciários de São Paulo, Décourt (1989) apud Quaresma et al. (1996) apresenta uma correlação entre a pressão de pré-adensamento e o número de golpes do *SPT* ($\sigma'_{vm} = 33,33 N_{SPT}$). Uma relação semelhante pode ser investigada para o Sítio Experimental, comparando-se os resultados dos ensaios de adensamento da Área 1 com os furos SPT-2 e SPT-3, os quais foram executados próximos aos pontos de coleta das amostras (Poços 4 e 5). Analisando-se os dados dessas sondagens (Tabela 4.2), ao longo das profundidades em que são disponíveis determinações da pressão de pré-adensamento, pode-se estabelecer um número médio de golpes igual a 30. A relação entre σ'_{vm} e N_{SPT} na Área 1 do Sítio Experimental resulta em torno de 85 kPa. Esse valor difere sensivelmente do coeficiente proposto por Décourt (1989). Deve-se destacar que Schnaid (2000) não considera o *SPT* uma ferramenta apropriada para avaliação da pressão de pré-adensamento.

No caso do ensaio de cone, uma abordagem comumente citada na literatura é a proposta por Mayne e Holtz (1996) apud Mayne et al. (1998):

$$\sigma'_{vm} = 0,30 (q_T - \sigma_v). \quad (\text{Equação 6.4})$$

Os autores mencionam que essa relação é aplicável para depósitos argilosos de consistência mole a rija, *não fraturados*.

Considerando-se os dados dos furos CPTu-1 e CPT-2, ao longo da profundidade de interesse, pode-se calcular uma resistência de ponta média do cone de 7,1 MPa. A relação $\sigma'_{vm}/(q_T - \sigma_v)$ para a Área 1 do Sítio Experimental resulta em torno de 0,36. É interessante notar que – apesar do fraturamento do terreno – esse valor mostra uma ordem de grandeza comparável à do coeficiente proposto na formulação de Mayne e Holtz (1996). Tal fato poderia indicar que, no Sítio Experimental, o espaçamento entre as descontinuidades do maciço faria com que a resistência de ponta do cone refletisse sobretudo propriedades do material intacto. A se confirmar essa hipótese, o fator N_K apropriado deveria estar associado ao limite superior da faixa mostrada na Figura 6.14. Conforme discutido no item 6.3.3, tal condição foi atendida pelas avaliações de S_u do pressiômetro autoperfurante com os métodos de Gibson e Anderson (1961) e Palmer (1972) - resistência residual.

Os dados do dilatômetro podem ser empregados na estimativa da razão de sobre-adensamento. Para tanto, as correlações usuais são expressas da seguinte forma:

$$OCR = (A K_D)^B, \quad \text{(Equação 6.5)}$$

sendo K_D o índice de tensão horizontal e A e B constantes. Na proposição original de Marchetti (1980), os coeficientes A e B são iguais a 0,5 e 1,56 respectivamente. Entretanto, registra-se na literatura uma série de recomendações diferentes (e.g. Marchetti e Crapps, 1981; Powell e Uglow, 1988; Tanaka e Bauer, 1998), as quais geralmente se baseiam em comparações dos dados do *DMT* com resultados de ensaios de adensamento. No presente estudo, foram efetuadas estimativas da razão de sobre-adensamento empregando-se diversas metodologias baseadas no *DMT*. Porém, os resultados mostraram-se inconsistentes, com os elevados valores de K_D gerando uma significativa dispersão. O trabalho original de Marchetti (1980) menciona a limitação da correlação quando aplicada a solos cimentados ou com histórias de tensão mais complexas, o que pode justificar a dificuldade de se avaliar *OCR* no perfil em questão. Uma maior quantidade de dados seria necessária para investigar uma correlação específica para o Sítio Experimental ou para a Formação Guabirota. Deve-se observar que, no ensaio *DMT*, as estimativas da razão de sobre-adensamento são utilizadas na obtenção da resistência não-drenada.

Uma discussão mais aprofundada quanto aos ensaios de adensamento e a história de tensões do solo da Área 1 pode ser encontrada no item 6.6.

6.3.5 Parâmetros de Deformabilidade

A Figura 6.16 mostra a variação, ao longo da profundidade, de parâmetros de deformabilidade obtidos com o pressiômetro autoperfurante no Sítio Experimental (item 4.7). Os dados, baseados nas determinações dos módulos cisalhantes secantes efetuadas por Sampaio Jr (2002), correspondem a deformações de cavidade de 0,1 % ($G_{0,1}$). Os valores de $G_{0,1}$ representados na Figura 6.16 referem-se à média dos diferentes ciclos de descarregamento-recarregamento de cada ensaio (Figuras 4.50 a 4.52).

Em linhas gerais, o módulo cisalhante apresenta uma pequena variação entre os ciclos, crescendo ligeiramente com o nível de tensão aplicada na cavidade. Conforme mencionado no item 4.7, os valores de G dependem sensivelmente da deformação associada à sua determinação. Os módulos cisalhantes $G_{0,1}$ aumentam com a

profundidade, particularmente na Área 2 do Sítio Experimental. Conforme observado anteriormente, as camadas superficiais da Área 2 caracterizam-se por um maior grau de alteração química.

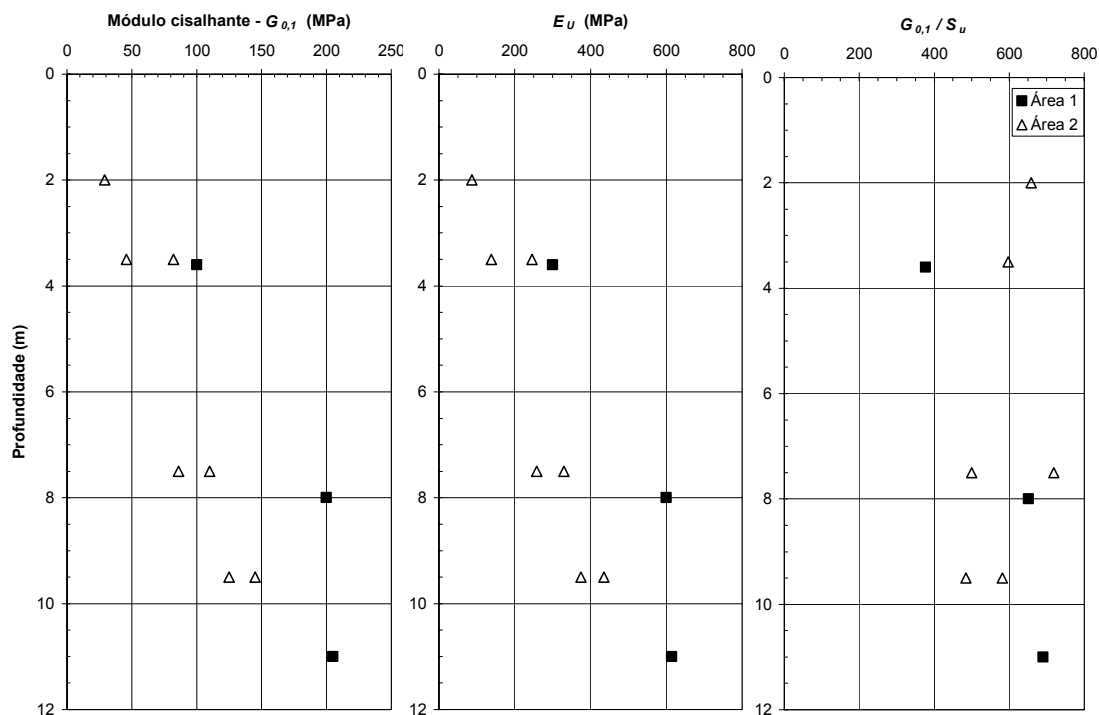


Figura 6.16. Parâmetros de deformabilidade (pressiômetro autoperfurante) para 0,1 % de deformação de cavidade (dados de Sampaio Jr, 2002).

Tendo-se em vista a possibilidade de associar o carregamento dos ensaios pressiométricos a condições não-drenadas (item 6.3.3), o coeficiente de Poisson pode ser adotado igual a 0,5. Nessa situação, de acordo com a Teoria da Elasticidade, o módulo de elasticidade não-drenado (E_U) corresponde a três vezes o valor do módulo cisalhante G . Os valores de E_U (0,1 % de deformação de cavidade), estão representados na Figura 6.16. O solo da Área 1 exibe módulos na faixa de 300 a 615 MPa. Na Área 2, os valores de E_U crescem desde 87 MPa (a 2,0 m de profundidade) até cerca de 400 MPa, a 9,5 m de profundidade. A magnitude de E_U observada na Área 1 e nas camadas inferiores da Área 2 evidencia a reduzida deformabilidade do terreno em estudo.

A Figura 6.16 mostra também os módulos cisalhantes $G_{0,1}$ normalizados em função da resistência não-drenada S_u (método de Gibson e Anderson, 1961). À exceção do

ensaio a 3,6 m de profundidade na Área 1, que indica uma razão $G_{0,1}/S_u$ igual a 380, os demais dados situam-se aproximadamente entre 500 e 700, tanto para a Área 1 como para a Área 2.

Comparando-se os valores do módulo de elasticidade não-drenado com os dados das sondagens *SPT*, de maneira análoga à efetuada com respeito a S_u (item 6.3.3), a seguinte relação é obtida:

$$E_U = 14,7 N_{SPT} \quad (\text{MPa}). \quad (\text{Equação 6.6})$$

É interessante notar que essa correlação, que possui um coeficiente de determinação R^2 de 0,72, mostra-se bastante semelhante à obtida por Pinto e Abramento (1998). Os autores encontraram uma razão E_U/N_{SPT} igual a 14 MPa, em um perfil de argila cinza-esverdeada da Bacia de São Paulo, o qual exibe uma rigidez comparável à das camadas menos alteradas do Sítio Experimental.

Os dados do Sítio Experimental e de Pinto e Abramento (1998) – analisados com um nível de deformação de cavidade relativamente reduzido (0,1%) – podem ser comparados com o limite superior da relação E_U/N_{60} obtida por Stroud e Butler (1975), que se situa em torno de 10 MPa. É importante lembrar que, na aplicação de correlações desse tipo, deve-se considerar o nível de carregamento, devido à não linearidade do comportamento tensão \times deformação do solo.

Comparando-se os módulos de elasticidade não-drenados com a resistência de ponta do cone, também de forma análoga à do item 6.3.3, obtém-se uma razão E_U/q_c igual a 62,8. Embora o ajuste mostre-se aceitável ($R^2 = 0,69$), a dispersão aumenta para valores de q_c acima de 7 MPa. Uma maior quantidade de informações seria interessante para confirmar as relações entre E_U e os valores de N_{SPT} e q_c no Sítio Experimental, bem como para aplicação em outros perfis da Formação Guabirotuba.

6.3.6 Tensões Horizontais – Coeficiente de Empuxo no Repouso

Conforme descrito no item 4.7, as tensões horizontais no Sítio Experimental foram avaliadas por Sampaio Jr (2002), com base nos dados do pressiômetro autoperfurante. As informações dos piezômetros foram utilizadas para estimar poro-pressões de campo. Os dados das amostras indeformadas nortearam a adoção de pesos específicos para os estratos investigados. Esse trabalho permitiu a avaliação

dos coeficientes de empuxo no repouso (K_0) nas profundidades ensaiadas com o *camkometer* (Tabela 4.11). A Figura 6.17 representa a variação dos valores calculados ao longo da profundidade.

Os dados de K_0 mostram-se dispersos, sugerindo um crescimento com a profundidade, tanto na Área 1 como na Área 2. Como tendência geral, pode-se destacar a elevada magnitude do coeficiente de empuxo no repouso, que em vários pontos excede a 3,0. Esse fato está em acordo com as hipóteses levantadas no item 3.8, quanto à presença de tensões horizontais elevadas nos maciços da Formação Guabirota. Uma consequência prática importante refere-se à possibilidade de ocorrência de ruptura progressiva em escavações e taludes de corte. É importante observar que, teoricamente, as pressões horizontais são condicionadas por um limite superior, que se dá quando um estado de ruptura passiva se desenvolve no terreno. Em outras palavras, K_0 não poderia exceder ao valor do coeficiente de empuxo passivo do terreno (K_P). Assim, as pressões efetivas horizontais σ'_H máximas seriam dadas por uma expressão do tipo:

$$\sigma'_H = 2c' \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \sigma'_V \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}. \quad (\text{Equação 6.7})$$

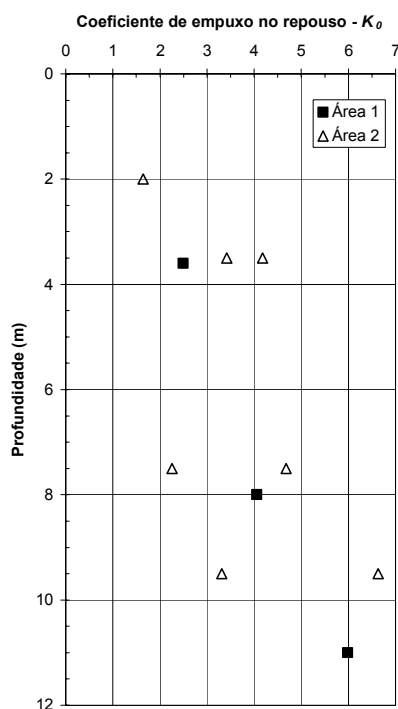


Figura 6.17. Variação de K_0 com a profundidade no Sítio Experimental (dados de Sampaio Jr, 2002).

Nessa equação, os parâmetros de resistência efetivos c' e ϕ' referem-se a propriedades operacionais do maciço (e.g. Costa Filho, 1980). Ou seja, os mesmos devem refletir a redução de resistência que o fraturamento provoca no terreno. Para efeito de avaliação, os parâmetros efetivos obtidos nos ensaios triaxiais *CIU* das amostras de 70 mm de diâmetro (item 5.7) podem ser utilizados na equação 6.7 ($c' = 0$ e $\phi' = 30,7^\circ$). Esses dados permitem estimar um coeficiente de empuxo passivo em torno de 3,1. Deve-se notar que as amostras dos ensaios triaxiais foram coletadas entre 2,4-3,0 m de profundidade. É possível que, mais abaixo, os parâmetros de resistência experimentem algum acréscimo, de modo que os valores de K_p aumentariam com a profundidade.

Considerando-se a ordem de grandeza de K_p como limite superior para o coeficiente de empuxo no repouso, tem-se que os dados de K_0 iguais ou superiores a 4,0 possivelmente não estão associados ao estado de tensões da massa de solo propriamente dita. Esses valores muito elevados, nos perfis em questão, podem ser decorrentes de ocorrências esporádicas de material cimentado ou concrecionado. Pinto e Abramento (1995), ensaiando solo residual, atribuíram um valor elevado de K_0 a uma heterogeneidade de maior rigidez no maciço. Os mesmos autores encontraram também um valor excessivo de K_0 em uma camada de argila rija variegada, tendo associado tal ocorrência a uma possível cimentação (Pinto e Abramento, 1998).

Os ensaios realizados na Área 2 – onde são disponíveis medições em dois furos, conduzidas nas mesmas profundidades – podem auxiliar na interpretação das determinações da tensão horizontal de campo. Na profundidade de 7,5 m, enquanto que os dados do furo SBP-1 indicam um K_0 de 2,3, o ensaio do furo SBP-2 mostra um valor bastante alto, igual a 4,7. A 9,5 m de profundidade, um K_0 excessivo – superior a 6,0 – ocorre no furo SBP-1; o ensaio do furo SBP-2 conduz a um coeficiente de empuxo no repouso mais baixo, igual a 3,3. Esses fatos reforçam a hipótese da interferência de heterogeneidades do maciço nas medidas da tensão horizontal de campo. Na Área 1, conforme mencionado anteriormente (itens 4.8.5 e 6.3.2), uma ocorrência de material concrecionado foi identificada em torno de 8,0 m de profundidade. Deve-se notar também que os ensaios de cone da Área 1 mostram vários acréscimos localizados na resistência de ponta (Figura 4.32).

Uma vez que algumas determinações de K_0 podem ter incorporado influências pontuais de material mais duro, uma análise da variação deste parâmetro ao longo da profundidade ficou prejudicada. De qualquer forma, é importante observar que há uma tendência geral das tensões horizontais assumirem valores elevados no terreno. O ensaio realizado a 2,0 m de profundidade na Área 2 – o qual envolveu material mais alterado quimicamente – mostra um K_0 igual a 1,6, inferior às demais determinações. Porém, ainda assim a tensão horizontal efetiva excede a tensão vertical.

Aparentemente, a ordem de grandeza do coeficiente de empuxo no repouso nos dois perfis estudados – que é comparável ao valor de K_p – poderia ter levado a um estado de ruptura passiva no maciço. Essa condição ocorre, por exemplo, nas camadas da Argila de Londres mais próximas à superfície (e.g. Costa Filho, 1980). Caso os perfis do Sítio Experimental efetivamente estejam em um estado de ruptura passiva, os agentes que levaram a tal condição seriam, ao menos em parte, responsáveis pelo fraturamento existente. Processos erosivos e solicitações tectônicas são exemplos de mecanismos que poderiam gerar um coeficiente de empuxo no repouso elevado. Teoricamente, as descontinuidades decorrentes de um processo de ruptura passiva deveriam exibir um padrão definido, que seria governado pelos parâmetros de resistência que o maciço possuía quando da interveniência dos esforços. Entretanto, conforme mencionado nos itens 3.6 e 4.2, em uma primeira inspeção dos maciços da Formação Guabirota dificilmente se identifica uma tendência para as fraturas, particularmente no caso das superfícies polidas. Estudos específicos sobre o assunto ainda se fazem necessários. Considerações adicionais sobre a questão do coeficiente de empuxo no repouso podem ser encontradas no item 3.8.

6.4 Efeitos de Escala no Campo: Provas de Carga Dinâmicas em Estacas Escavadas

A execução das estacas escavadas com trado mecânico, descrita no item 4.8.5, ilustra aspectos importantes relacionados com a prática de fundações na Formação Guabirota. Em linhas gerais, o estaqueamento foi implantado com sucesso. Entretanto, deve-se notar que o procedimento de perfuração dos fustes, sem revestimento ou lama bentonítica, mostra-se aceitável apenas enquanto infiltrações não se manifestam. A reduzida permeabilidade da matriz argilosa e o fato das fraturas do terreno normalmente estarem “fechadas” concorrem para reduzir a entrada de água durante a escavação. Porém, a ocorrência ocasional de lentes granulares permeáveis – que é também uma característica dos perfis da Formação Guabirota – pode acarretar sérias dificuldades executivas. Na prática, uma atenção às condições específicas de cada local é importante, no sentido de se garantir a qualidade das fundações moldadas *in loco*.

Quanto a aspectos da execução das provas de carga dinâmicas, deve-se notar que dificuldades ocorreram devido ao fato do terreno se encontrar bastante úmido por ocasião dos ensaios. Com frequência, as escavações necessárias à instalação dos sensores eram instabilizadas pela aproximação do bate-estaca. Esse fato não deixa de ilustrar uma feição importante do comportamento dos solos da Formação Guabirota.

Conforme mencionado no item 4.8.6, o uso de elementos amortecedores menos rígidos (madeira compensada) mostrou-se preferível, particularmente nas estacas de menor diâmetro (25 e 40 cm). Quando se empregou um material com módulo de elasticidade mais elevado (peroba), ocorreram situações em que os resultados deixaram de ser satisfatórios. Tal fato não está associado unicamente às propriedades do elemento amortecedor, mas também à dificuldade de se obter golpes centrados. A ação combinada do impacto excêntrico em um cepo rígido tendeu a produzir uma distribuição de tensões excessivamente não-uniforme, particularmente nas estacas de 25 e 40 cm de diâmetro.

Porém, dependendo das características do sistema martelo-estaca-solo, um cepo com módulo de elasticidade mais baixo pode dificultar a identificação da reflexão da onda de impacto na ponta da estaca, prejudicando a determinação da velocidade de propagação da onda. Deve-se notar que essa grandeza é utilizada no cálculo do módulo de elasticidade dinâmico EM (equação 4.5). As resistências e tensões rotineiramente obtidas com o *PDA* e os programas de análise dependem diretamente do valor de EM . Como recomendação, particularmente para ensaios com finalidade de pesquisa, tem-se que os golpes da prova de carga dinâmica devem ser desferidos com um elemento amortecedor convencional, que usualmente não possui um módulo elevado (e.g. Hussein et al., 1996). Ao final da seqüência de golpes do ensaio, pode-se utilizar um elemento mais rígido, monitorando-se alguns golpes adicionais com o objetivo de melhorar a determinação da velocidade de propagação da onda e, também, a separação das parcelas de resistência. Evidentemente, devem ser tomados os devidos cuidados para centrar os golpes e evitar danos às estacas.

Outro ponto importante refere-se à massa específica do concreto das estacas moldadas *in loco*, que também é utilizado no cálculo do módulo de elasticidade dinâmico (equação 4.5). Kormann et al. (2000b, 2000c) haviam observado um peso específico reduzido no concreto de estacas hélice-contínua, da ordem de 20 kN/m^3 . No presente estudo, o concreto das estacas escavadas apresentou um peso específico médio de $21,6 \text{ kN/m}^3$. Esses valores são inferiores às recomendações usuais, que consideram o peso específico igual a 24 kN/m^3 . Deve-se notar que, na prática, uma vez que informações sobre propriedades do concreto são limitadas, é comum a adoção de valores da ordem de 24 kN/m^3 . Se a estaca moldada *in loco* possuir uma densidade inferior, a estimativa incorreta do peso específico pode conduzir a capacidades de carga não conservadoras.

A velocidade de propagação de onda apresentou-se variável, na faixa de 3000 a 3700 m/s. É interessante notar que a velocidade de onda possui uma certa tendência de aumentar com o diâmetro das estacas. As razões para esse fato, que pode ser fortuito, ainda não puderam ser esclarecidas. Nas estacas de 25 cm de diâmetro nominal a concretagem envolveu o uso de bombeamento, o que não ocorreu nos elementos de maior dimensão (Tabela 4.17). Não foi possível estabelecer uma

relação entre a velocidade de onda e os dados do abatimento do concreto (Tabela 4.16).

Conforme descrito no item 4.8, parte das estacas foram executadas com discos de isopor sob a ponta. Nos ensaios, esse procedimento interferiu na resposta da ponta dos elementos, acentuando discretamente as reflexões de tração. No tempo correspondente a $2L/c$ após o início do impacto, o aumento na aceleração é mais nítido nos elementos com isopor. Posteriormente a $3L/c$ ou $4L/c$, os sinais de força das estacas convencionais (sem isopor) tendem a exibir um “patamar”, no qual a tensão medida é nula ou ligeiramente compressiva. Nas estacas com isopor, esse comportamento é ligeiramente modificado pela maior intensidade das ondas de tração. As análises *CAPWAP* de algumas estacas com isopor (BP-2C, BP-3C e BP-3D) envolveram o uso de um *gap* (*TG*) para modelar o comportamento dinâmico da ponta. Os dados da Tabela 4.22 indicam que as resistências de ponta mobilizadas são um pouco menores nas estacas com isopor. Entretanto, deve-se notar que a presença desses elementos não “eliminou” a resistência mobilizada na ponta.

Com base nas curvas tensão \times deformação estáticas do isopor (Figura 4.54), pode-se estimar que após a execução das estacas – como consequência da pressão de 240 kPa associada ao peso próprio do concreto – a altura dos discos do material passaria de 25 cm para 10 cm. Considerando-se as deformações adicionais resultantes dos deslocamentos permanentes que se acumularam nos ensaios (Tabela 4.20), a tensão no isopor poderia chegar a pouco mais de 300 kPa. Contudo, as resistências unitárias mobilizadas na ponta das estacas com isopor são largamente superiores a esse valor, podendo exceder a 3 MPa. Ou seja, o comportamento do material inferido nos ensaios dinâmicos e análises *CAPWAP* mostrou-se distinto do que seria esperado com base nas curvas estáticas obtidas em laboratório. Os dados indicam que a resistência do solo em contato com o isopor foi significativamente mobilizada no carregamento dinâmico. A discussão desse fenômeno será complementada mais adiante.

Analisando-se os resultados das análises *CAPWAP* (Tabela 4.20), pode-se perceber que o *quake* de ponta resulta próximo ao valor da nega medida no golpe. A Figura 6.18 ilustra esse comportamento, que já havia sido observado em estacas dos tipos hélice-contínua e pré-moldada ensaiadas no Sítio Experimental (Kormann et al.

2000a; 2000c). O aumento dos *quakes* de ponta com as negas dos golpes em geral não é acompanhado por incrementos de resistência de ponta, implicando em que a rigidez da ponta se reduza com o aumento da energia. Esse aspecto pode ser observado nas simulações estáticas das Figuras 4.65 a 4.71. Nas curvas carga \times deslocamento, o gradiente dos ramos correspondentes à mobilização da resistência de ponta aumenta à medida que cresce a altura de queda do martelo. No atrito lateral esse fenômeno é mais discreto, mas pode ser identificado, por exemplo, nas simulações das estacas BP-2A e BP-3D (Figuras 4.66 e 4.71). À medida que a energia aumenta, há uma tendência geral dos *quakes* médios de fuste resultarem inferiores aos deslocamentos permanentes dos golpes. O *damping* de ponta das análises apresenta uma ligeira tendência de se reduzir com o aumento da energia do golpe. Deve-se notar que Aoki e de Mello (1992) mencionam que o *quake* e *damping* não são parâmetros constantes do solo, mas dependem do nível de energia. Uma discussão referente à influência da relação entre *quake* e nega nas simulações estáticas do programa *CAPWAP* pode ser encontrada no trabalho de Kormann et al. (2000c).

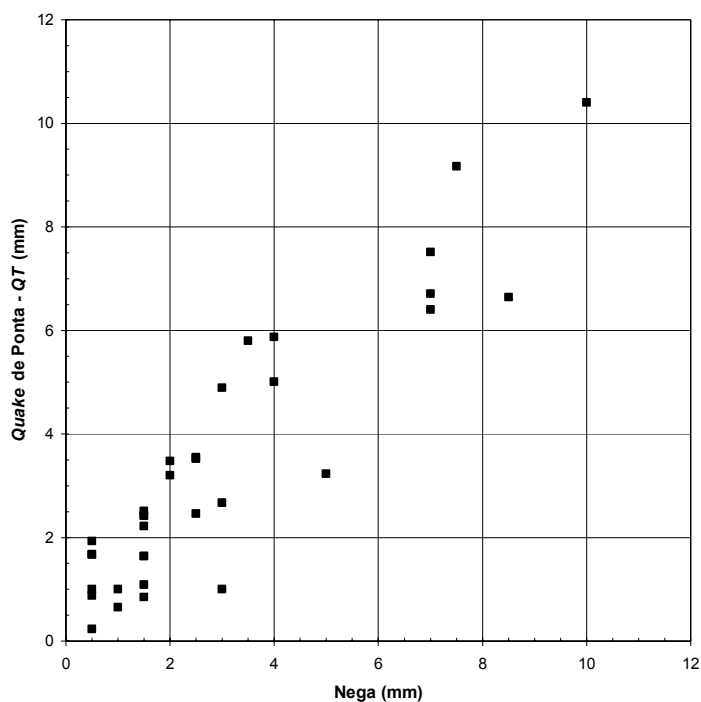


Figura 6.18. Relação entre o *quake* de ponta e a nega – estacas escavadas – Área 1.

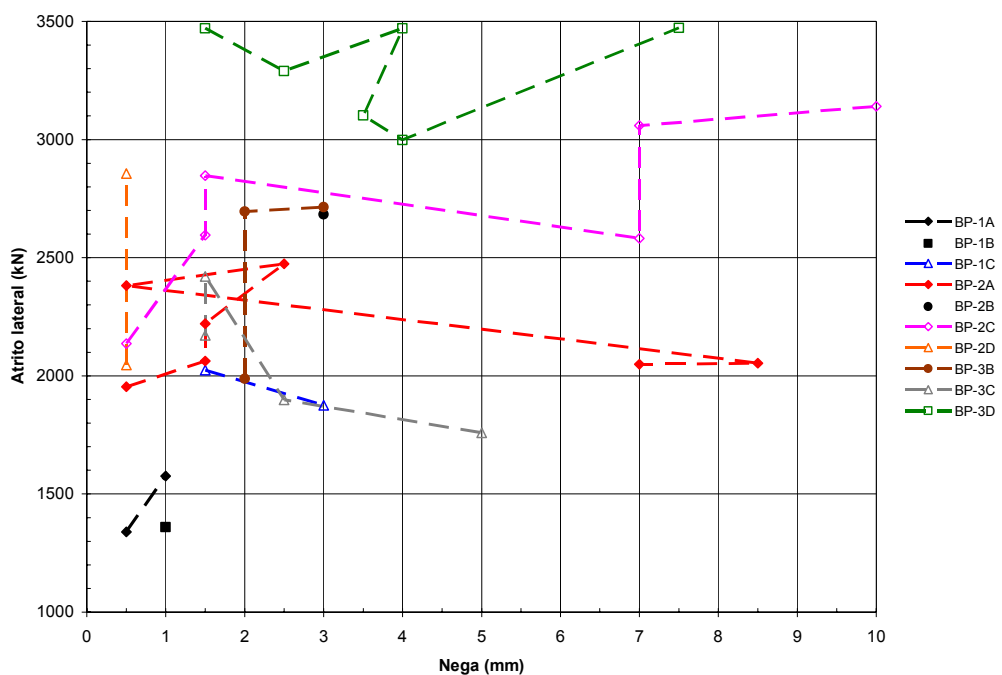
As análises *CAPWAP* (Tabela 4.20) podem ser interpretadas, de modo a se estabelecer parcelas de atrito lateral e de resistência de ponta representativas para cada elemento considerado. Para tanto, é importante avaliar até que ponto as resistências do solo foram efetivamente mobilizadas nos diversos golpes.

A Figura 6.19 apresenta as parcelas de resistência das análises *CAPWAP* em função dos deslocamentos permanentes (negas) dos respectivos golpes. Embora na maioria dos casos as negas resultem proporcionais à energia transferida às estacas, há algumas exceções. Em parte, as “anomalias” podem ser atribuídas à imprecisão do processo manual de registro das negas. Entretanto, deve-se notar que nos ensaios dinâmicos de estacas moldadas *in loco* – as quais não possuem um fuste regular como o de estacas pré-fabricadas –, parte da energia do golpe pode ser consumida para vencer o entrosamento adicional existente entre o elemento estrutural e o solo, o que ocasionalmente gera negas erráticas.

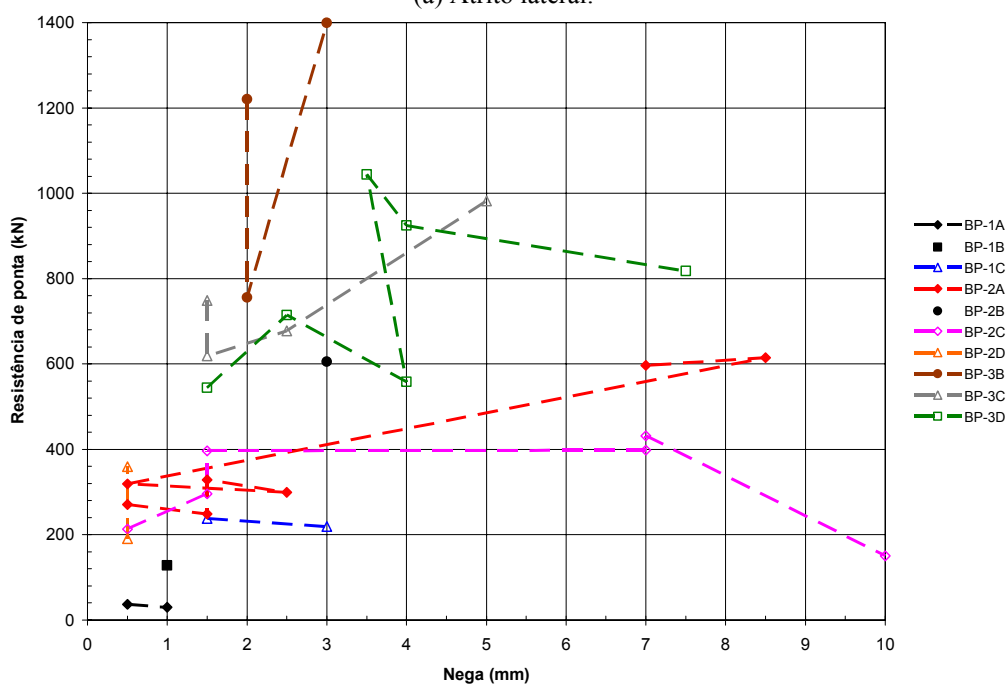
Na Figura 6.19a, pode-se constatar que a nega necessária para mobilizar plenamente o atrito lateral é reduzida, possivelmente da ordem de 1,5 mm. Esse aspecto – compatível com a elevada rigidez do solo da Área 1 do Sítio Experimental –, fica evidenciado pela ausência de um crescimento do atrito lateral com os deslocamentos. Em alguns casos, verifica-se que o inverso ocorre – a sucessão dos golpes reduz o atrito mobilizado (estacas BP-1C, BP-2A, BP-3C). Essa degradação da resistência é atribuída a uma orientação gradual das partículas do solo na interface com a estaca e a uma eventual geração de poro-pressões positivas. Os dados sugerem que a plena mobilização do atrito pode não ter sido alcançada nas estacas BP-1A e BP-1B (as simulações estáticas da Figura 4.65 são úteis para avaliar esse aspecto). Na estaca BP-2D, apesar de serem disponíveis apenas dois golpes com negas reduzidas, a intensidade do atrito mobilizado (golpe 2) é semelhante à observada nas outras estacas de 40 cm de diâmetro nominal.

Na Figura 6.19b, as resistências de ponta inferidas nas análises *CAPWAP* estão representadas em função das negas. A figura traz os dados tanto dos elementos convencionais como das estacas com isopor sob a ponta. No caso dos elementos convencionais, os pequenos deslocamentos associados às estacas BP-1A e BP-1B provavelmente não ativaram plenamente a resistência de ponta. Na estaca BP-2A, os dois últimos golpes envolveram negas razoáveis (8,5 e 7,0 mm), sugerindo que

houve uma mobilização significativa. Essa constatação é reforçada pela tendência das simulações estáticas do elemento (Figura 4.66). O único golpe disponível da estaca BP-2B, o qual possui uma nega de 3,0 mm, está associado a uma resistência semelhante à da estaca BP-2A. Na estaca BP-3B, as negas inferiores a 3,0 mm não permitem precisar claramente o nível de mobilização da resistência de ponta.



(a) Atrito lateral.



(b) Resistência de ponta.

Figura 6.19. Parcelas de resistência das análises *CAPWAP* em função das negas.

Nos elementos com isopor sob a ponta, o conjunto de dados indica que as resistências teriam alcançado seu limite nas estacas BP-1C, BP-2C e BP-3D. Na estaca BP-2D, os dois golpes de nega reduzida não permitem identificar uma tendência clara, embora a resistência de ponta possua um nível semelhante ao da estaca BP-2C, a qual exibe negas de até 10 mm. O último golpe da estaca BP-3C sugere que a resistência de ponta ainda estaria sendo ativada, embora sua intensidade seja semelhante à encontrada na estaca BP-3D, na qual um limite parece ter sido alcançado.

Tendo-se em vista que as informações dos diferentes golpes mostram alguma dispersão, procurou-se definir parcelas de resistência consideradas representativas dos elementos ensaiados. Com base na discussão precedente, um ou mais golpes de cada estaca foram selecionados, tendo-se adotado a média dos mesmos. O critério seguido contemplou os golpes de maior mobilização de resistências. Um número mais expressivo de análises pôde ser utilizado para o cálculo da média do atrito lateral, pois sua ativação envolveu menores negas. No caso dos elementos com isopor, tendo-se em vista sua condição não usual, optou-se por não incluir a parcela da ponta. O resultado do trabalho está resumido na Tabela 6.2, aonde constam a identificação dos golpes escolhidos e as parcelas de atrito lateral e resistência de ponta interpretadas.

Tabela 6.2. Resultados das provas de carga dinâmicas - parcelas de resistência interpretadas.

ESTACA	GOLPES SELECIONADOS		ATRITO LATERAL (kN)	RESISTÊNCIA DE PONTA (kN)	RESISTÊNCIA TOTAL (kN)
	ATRITO LATERAL	RESISTÊNCIA DE PONTA			
BP-1A	6	6	1576*	31*	1607*
BP-1B	4	4	1359*	128*	1487*
BP-1C	2 e 3	+	1950	+	+
BP-2A	5, 6, 7, 9, 10 e 11	10 e 11	2207	606	2813
BP-2B	4	4	2683	605	3288
BP-2C	2, 4, 7, 8 e 9	+	2829	+	+
BP-2D	2	+	2857	+	+
BP-3B	9 e 10	9 e 10	2704	1078	3782
BP-3C	4 e 5	+	2296	+	+
BP-3D	4, 5, 6, 7, 8 e 9	7, 8 e 9	3301	+	+

Notas:

* Provável mobilização parcial da resistência

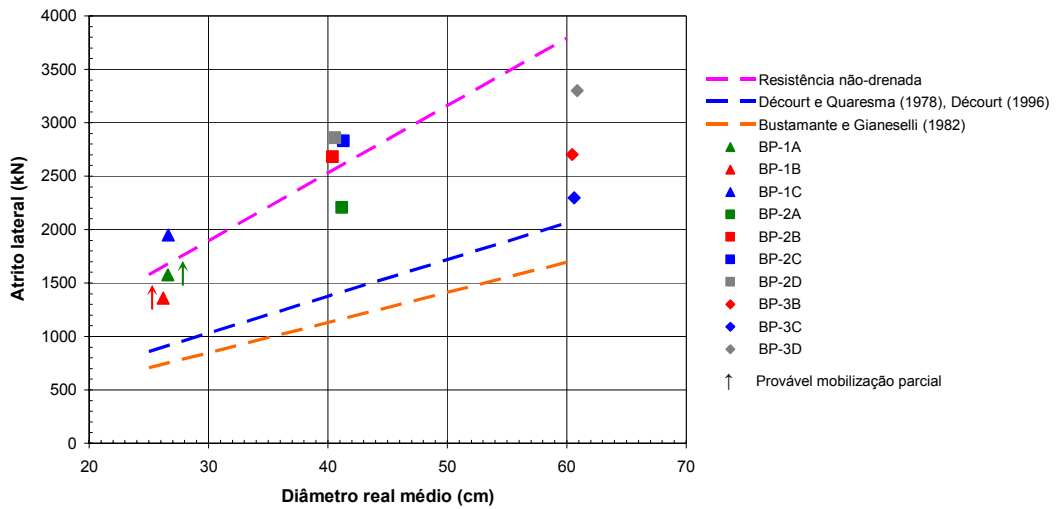
+ Estaca com isopor sob a ponta

Os resultados da Tabela 6.2 podem ser comparados com as estimativas de capacidade de suporte efetuadas no item 4.8.3. Na Figura 6.20, as parcelas de resistência e a capacidade total estão representadas de acordo com os diâmetros dos elementos. Como as estacas possuem alargamentos em sua porção superior, diâmetros médios foram estimados a partir das medidas efetuadas no campo (Tabela 4.18). O diâmetro foi considerado igual ao nominal a partir de 5,0 m do topo (item 4.8.7). Uma vez que os golpes referentes às estacas BP-1A e BP-1B podem envolver uma mobilização parcial de resistências, os dados em questão foram representados com setas, indicando que os valores associados à ruptura seriam, na realidade, superiores aos obtidos.

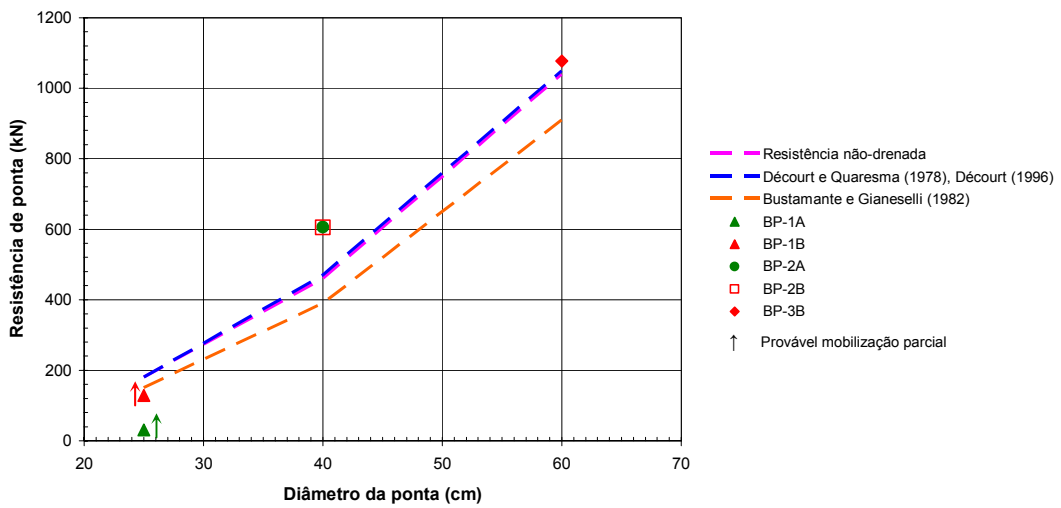
A Figura 6.20a mostra que o atrito lateral das estacas de 25 e 40 cm de diâmetro nominal é elevado, tendendo a se situar próximo ao limite superior das estimativas de capacidade de suporte, representado pelas avaliações baseadas na resistência não-drenada do pressiômetro autoperfurante. Nas estacas de 60 cm, o atrito lateral posiciona-se entre as previsões efetuadas a partir dos dados do *SPT* e da resistência não-drenada.

A resistência de ponta mobilizada nas estacas convencionais é representada na Figura 6.20b, tendo-se considerado o diâmetro nominal. À exceção dos dados de ativação parcial da resistência das estacas BP-1A e BP-1B, os resultados tendem a acompanhar o limite superior das previsões. Neste caso, os três métodos de estimativa da capacidade de suporte indicam resistências semelhantes, sendo que os procedimentos baseados no *SPT* e resistência não-drenada resultam praticamente idênticos, definindo o limite superior das previsões.

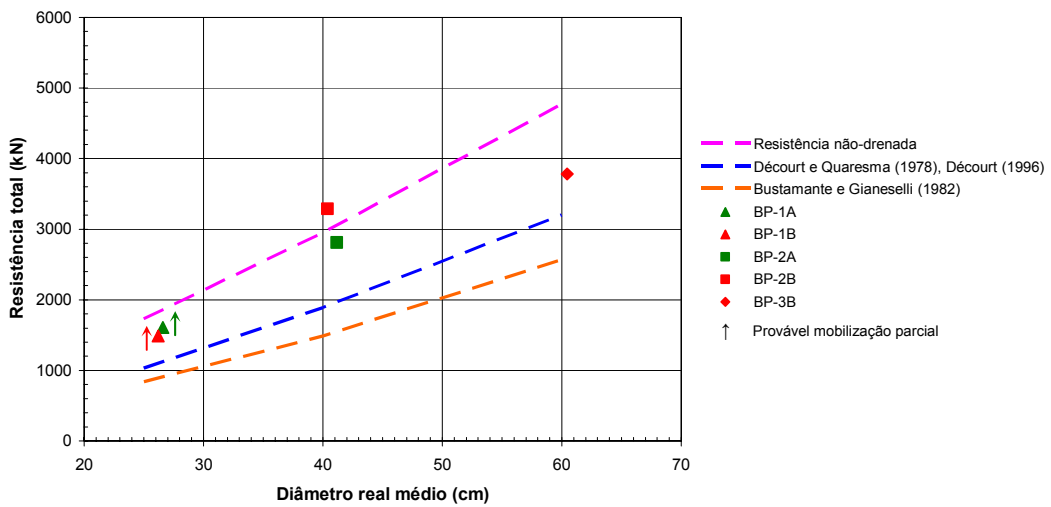
Quando se analisa a resistência total dos ensaios (Figura 6.20c), a preponderância do atrito lateral em relação à resistência de ponta faz com que a tendência dos dados seja semelhante à da Figura 6.20a. A capacidade das estacas de 25 e 40 cm acompanha o limite superior das estimativas, enquanto que o elemento de 60 cm situa-se entre as previsões baseadas em S_u e no *SPT*.



(a) Atrito lateral das estacas analisadas.



(b) Resistência de ponta das estacas convencionais (sem isopor).



(c) Resistência total das estacas convencionais (sem isopor).

Figura 6.20. Comparação dos resultados das provas de carga dinâmicas com estimativas de capacidade de suporte.

A dispersão observada no atrito lateral das estacas pode ser atribuída a uma série de fatores: diferentes graus de amolgamento do solo devido à ação das lâminas dos trados, água utilizada para facilitar a perfuração, infiltrações, tempo gasto na escavação, duração do intervalo prévio à concretagem, variação nas propriedades do concreto e, evidentemente, heterogeneidades do terreno. É interessante notar que pode existir alguma relação entre as ocorrências verificadas durante a execução das estacas e o atrito lateral, particularmente com respeito à infiltração de água durante a perfuração. Pode-se citar o caso das estacas BP-2A e BP-3C, que possuem um menor atrito lateral dentre os elementos de 40 e 60 cm de diâmetro respectivamente. Nessas duas estacas, infiltrações foram observadas na lente granular situada a cerca de 7,0 m do topo, tendo ocorrido o acúmulo de água no fundo das perfurações (Tabela 4.15). Convém observar que as pressões horizontais elevadas do terreno (item 6.3.6) podem acentuar um desenvolvimento de sucção, como conseqüência do desconfinamento associado à perfuração. A disponibilidade de água favoreceria um acréscimo de umidade. Dados da argila de Londres sugerem que um aumento de apenas 1 % no teor de umidade reduz em até 20 % a resistência ao cisalhamento ao longo do fuste da estaca (Skempton, 1959 apud Poulos e Davis, 1980).

Por outro lado, o acúmulo de solo amolgado na ponta contribuiria para aumentar os recalques, mas teria pouca conseqüência na condição última de ruptura, devido ao volume de solo intacto envolvido na mobilização plena da resistência da ponta (Skempton, 1959 apud Poulos e Davis, 1980).

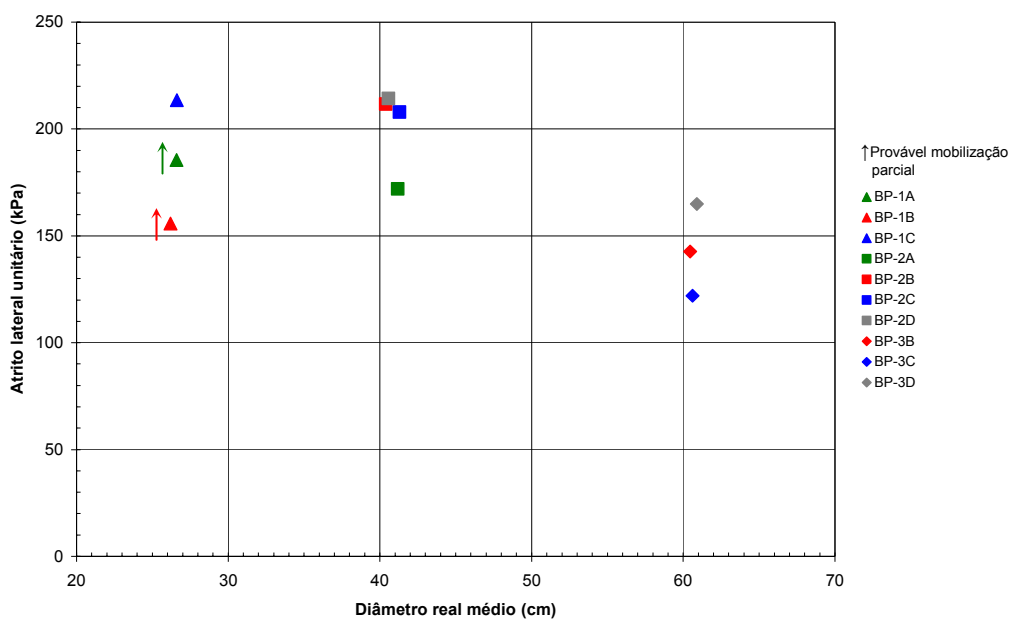
O fato das resistências de ponta dos ensaios terem resultado próximas à previsão baseada em S_u sugere que a ruptura teria se desenvolvido plenamente. Deve-se notar que a resistência de ponta estimada com base em $9 S_u$ (equação 4.3) constitui-se em um limite físico, com fundamentação teórica. Entretanto, em uma solicitação estática essa condição ocorre apenas quando grandes deslocamentos se desenvolvem, os quais podem exceder 10 % do diâmetro da estaca. Evidentemente, os deslocamentos permanentes obtidos com os golpes das provas de carga possuem uma magnitude inferior.

Um mecanismo distinto pode estar associado às solicitações dinâmicas dos ensaios em questão. O solo amolgado sob a ponta das estacas escavadas possivelmente encontrava-se próximo à saturação. Nessa condição, o material tende a responder à

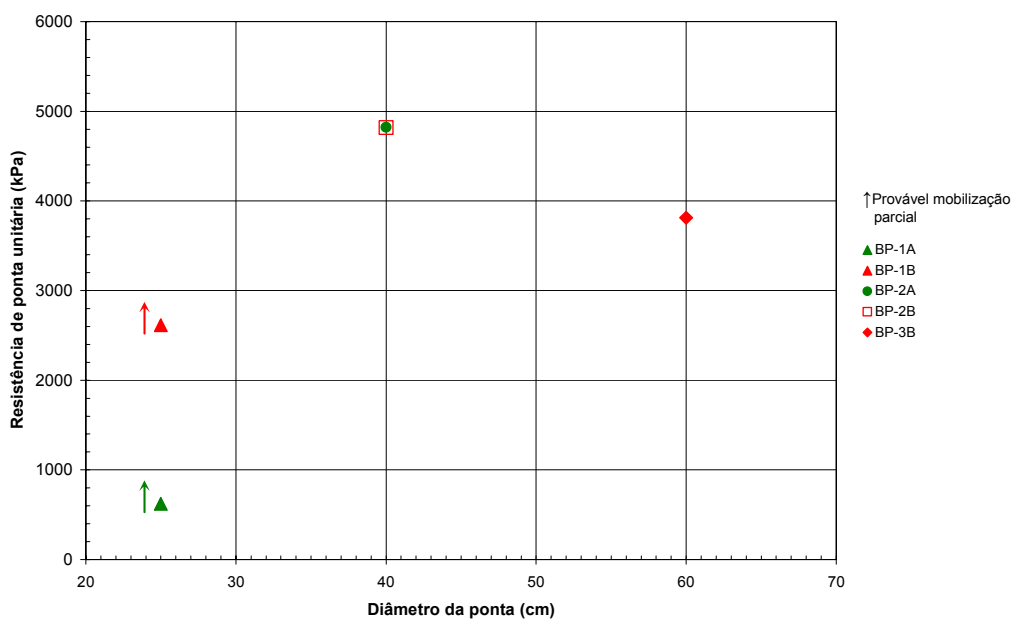
solicitação transiente do carregamento dinâmico – que tem a duração de alguns milésimos de segundos – com um comportamento virtualmente incompressível. A propagação da onda de choque carrega o solo intacto nas imediações da ponta em condições não-drenadas. Devido à elevada rigidez do terreno, não seriam necessários deslocamentos significativos para que a ruptura se desenvolvesse. Deve-se notar que essa hipótese também explicaria o fato de parcelas significativas das resistências de ponta terem sido mobilizadas nos ensaios das estacas com isopor. O deslocamento da ponta da estaca, em frações de segundo, carregaria a água acumulada em eventuais vazios do concreto, discos de isopor e solo. Nesse evento, o conjunto do material responderia com uma maior rigidez, mobilizando uma parcela substancial da resistência de ponta.

É importante destacar que as resistências obtidas nas análises *CAPWAP* do presente estudo – particularmente o atrito lateral – apresentam-se elevadas. Apesar dos resultados serem respaldados pelas estimativas baseadas na resistência não-drenada do *camkometer*, deve-se observar que as mesmas referem-se a uma média entre os métodos de Gibson e Anderson (1961) e o $S_{u \text{ pico}}$ de Palmer (1972). A resistência de pico obtida com o procedimento de Palmer (1972) pode ser não-conservadora (item 6.3). Uma vez que não são disponíveis provas de carga estáticas para confirmar os resultados do presente trabalho, as resistências obtidas devem ser encaradas com a devida cautela. Deve-se notar que em uma situação prática – face às elevadas resistências do solo –, as cargas de trabalho das estacas em questão passariam a ser controladas pela capacidade estrutural dos elementos. Os dados do presente estudo não justificam a adoção de capacidades de carga arrojadas em relação a práticas usuais de projeto.

Independentemente desse aspecto, comparando-se as parcelas de resistência obtidas para os diferentes diâmetros das estacas, os dados da Tabela 6.2 podem ser utilizados para avaliar efeitos de escala. Para tanto, procedeu-se ao cálculo do atrito lateral unitário e da resistência de ponta unitária para cada uma das estacas. Os resultados são apresentados na Figura 6.21.



(a) Atrito lateral unitário.



(b) Resistência de ponta unitária.

Figura 6.21. Parcelas de resistência unitárias – análises *CAPWAP*.

O atrito lateral unitário médio (Figura 6.21a) da estaca BP-1C resulta igual a 213 kPa. Os dados das outras estacas de 25 cm de diâmetro nominal mostram-se mais baixos, devido à mobilização parcial de resistências. As estacas com 40 cm de diâmetro nominal possuem um atrito lateral unitário médio em torno de 200 kPa. Nas estacas de 60 cm, o atrito unitário varia entre 122 e 165 kPa, com um valor médio de

143 kPa. A tendência de redução do atrito lateral unitário com o aumento do diâmetro das estacas sugere a ocorrência de um efeito de escala.

É interessante notar que, no âmbito da revisão bibliográfica efetuada, não foram encontrados registros de efeitos de escala no atrito lateral. A ausência desse fenômeno é atribuída ao processo executivo, que perturba o solo em contato com o fuste, atenuando a influência das fraturas no atrito lateral (Meyerhof, 1983). O efeito de escala identificado no presente estudo poderia indicar que a resistência ao cisalhamento ao longo da interface estaca-solo seria controlada também por material “intacto”. As variações de seção comuns em estacas moldadas *in loco* contribuiriam para transferir esforços para o solo menos perturbado adjacente ao fuste. Por outro lado, as sucessivas manobras de subida e descida dos trados, durante a escavação, poderiam modificar o arranjo natural dos blocos de solo delimitados por descontinuidades com espaçamentos decimétricos. Essa ação mecânica de abertura de fraturas seria mais significativa nas estacas de maior diâmetro.

Quanto à resistência de ponta unitária (Figura 6.21b), nas estacas de 25 cm de diâmetro nominal não houve uma mobilização integral das resistências. As estacas de 40 cm de diâmetro (BP-2A e BP-2B) mostram uma resistência unitária de 4820 kPa, a qual é superior aos 3811 kPa correspondentes à estaca de 60 cm de diâmetro (BP-3B). Esse fato pode ser um indicativo de efeitos de escala na ponta. Entretanto, conforme mencionado anteriormente, não ficou claro se houve uma mobilização plena da resistência de ponta na estaca BP-3B. Os poucos dados disponíveis não permitem precisar uma tendência bem definida.

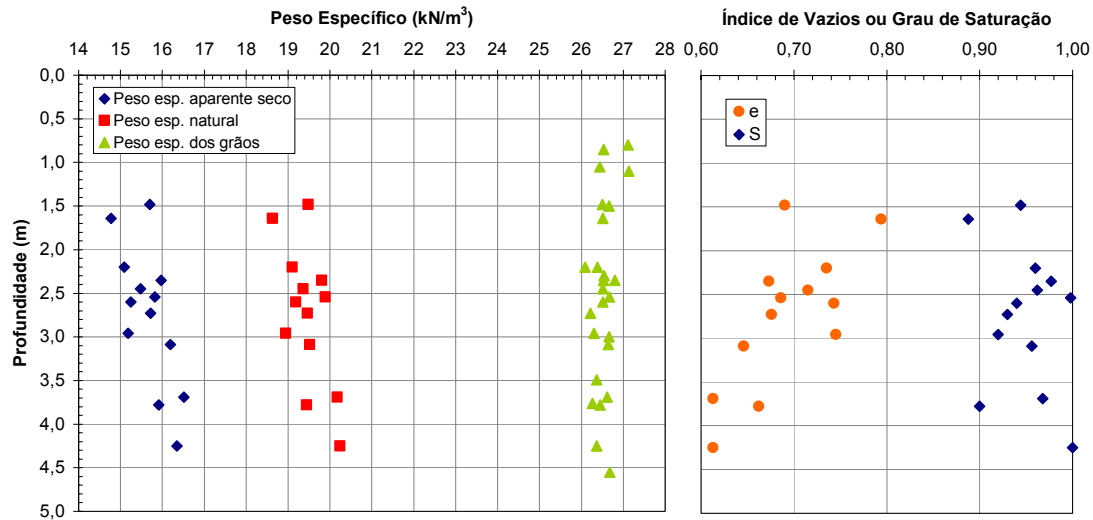
Conforme discutido nos itens 3.5 e 4.8.1, a literatura registra a ocorrência de efeitos de escala na resistência de ponta de estacas em argilas fraturadas (e.g. de Beer et al., 1977 apud Terzaghi et al., 1996; Meyerhof, 1983). No presente estudo, comparando-se as resistências de ponta unitárias das estacas BP-2A e BP-2B com a da estaca BP-3B tem-se uma relação de 1,26. Deve-se notar que, apesar das dúvidas mencionadas no parágrafo anterior, a ordem de grandeza dessa razão mostra-se compatível com a intensidade dos efeitos de escala sugerida por de Beer et al. (1977) e Meyerhof (1983).

6.5 Ensaios de Laboratório: Propriedades Índice no Perfil em Estudo

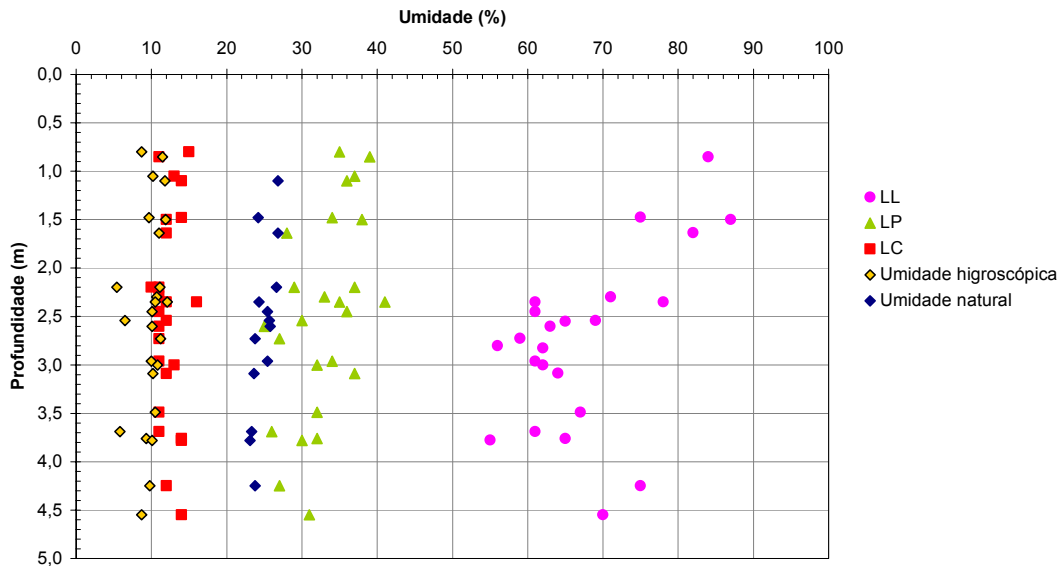
Os dados dos ensaios de caracterização (item 5.3) e os índices físicos das amostras indeformadas podem ser utilizados para estudar as propriedades da Área 1, ao longo da profundidade em que o material foi coletado. A Figura 6.22 mostra a variação dos diferentes parâmetros no perfil. Para tanto, foram considerados os dados da Tabela 5.3 e dos diferentes corpos de prova descritos no Capítulo 5. Algumas informações complementares, que eram disponíveis previamente, também foram aproveitadas para compor os gráficos da Figura 6.22.

O peso específico natural γ mostra uma tendência de crescimento com a profundidade (Figura 6.22a). Enquanto que, mais superficialmente, os valores de γ oscilam em torno de 19 kN/m^3 , a 4,5 m de profundidade o peso específico natural alcança 20 kN/m^3 . O aumento da densidade natural do solo com a profundidade se reflete no índice de vazios, o qual se reduz de 0,79 para 0,61 ao longo da extensão estudada. O peso específico dos grãos δ mantém-se praticamente constante, variando em torno da média de $26,5 \text{ kN/m}^3$. Duas determinações de δ resultaram superiores a 27 kN/m^3 , a aproximadamente 1,0 m de profundidade.

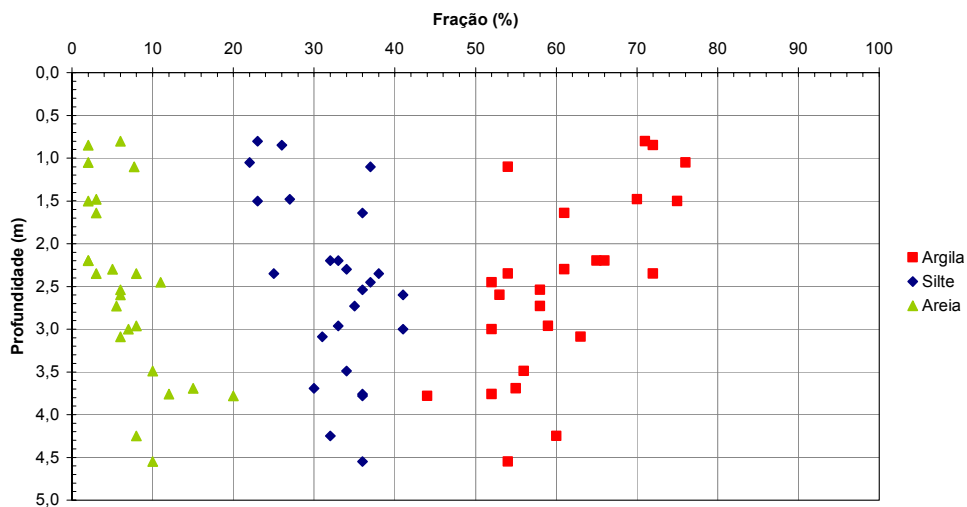
O teor de umidade natural w (Figura 6.22b) decresce ligeiramente com o aumento da profundidade. Como o material apresenta um grau de saturação elevado, em geral entre 90 e 100 %, a tendência de w está associada à redução do índice de vazios (Figura 6.22a). O teor de umidade situa-se próximo ou abaixo do limite de plasticidade LP , característica típica de argilas sobre-adensadas. O limite de liquidez LL , que apresenta valores mais altos próximo à superfície ($LL > 80 \%$), tende a se reduzir ao longo do perfil, sendo inferior a 75 % nas amostras coletadas abaixo de 2,5 m. Esse comportamento se verifica também no limite de plasticidade, embora de uma forma mais discreta. O índice de plasticidade IP (não representado na figura), acompanha a tendência de redução do LL e LP com a profundidade. O limite de contração LC apresenta-se relativamente constante, variando em torno de uma média de 12 %.



(a) Pesos específicos, índice de vazios e grau de saturação.



(b) Limites de consistência e umidade.



(c) Granulometria.

Figura 6.22. Distribuição de propriedades índice no perfil da Área 1.

A Figura 6.22c traz as porcentagens correspondentes às frações granulométricas. Pode-se verificar que a composição do solo também varia ao longo do trecho estudado. À medida que a profundidade aumenta, o teor de argila decresce, enquanto que as porcentagens de areia e silte experimentam um acréscimo.

Deve-se notar que uma redução do índice de vazios com a profundidade seria esperada, mas talvez de uma forma menos acentuada que a indicada pelos dados da Figura 6.22a. A variação das propriedades no perfil da Área 1 possivelmente está associada à ação do intemperismo químico. Fortin (1989) descreve perfis de alteração da Formação Guabirota que podem ser relacionados com a tendência observada no Sítio Experimental. O fato dos teores de silte e areia se reduzirem em direção à superfície sugere que parte do material granular – a fração correspondente ao feldspato – teria sido intemperizada, aumentando a porcentagem de argila nos estratos mais superficiais.

Ao longo do trecho analisado, a plasticidade mostra-se dependente do teor de argila. Esse aspecto é ilustrado com os dados da Figura 6.23, que sugerem uma relação entre os limites de liquidez e plasticidade e a porcentagem de argila. Na Figura 6.24, pode-se avaliar a atividade dos solos do Sítio Experimental. A grande maioria das amostras analisadas classifica-se como “inativa”, com um índice de atividade A inferior a 0,75. É importante observar que seriam esperados valores de A mais altos, devido à presença de esmectita e, particularmente, se Na^{++} for o cátion adsorvido, conforme sugerido por Boszczowski (2001). Mitchell (1976) aponta alguns fatores que podem reduzir a atividade, tais como cimentação e influência de elementos salinos. Deve-se notar que os ensaios de caracterização realizados por via úmida (item 5.3) conduziram a índices de atividade ainda mais baixos que os observados na Figura 6.24.

A distribuição do índice de atividade da argila siltosa no perfil da Área 1 é mostrada na Figura 6.25. Não é possível discernir uma tendência ao longo da profundidade – os valores de A oscilam em torno da média de 0,59, com um desvio padrão de 0,12. Esse fato pode indicar que os argilo-minerais e propriedades como cátion adsorvido e composição da água intersticial não chegam a experimentar variações significativas no perfil. As análises de difratometria de raios-X de solo coletado a 2,2 m de profundidade acusaram argilo-minerais dos grupos das esmectitas, caulinitas e ilitas

(item 5.2.1). Embora os horizontes oxidados da Formação Guabirotuba se caracterizem por uma maior presença de argilo-minerais estáveis, tais como a caulinita, tal comportamento pode se manifestar de uma forma muito discreta no perfil da Área 1.

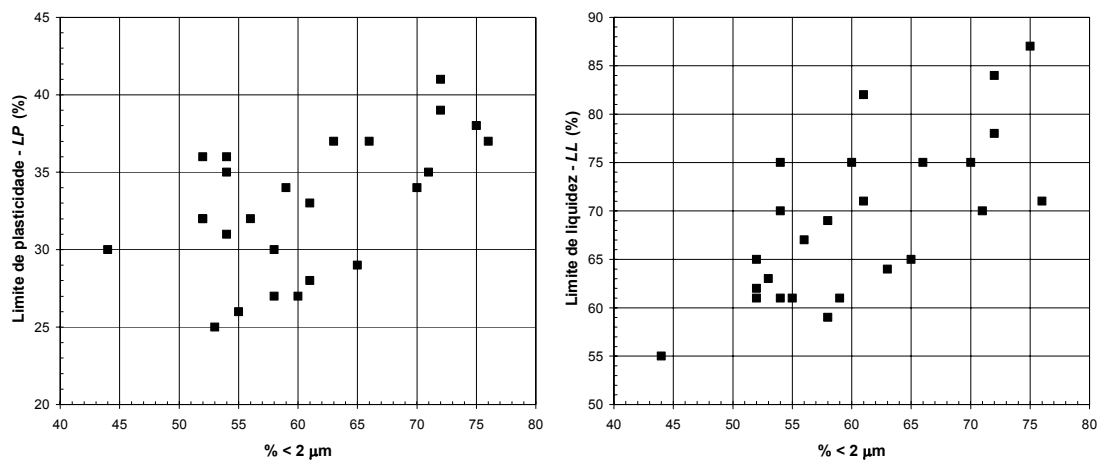


Figura 6.23. Relação entre os limites de liquidez e plasticidade e o teor de argila – Área 1.

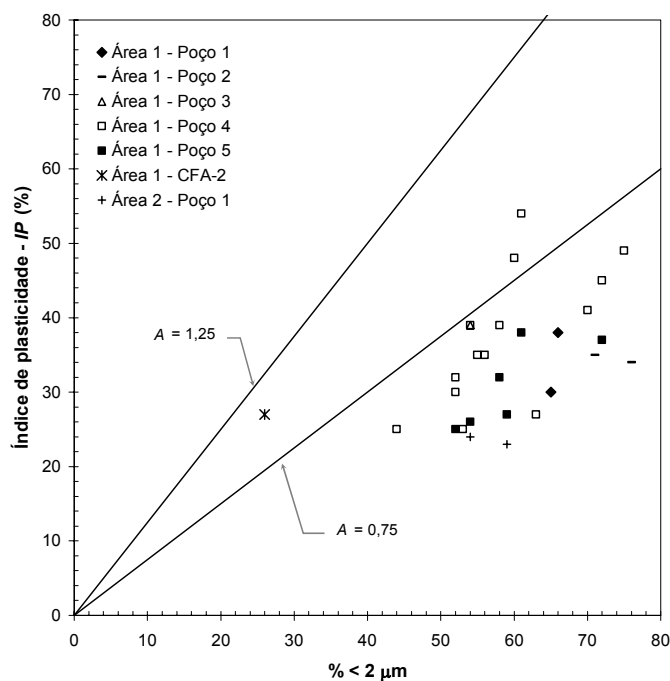


Figura 6.24. Atividade dos solos do Sítio Experimental.

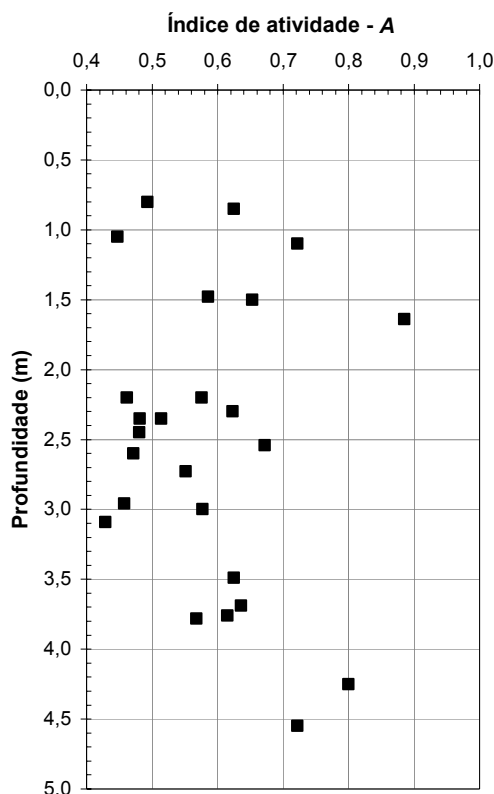


Figura 6.25. Variação do índice de atividade A com a profundidade – Área 1.

Conforme mencionado no item 5.3, duas amostras do solo fortemente intemperizado da Área 2 possuem uma composição granulométrica que não difere da observada na Área 1 (Figura 5.14). Os limites de liquidez obtidos foram 54 e 59 %, os quais também são comparáveis aos encontrados na Área 1. Na Carta de Plasticidade (Figura 5.15) e no gráfico da atividade coloidal (Figura 6.24), as amostras da Área 2 situaram-se um pouco abaixo dos dados da Área 1. Porém, é interessante notar que a principal diferença entre o material das duas áreas reside no limite de contração. Enquanto que o LC da Área 1, em torno de 12 %, é compatível com a presença de esmectita, os valores do limite de contração das amostras da Área 2, iguais a 22 e 27 %, sugerem uma composição associada a argilo-minerais estáveis. Deve-se notar que as amostras da Área 2 possuem pesos específicos dos grãos de 27,3-28,2 kN/m^3 , os quais são superiores aos observados na Área 1. É possível que esse fato esteja associado à oxidação decorrente do intemperismo químico.

Os dados levantados na Área 1 do Sítio Experimental podem ser comparados com as informações da Formação Guabirota reunidas na revisão bibliográfica (Capítulo 3). Para tanto, as propriedades médias dos sedimentos relacionados na

Tabela 3.1 estão reproduzidas na Tabela 6.3, juntamente com os parâmetros médios da Área 1 do Sítio Experimental (Figura 6.22). Analisando-se os dados da Tabela 6.3, pode-se verificar que o solo da Área 1 é mais denso que boa parte dos sedimentos argilosos comumente encontrados na Formação Guabirotuba. No Sítio Experimental, os valores médios do peso específico natural e do índice de vazios resultam $19,5 \text{ kN/m}^3$ e $0,69$ respectivamente. Os demais solos possuem um γ em torno de $18,4 \text{ kN/m}^3$ e um índice de vazios médio de $0,89$. As diferenças se manifestam também no teor de umidade, que na Área 1 do Sítio Experimental é cerca de 7% inferior ao valor médio dos dados da literatura. O grau de saturação do Sítio Experimental mostra-se semelhante ao observado nos demais sedimentos da Formação Guabirotuba. O peso específico dos grãos também não difere, sendo em média igual a $26,5 \text{ kN/m}^3$.

Os limites de consistência indicam que o solo da Área 1 possui uma plasticidade inferior à encontrada nos sedimentos da Formação Guabirotuba em geral. Esse aspecto pode ser observado também na posição dos dados na Carta de Plasticidade. Enquanto que a maior parte dos solos analisados na revisão bibliográfica situam-se acima da linha *A* (Figura 3.4), na Área 1 do Sítio Experimental há pontos um pouco abaixo da mesma (Figura 5.15).

Tabela 6.3. Comparação entre propriedades índice médias da literatura e da Área 1 do Sítio Experimental.

FONTES DOS DADOS	γ_{nat} (kN/m^3)	δ (kN/m^3)	S (%)	e_0	w (%)	LP (%)	LL (%)	IP (%)
Literatura (Tabela 3.1)	18,4	26,5	94	0,89	32	30	73	43
Sítio Experimental - Área 1	19,5	26,5	95	0,69	25	33	69	35

6.6 Ensaios de Adensamento x Curvas Características: Compressibilidade e História de Tensões

No item 6.3.4, algumas considerações foram efetuadas relacionando-se as investigações de campo da Área 1 com a pressão de pré-adensamento (σ'_{vm}) e a razão de sobre-adensamento (*OCR*). No presente item, os dados dos ensaios de adensamento e das relações de sucção são discutidos, buscando-se entender melhor o sobre-adensamento do solo da Área 1 do Sítio Experimental.

As curvas $e \times \log$ pressão efetiva das amostras indeformadas (item 5.4), referentes à moldagem na direção convencional (vertical), estão reproduzidas na Figura 6.26. Apesar das variações nos índices de vazios iniciais dos corpos de prova, pode-se notar uma tendência das curvas seguirem uma faixa bem definida, particularmente após a tensão de cedência. Os trechos “virgens” do carregamento são aproximadamente paralelos, com índices de compressão C_c compreendidos entre 0,2 e 0,3. É importante notar que o bloco indeformado 4.0039.00 possui uma tensão de cedência significativamente inferior à dos demais. No ensaio dessa amostra, que apresenta um σ'_{vm} de 580 kPa (Pacheco Silva), a pressão máxima de 3200 kPa aparentemente é suficiente para caracterizar o trecho virgem. Nos outros corpos de prova, a tensão de cedência média de 2550 kPa requer pressões elevadas para definir o trecho virgem. Conforme descrito no item 5.4, os ensaios das amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01 foram conduzidos com pressões máximas de 9060 kPa.

A Figura 6.27 compara os ensaios dos três corpos de prova da amostra 4.0039.00, os quais envolveram direções distintas de moldagem. Nos elementos moldados horizontalmente, a expansão inicial pode ter conduzido a um comportamento mais compressível nos estágios iniciais do carregamento. Entretanto, à medida que as pressões aumentam, pode-se discernir uma tendência desses corpos de prova (moldagem horizontal) apresentarem uma rigidez superior à do ensaio convencional (moldagem vertical). Pressões maiores que 3200 kPa seriam necessárias para definir com clareza um trecho virgem. Tal comportamento poderia estar associado ao

coeficiente de empuxo no repouso superior à unidade. Entretanto, deve-se observar que Boszczowski (2001), em ensaios *CRS* de um bloco indeformado coletado no Poço 4 da Área 1 (3,75 m de profundidade), não encontrou diferenças entre as curvas de corpos de prova moldados segundo as direções vertical e horizontal.

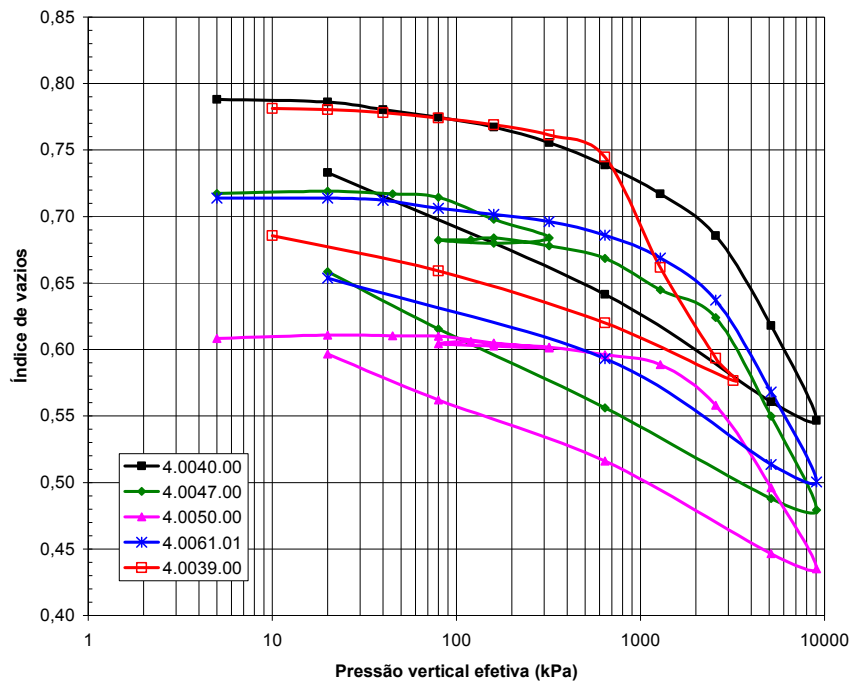


Figura 6.26. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – amostras indeformadas.

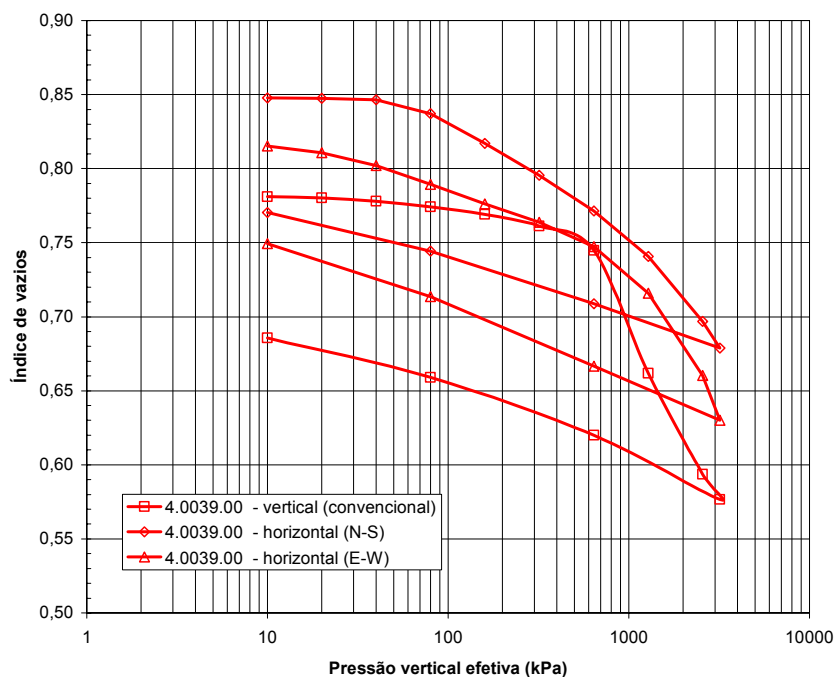


Figura 6.27. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva da amostra 4.0039.00, com diferentes sentidos de moldagem.

Os dados disponíveis mostram uma variabilidade da tensão de cedência na Área 1 do Sítio Experimental. No presente estudo, esse aspecto é ilustrado pelo menor valor de σ'_{vm} da amostra 4.0039.00. Enquanto que nesse bloco indeformado a pressão de pré-adensamento resultou igual a 580 kPa, na amostra 4.0040.00 – que no campo situava-se muito próxima à 4.0039.00 – obteve-se um σ'_{vm} de 2900 kPa.

Dados de trabalhos anteriores acrescentam informações que evidenciam a heterogeneidade do perfil. Em uma amostra coletada a 2,2 m de profundidade no Poço 2 da Área 1, Kormann et al. (1999d) encontraram uma pressão de pré-adensamento de 1280 kPa. Boszczowski (2001), com ensaios *CRS* de amostra coletada no Poço 4 (3,75 m de profundidade), obteve um σ'_{vm} de aproximadamente 1000 kPa. A autora, em um ensaio de adensamento convencional com material do mesmo bloco indeformado, observou uma pressão de pré-adensamento de 2800 kPa. Nascimento (1992), ensaiando material coletado no campus do Centro Politécnico (Tabela 3.1, amostra 18), a cerca de 300 m da Área 1, encontrou um σ'_{vm} de 620 kPa. Essas informações sugerem que dificilmente os valores elevados de σ'_{vm} da Área 1 do Sítio Experimental estariam associados a um simples sobre-adensamento por compressão mecânica. Deve-se notar que as pressões de pré-adensamento das amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01 excedem largamente os valores de σ'_{vm} de outros pontos da Formação Guabirotuba (Tabela 3.1). Uma hipótese seria que as altas pressões de pré-adensamento da Área 1 decorreriam de ligações diagenéticas entre as partículas do solo. Outro fator interveniente poderia ser um ressecamento dos sedimentos. A dispersão encontrada estaria associada a diferentes intensidades desses agentes. Evidentemente, a variabilidade de σ'_{vm} poderia ser causada também pela ação de intemperismo químico – por exemplo, é possível que este fenômeno seja responsável pela menor tensão de cedência da amostra 4.0039.00.

Conforme exposto no item 5.3, Duarte (1986) e Boszczowski (2001) haviam observado a influência do processo de secagem no limite de liquidez de argilas da Formação Guabirotuba (Tabela 5.5). Boszczowski (2001) atribuiu tal comportamento a ligações entre partículas. Por esse motivo, na presente pesquisa procedeu-se a determinações dos limites de consistência (*LL*, *LP* e *LC*) com formas alternativas de preparo (via úmida e secagem em estufa), além do processo usual por via seca.

Tentando-se avaliar a hipótese de possíveis ligações entre partículas, o estudo envolveu ainda análises granulométricas tanto do material seco ao ar como do solo remoldado a partir da umidade natural (sem secagem prévia). As principais constatações dos ensaios (Tabela 5.6 e Figura 5.16) podem ser resumidas da seguinte forma:

- as amostras preparadas por via úmida exibiram limites de liquidez significativamente inferiores aos obtidos no processo usual (via seca);
- nas determinações do limite de contração, a massa de solo remoldado contraiu-se menos nos ensaios por via úmida do que no procedimento usual;
- nos ensaios por via úmida, as curvas granulométricas das amostras 4.0040.00 e 4.0047.00 acusaram uma redução do teor de argila e um acréscimo na porcentagem de silte;
- secando-se o material em estufa, os valores do *LL* resultaram um pouco abaixo dos obtidos com o processo usual.

Esses fatos reforçam a hipótese de que, no estado natural, ligações diagenéticas exerceriam um papel na elevada consistência do solo da Área 1. Além de Duarte (1986) e Boszczowski (2001), outros autores já haviam observado a influência do processo de secagem nos limites de liquidez e plasticidade de argilas sobre-adensadas cimentadas. De acordo com Casagrande (1949) apud Bjerrum (1967), a secagem da amostra ao ar e seu posterior reumedecimento promove a quebra das ligações entre partículas. A desintegração decorreria da ação das “forças capilares”. Esse fenômeno teria como conseqüência o aumento do *LL*. No preparo por via úmida, a preservação de ligações naturais conduziria a um *LL* mais baixo. Por outro lado, a secagem em estufa poderia agregar as partículas – no presente estudo, este procedimento reduziu discretamente a magnitude do *LL* em relação ao processo usual (via seca).

A validade da interpretação apresentada é reforçada pelo fato das curvas granulométricas do solo remoldado a partir do estado natural terem acusado um menor teor de argila (Figura 5.16). Deve-se notar que tal comportamento ocorreu mesmo com a adição de defloculante.

A elevada rigidez do solo da Área 1, decorrente do sobre-adensamento e das possíveis ligações diagenéticas, se reflete nas curvas características do material

(item 5.5). Na Figura 6.28, estão representados os dados de umidade *versus* sucção de todos os corpos de prova indeformados, nas trajetórias de secagem. Para menores níveis de sucção, a tendência geral das curvas indica que pequenas variações de umidade podem gerar alterações significativas na magnitude da sucção matricial. Uma redução de 1 ou 2 % no teor de umidade pode causar um aumento de 1000-2000 kPa na sucção matricial. Ou seja, a capacidade de sucção é baixa. Esse comportamento torna-se importante à medida que, no campo, as tensões efetivas podem sofrer mudanças consideráveis em função da disponibilidade de água. A relação entre o grau de saturação e a umidade, obtida nas determinações de sucção do solo indeformado (Figura 6.29), indica que tal fenômeno pode se processar mesmo com o solo estando próximo à saturação. Variações de tensão efetiva, evidentemente, interferem na resistência ao cisalhamento. Conforme mencionado no item 3.6, os riscos de ruptura em escavações na Formação Guabirotuba aumentam quando ocorrem precipitações pluviométricas. A redução de sucção matricial exerceria um importante papel nesse processo (ver também item 6.7).

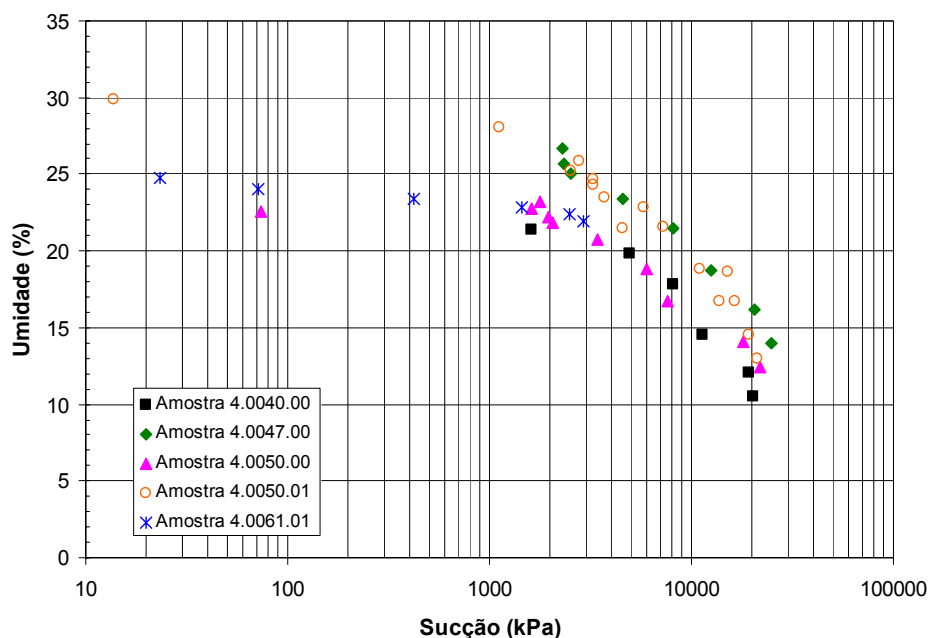


Figura 6.28. Curvas características – amostras indeformadas da Área 1.

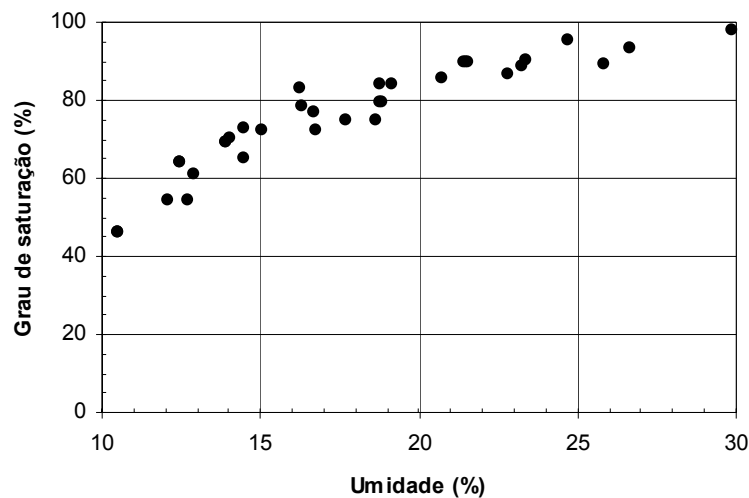


Figura 6.29. Relação entre grau de saturação e umidade, obtidas nas determinações de sucção dos corpos de prova indeformados.

É importante destacar que, apesar da presença de esmectita, os corpos de prova inundados a partir da condição natural apresentaram expansões pequenas. Nos ensaios de adensamento, procedendo-se à inundação com uma tensão vertical nula ou com um pré-carregamento de 5 kPa, foram observadas expansões máximas de 3 %. Nas determinações de sucção dos corpos de prova, a inundação da amostra 4.0050.00 a partir do estado natural ($w = 21,8 \%$) provocou um acréscimo de apenas 0,8 % na umidade. Comportamentos semelhantes foram identificados por Pereira (1999), em amostras na condição natural provenientes de diferentes pontos da Formação Guabirota (Tabela 3.3), e por Boszczowski (2001), que encontrou expansões nulas em ensaios de adensamento com solo da Área 1 do Sítio Experimental. A tendência da expansão se mostrar reduzida quando as amostras estão na umidade natural – mesmo com os elevados níveis de sucção matricial que podem se desenvolver (Figura 6.28) – constitui-se em mais um indicativo da presença de ligações diagenéticas entre partículas.

Os ensaios com solo remoldado do presente estudo (itens 5.4 e 5.5) podem ser úteis para aprofundar a discussão dos mecanismos relacionados com a compressibilidade e a história de tensões do solo da Área 1. Na Figura 6.30, as curvas $e \times \log$ pressão efetiva dos corpos de prova reconstituídos são representadas juntamente com dados da literatura. A comparação envolve diferentes solos analisados por Burland (1990) e uma amostra da Formação Guabirota, ensaiada por Duarte (1986).

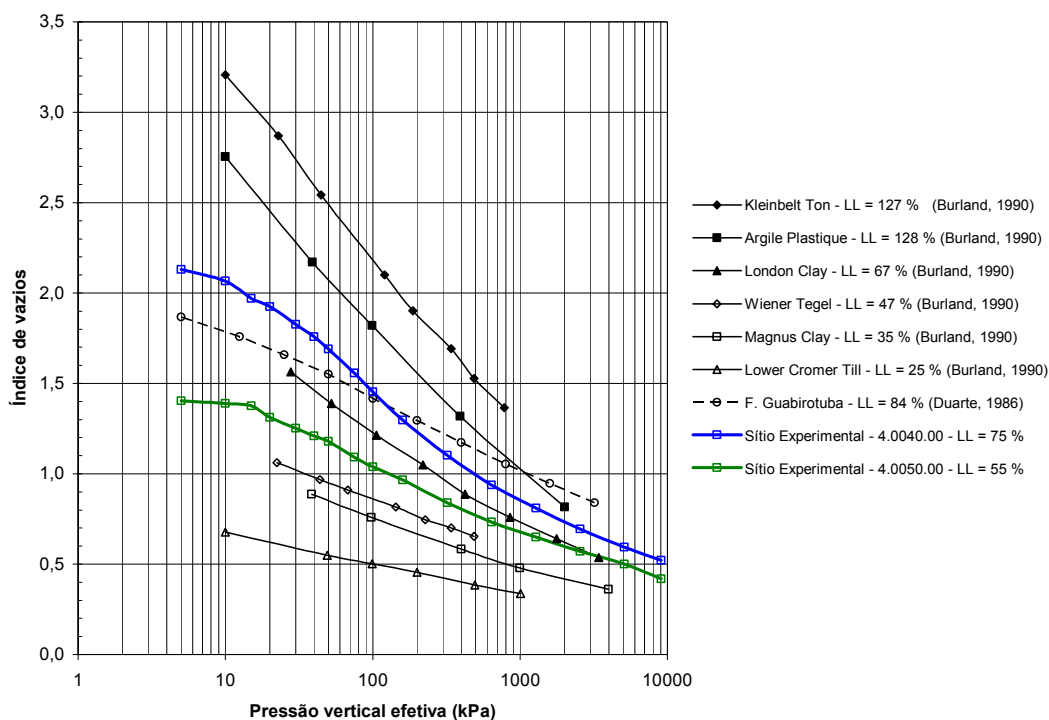


Figura 6.30. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva de solo remoldado – literatura e Sítio Experimental.

As curvas do Sítio Experimental – particularmente a amostra 4.0050.00 – apresentam um trecho inicial mais rígido que, dentre outros fatores, pode estar associado à umidade de moldagem. Dados de Leonards e Ramiah (1959) apud Burland (1990) mostram um comportamento semelhante, para umidade inicial do corpo de prova inferior ao limite de liquidez. No caso da amostra 4.0050.00, o material possuía uma umidade de 52,4 %, um pouco abaixo do LL de 55 %. A amostra 4.0040.00 ($LL = 75 \%$) foi moldada com um teor de umidade de 80,8 %. Conforme apontado por Burland (1990), acima de 100 kPa de tensão efetiva a influência de fatores tais como umidade inicial e duração do estágio de pressão tende a ser menos significativa nos ensaios com solo remoldado.

Para uma dada tensão efetiva, o índice de vazios do material reconstituído depende do valor do limite de liquidez do solo. A compressibilidade também possui relação com o valor de LL . Na Figura 6.30, pode-se verificar que as curvas de solo remoldado do presente trabalho mostram-se consistentes com os dados de Burland (1990). As amostras do Sítio Experimental, que possuem limites de liquidez de 55 e 75 %, se ajustam bem à tendência dos valores do LL das demais curvas.

Entretanto, é interessante notar que a curva de Duarte (1986) não segue a tendência dos outros solos. A compressibilidade da amostra resultou inferior à que seria esperada para a ordem de grandeza de seu limite de liquidez ($LL = 84\%$). Tal fato, mais uma vez, poderia estar associado à presença de ligações entre partículas no solo da Formação Guabirotuba. Duarte (1986) – que havia constatado a influência da secagem no limite de liquidez – utilizou uma amostra reconstituída sem secagem prévia. O autor entendeu que essa condição seria mais representativa do estado natural do solo. Conforme discutido anteriormente, o reumedecimento do material seco ao ar pode destruir uma eventual cimentação. Como o solo ensaiado por Duarte (1986) foi remoldado em via úmida, a partir da umidade natural, é possível que a menor compressibilidade do material deva-se a ligações remanescentes entre partículas. No presente estudo, todos os ensaios com solo remoldado envolveram material seco previamente – ou seja, devido ao reumedecimento posterior, uma maior quantidade de ligações diagenéticas teria sido “desfeita”.

A influência do processo de preparo na compressibilidade do solo reconstituído não chegou a ser diretamente analisada. Entretanto, a tendência do limite de contração e, principalmente, do índice de contração (Tabela 5.6) aumentarem nos ensaios por via úmida, pode ser um indicativo de influência do processo de preparo na compressibilidade.

As determinações de sucção do solo remoldado também podem acrescentar informações importantes. A Figura 6.31 compara dados das medições de sucção na secagem e as curvas $e \times \log$ pressão efetiva dos corpos de prova reconstituídos. As relações índice de vazios \times sucção apresentam um trecho inicial menos compressível, devido ao carregamento prévio de 100 kPa a que foram submetidos os corpos de prova remoldados. À medida que a sucção aumenta, os pontos deslocam-se um pouco à direita do diagrama, seguindo uma tendência semelhante à das curvas dos ensaios de adensamento. Para uma dada sucção, o índice de vazios é maior quando o LL é mais alto. As diferenças de comportamento nas duas formas de ensaio devem-se ao fato da sucção agir isotropicamente, enquanto que na célula edométrica controla-se apenas a tensão efetiva vertical. A tensão efetiva horizontal no ensaio de adensamento do material remoldado tende a ser inferior à tensão vertical, em função do estado normalmente adensado. Boszcowski (2001) encontrou uma relação entre

a tensão efetiva horizontal e a vertical igual a 0,56, na consolidação anisotrópica (trajetória K_0) de solo reconstituído da Área 1. Deve-se notar que uma estimativa de tensões efetivas médias para os ensaios de adensamento indicaria alguma defasagem em relação às curvas obtidas com o papel filtro. Esse fato poderia estar associado a imprecisões da curva de calibração do papel filtro ou, para níveis mais altos de sucção, a alguma influência da componente osmótica. De qualquer forma, tais aspectos podem ser considerados pouco relevantes para os objetivos do presente estudo.

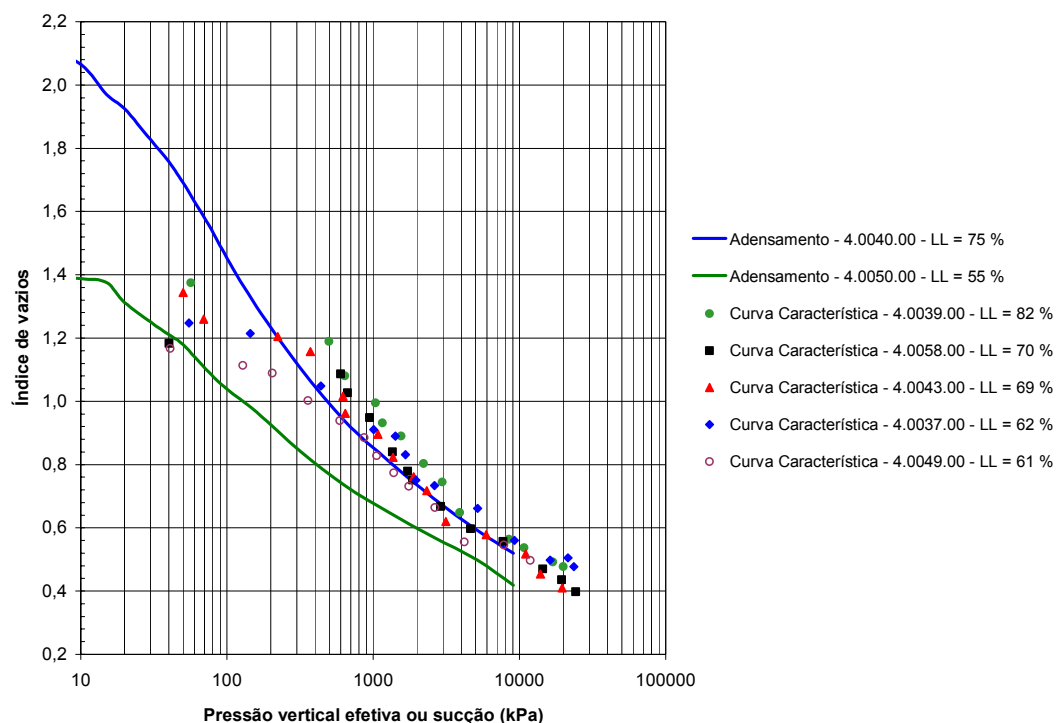


Figura 6.31. Comparação entre as curvas $e \times \log$ pressão efetiva e $e \times$ sucção – solo remoldado.

Os dados da Figura 6.31 mostram que a secagem pode gerar níveis elevados de tensão efetiva, que igualam ou excedem com facilidade as pressões de pré-adensamento do solo. A efetividade da sucção somente se reduz quando os índices de vazios tornam-se inferiores a 0,5. Uma vez que a sucção é capaz de comprimir o solo ao longo de uma faixa de tensões efetivas compatíveis com a magnitude das pressões de pré-adensamento, tem-se que o ressecamento poderia se constituir em um dos agentes de sobre-adensamento dos sedimentos.

A interpretação da origem do sobre-adensamento do solo da Área 1, a partir dos ensaios de adensamento ou curvas características, não deixa de ser especulativa devido à dificuldade de se definir um valor de LL típico e um índice de vazios representativo do estado atual do terreno (Figura 6.22). As possíveis influências do processo de preparo na compressibilidade do solo remoldado tornam questionável a aplicabilidade das curvas obtidas às condições vigentes durante a sedimentação, consolidação e evolução dos sedimentos. A própria definição do valor da pressão de pré-adensamento do terreno não é uma tarefa simples. Entretanto, algumas tendências podem ser delineadas. Em linhas gerais, os dados da presente pesquisa mostram que não é possível conciliar os índices de vazios observados na Área 1 com uma história simples de compressão mecânica ou ressecamento.

A Figura 6.32 compara as curvas $e \times \log$ pressão efetiva do solo indeformado e remoldado. Os trechos virgens dos corpos de prova indeformados se inserem na faixa definida pelas curvas do solo normalmente adensado. Devido à menor compressibilidade, as curvas do material indeformado podem também “cruzar” a relação $e \times \log$ pressão efetiva do solo remoldado, como ocorre na amostra 4.0040.00.

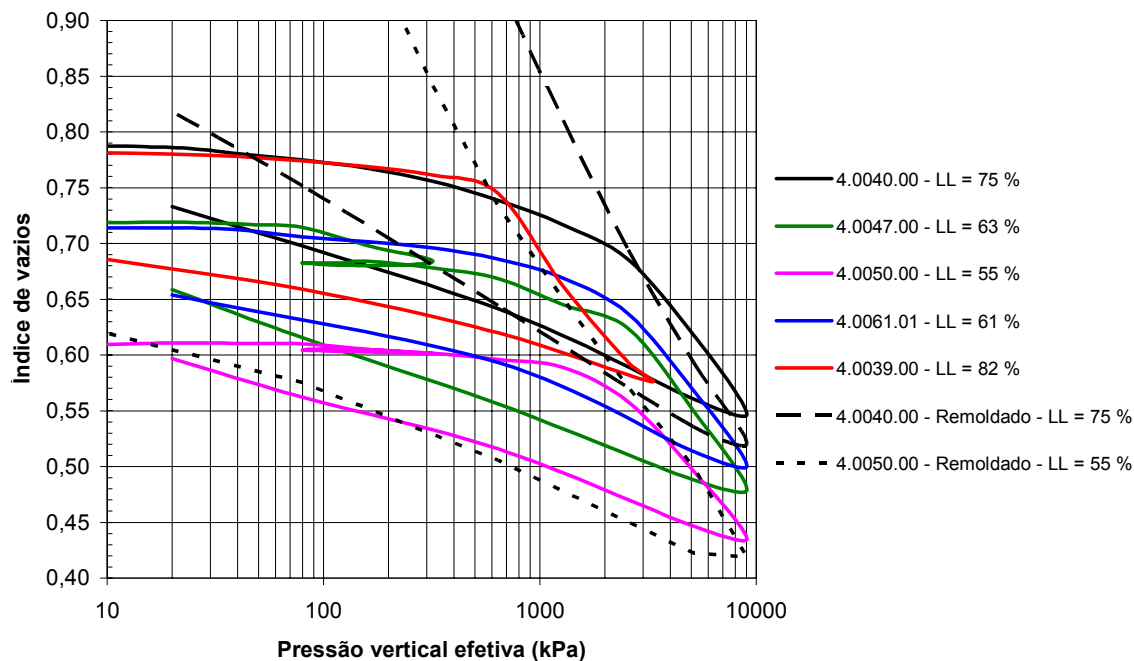


Figura 6.32. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – solo indeformado e remoldado.

Por exemplo, supondo-se que o sobre-adensamento dos sedimentos fosse causado por um processo de deposição seguido de erosão, pode-se analisar os trechos de carregamento e descarregamento dos ensaios de adensamento de solo reconstituído. Para reproduzir os índices de vazios que existem hoje na Área 1 ($0,61 < e_0 < 0,79$) – considerando-se a compressão mecânica decorrente da superposição de camadas de sedimentos e a expansão associada ao descarregamento por erosão – seria necessária uma pressão vertical efetiva máxima em torno de 9000 kPa. Esse valor é muito superior às tensões de cedência encontradas nos ensaios de adensamento com o solo indeformado.

Em outra hipótese, considerando-se uma história de ressecamento, pode-se analisar as curvas características de secagem reunidas na Figura 6.31 e os dados de umedecimento disponíveis (amostra 4.0058.00, Figura 5.39). Caso o ressecamento se desse até a contração residual, um reumedecimento posterior traria o índice de vazios até os níveis observados no presente. Entretanto, mais uma vez a pressão de pré-adensamento resultante desse processo seria muito alta – incompatível com a encontrada nos ensaios.

O índice de vazios atual dos sedimentos da Área 1 poderia ser explicado se, após uma consolidação dos sedimentos por aumento da tensão efetiva, ligações diagenéticas entre partículas se desenvolvessem, tornando o material mais rígido e restringindo a sua capacidade de expansão (e.g. Bjerrum, 1967). Nesse caso, dependendo da rigidez no descarregamento, as pressões efetivas máximas que se fariam necessárias poderiam ser inferiores às tensões de cedência de 2400-2900 kPa encontradas nos ensaios (amostras 4.0040.00, 4.0047.00, 4.0050.00 e 4.0061.01). Os índices de vazios poderiam resultar de valores de σ'_{vm} que não seriam incompatíveis com a hipótese de preenchimento inicial da Bacia de Curitiba até as cotas 940-960 m (Figura 2.7 e item 3.4). Evidentemente, os e_0 observados também poderiam ser decorrentes da ação de ressecamento. Nesse caso, a tensão de cedência estaria diretamente associada à sucção máxima que se desenvolveu no passado. Conforme mencionado no item 2.3, existem indícios de que alternâncias climáticas ocorreram durante o Plioceno e o Pleistoceno, sendo possível um sobre-adensamento por ressecamento.

De acordo com Burland (1990), a relação entre os índices de expansão C_s do solo remoldado e indeformado é um indicador da estrutura e das ligações entre partículas. No presente estudo, esse aspecto pode ser analisado diretamente nas amostras 4.0040.00 e 4.0050.00. No caso do solo da amostra 4.0050.00, há pouca diferença entre os valores de C_s do material remoldado e indeformado. Já na amostra 4.0040.00, essa relação é de 1,6. Outro indicador de ligações entre partículas refere-se ao aumento de C_s com o nível de carregamento (Burland, 1990). Para tensões menores, o índice de expansão seria pequeno, devido à preservação das ligações naturais entre partículas. À medida que as tensões efetivas crescem, o amolgamento progressivo da estrutura aumentaria o valor de C_s . Essa tendência é observada nos ciclos de descarregamento-carregamento intermediários das amostras 4.0047.00 e 4.0050.00, entre 320 e 80 kPa, os quais apresentaram índices de expansão respectivamente 20 e 12 vezes inferiores aos medidos no término dos ensaios.

Na Figura 6.33, as relações $e \times \log$ pressão efetiva do solo remoldado do presente trabalho são comparadas com curvas obtidas por Boszczowski (2001), com material coletado no Sítio Experimental (Poço 4; 3,75 m de profundidade), e por Duarte (1986), que ensaiou um solo proveniente de Araucária (Tabela 3.1, amostra 2). A curva de Boszczowski (2001) mostra uma rigidez superior à das demais amostras indeformadas da Área 1, evidenciando a heterogeneidade do perfil. A curva cruza a faixa do solo remoldado – o trecho “virgem” não fica bem definido. O solo ensaiado por Duarte (1986) possui um índice de vazios mais alto e uma compressibilidade inicial superior à das amostras do Sítio Experimental. É interessante notar que, em relação ao solo remoldado, o trecho virgem da curva de Duarte (1986) mostra-se compatível com o comportamento das relações $e \times \log$ pressão efetiva do presente estudo (Figura 6.32).

Os dados dos solos da Formação Guabirotuba, reunidos na Tabela 3.1 e analisados no item 3.4, podem ser interpretados também com base no comportamento das curvas de solo remoldado. O índice de vazios de um solo natural, dentre outros fatores, é influenciado pela sua plasticidade. No caso de solos normalmente adensados, esse aspecto é demonstrado, por exemplo, por Skempton (1970) apud Burland (1990) e Lambe e Whitman (1979). Apesar das diferentes razões de sobre-

adensamento, na Figura 6.34 pode-se verificar que os índices de vazios dos solos da Tabela 3.1 mostram alguma relação com o limite de liquidez.

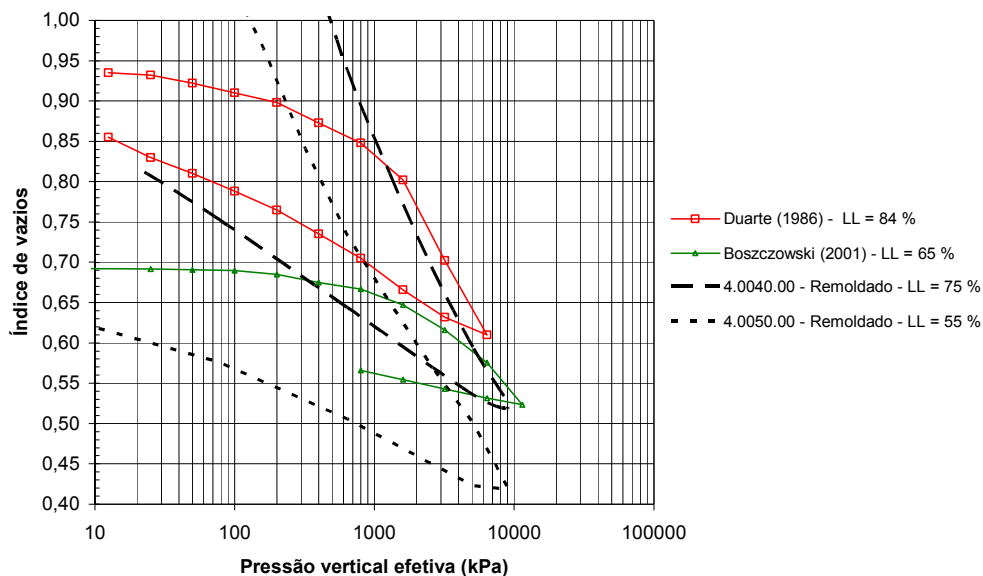


Figura 6.33. Curvas $e \times \log$ pressão efetiva – solo remoldado \times dados da literatura.

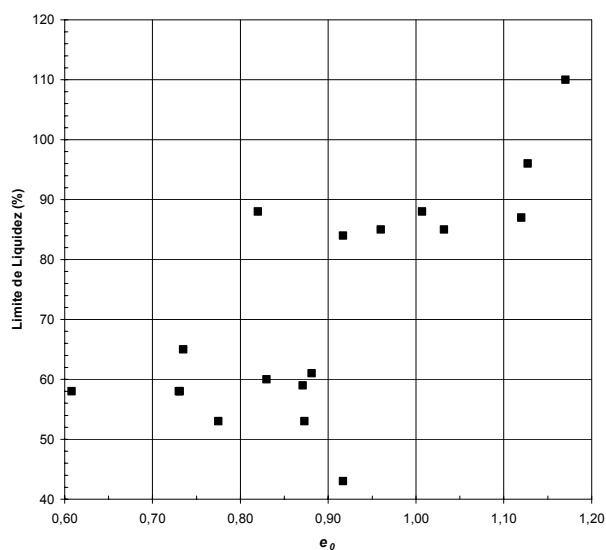


Figura 6.34. Relação entre LL e o índice de vazios na Formação Guabirota.

Uma forma de analisar os dados de solos com plasticidades variadas é proposta por Burland (1990), mediante a normalização dos índices de vazios a partir de propriedades do material reconstituído. Para tanto, o autor sugere o uso do parâmetro I_v (void index):

$$I_v = \frac{e - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} = \frac{e - e_{100}^*}{C_c^*}, \quad (\text{Equação 6.8})$$

sendo e_{100}^* e e_{1000}^* os índices de vazios correspondentes a 100 e 1000 kPa de tensão efetiva do solo remoldado, e C_c^* o índice de compressão nesta faixa de tensões. Valores de I_v negativos correspondem a materiais mais rijos; um I_v positivo está associado a um solo menos consolidado. Burland (1990) sugere que a relação entre I_v e a pressão efetiva do solo reconstituído seria semelhante para materiais com diferentes plasticidades, a qual é denominada *linha de compressão intrínseca (ICL)*. Na Figura 6.35, os dados das curvas das amostras reconstituídas do presente trabalho são comparadas com a *ICL*. Pode-se notar que, embora a normalização dos dados da Formação Guabirota não tenha conduzido a uma relação única, a tendência das curvas não é incompatível com a *ICL* proposta por Burland (1990).

A Figura 6.35 traz também os dados dos vários solos da Tabela 3.1. Os parâmetros I_v foram calculados com a proposta de Burland (1990), que correlaciona e_{100}^* e e_{1000}^* com o índice de vazios e_L no limite de liquidez ($e_L = LL/100 \cdot \delta/\gamma_{\text{água}}$). Da mesma forma como se procedeu no item 3.4, faixas de tensões efetivas foram estimadas, considerando-se tanto o peso específico natural como o peso específico submerso. Deve-se notar que, nessa análise simplificada, eventuais sucções matriciais são desconsideradas.

A análise dos dados da Figura 6.35 evidencia as diferentes razões de sobre-adsensamento (*OCR*) que os sedimentos podem apresentar. Qualitativamente, o *OCR* é dado pelas distâncias dos pontos considerados à linha de compressão intrínseca. Quanto mais os pontos definidos com I_v e a tensão vertical efetiva de campo se afastam da curva do solo reconstituído, maior é o sobre-adsensamento.

Conforme exposto no item 3.4, algumas propriedades dos solos da Formação Guabirota parecem estar relacionadas com a cota da superfície do terreno. Tal fato seria um indicativo de que a bacia sedimentar possuía um nível de preenchimento inicial. Caso essa hipótese seja válida, o sobre-adsensamento dos sedimentos estaria, em parte, associado a processos erosivos. Uma ocorrência de ressecamento ou cimentação poderia aumentar a tensão de cedência em determinados pontos da bacia – o comportamento do solo da Área 1 do Sítio Experimental seria um bom exemplo desta variabilidade.

Na Figura 6.36, os valores do parâmetro I_v são representados em função da altitude (cota) da superfície do terreno. Os dados indicam que pode existir alguma tendência

entre propriedades do solo e a cota, sendo válida uma continuidade de pesquisas com o intuito de tentar confirmar os indícios aqui discutidos. Seria de particular interesse o estudo de terrenos da Formação Guabirota situados acima da cota 930 m e abaixo da cota 900 m. Deve-se notar que os sedimentos não são encontrados com facilidade nessas altitudes.

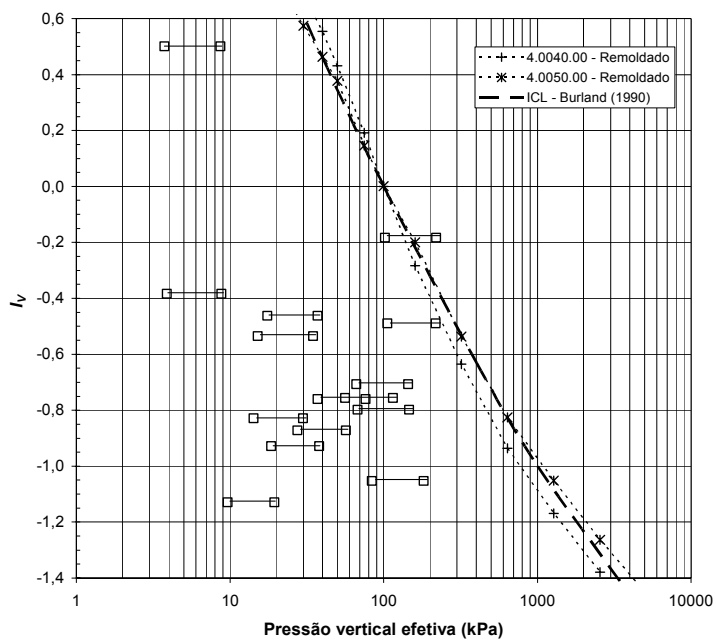


Figura 6.35. Relações entre I_v e a pressão efetiva - Formação Guabirota.

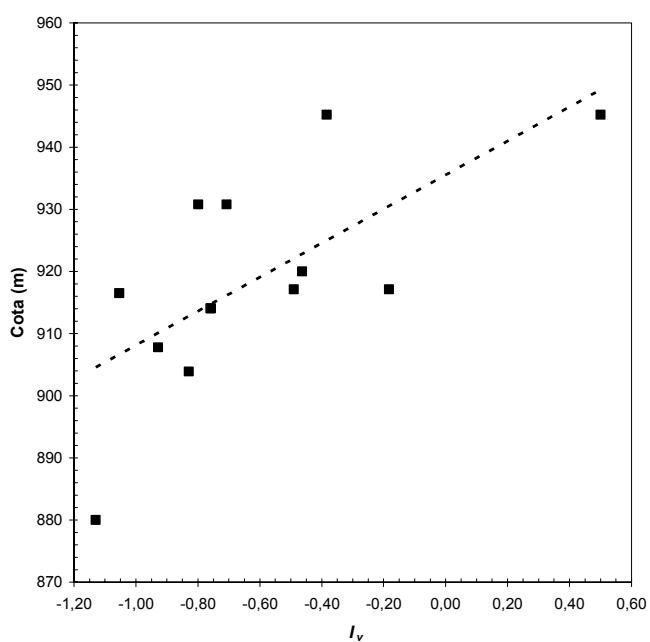


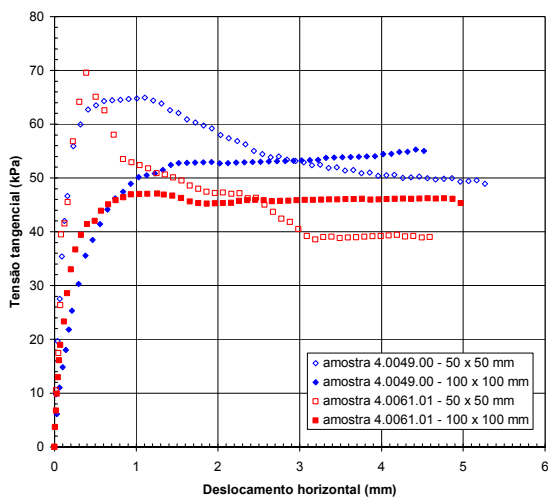
Figura 6.36. Relação entre cota e o parâmetro I_v na Formação Guabirota.

6.7 Resistência ao Cisalhamento: Efeitos de Escala em Laboratório

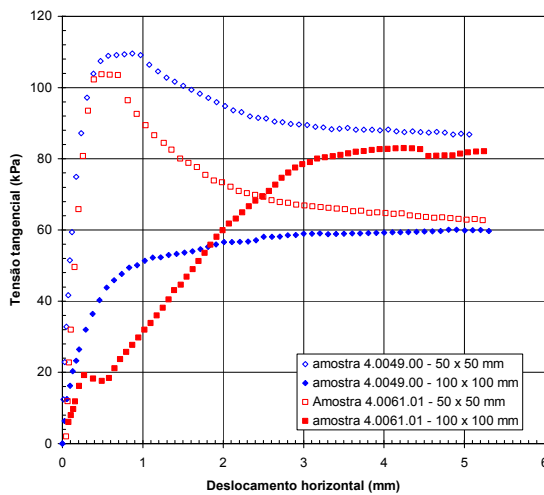
Conforme discutido no item 3.6, o fraturamento reduz a resistência de argilas rijas e duras. Esse fenômeno – que ocorre quando as fraturas favorecem o desenvolvimento da ruptura – torna-se mais intenso à medida que aumenta o volume de solo envolvido no cisalhamento. Possíveis efeitos de escala no campo foram discutidos no item 6.4, a partir dos resultados de provas de carga dinâmicas de estacas escavadas com diferentes diâmetros, executadas na Área 1 do Sítio Experimental (item 4.8). No laboratório, o estudo contemplou ensaios de cisalhamento direto drenados (item 5.6) e triaxiais *CIU* (item 5.7), conduzidos com corpos de prova de dimensões variadas.

Na Figura 6.37, as curvas tensão tangencial \times deslocamento dos ensaios de cisalhamento direto são comparadas. Os resultados das duas amostras utilizadas (4.0049.00 e 4.0061.01) estão agrupados conforme a tensão normal. Analisando-se as informações reunidas na figura, pode-se notar a tendência das curvas dos corpos de prova com 50 mm de lado exibirem um pico, fato que não ocorre nos elementos de 100 mm. A ausência de pico nos corpos de prova de 100 \times 100 mm estaria relacionada com a maior quantidade de fraturas que os mesmos incorporariam. Pode-se perceber também que, após os picos, as tensões tangenciais de alguns corpos de prova de 50 mm aproximam-se das resistências dos elementos de 100 mm.

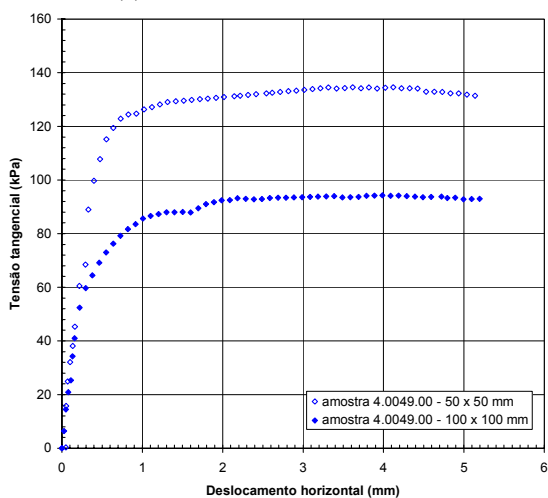
Os comportamentos distintos encontrados nos ensaios de cisalhamento direto, com as duas dimensões de corpo de prova, estão associados a um nítido efeito de escala. Tanto a coesão como o ângulo de atrito resultaram mais baixos nos elementos com 100 mm de lado. Esse fenômeno se verificou em ambos os blocos indeformados que forneceram material para os ensaios (Figuras 5.53 e 5.54). Deve-se notar que, além da contribuição de superfícies polidas e fraturamentos diversos, os efeitos de escala com o solo em questão podem incorporar a influência de nódulos de concreções carbonáticas (Figuras 4.6, 5.63 e 5.64).



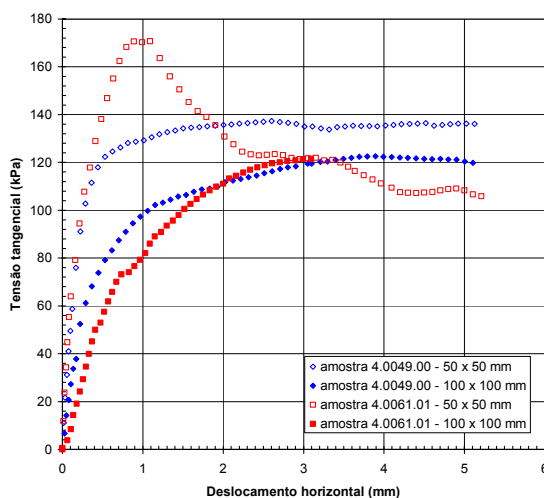
(a) Tensão vertical de 50 kPa.



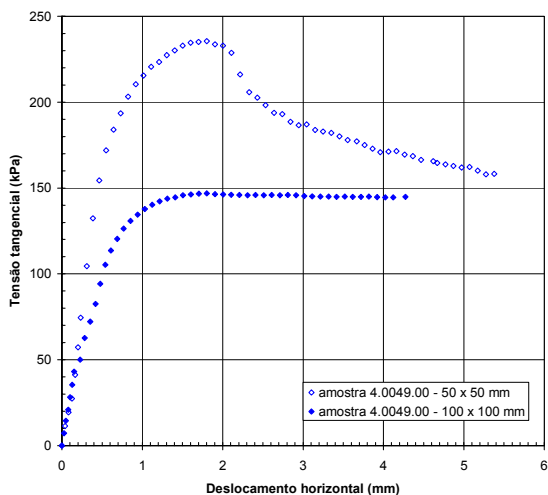
(b) Tensão vertical de 100 kPa.



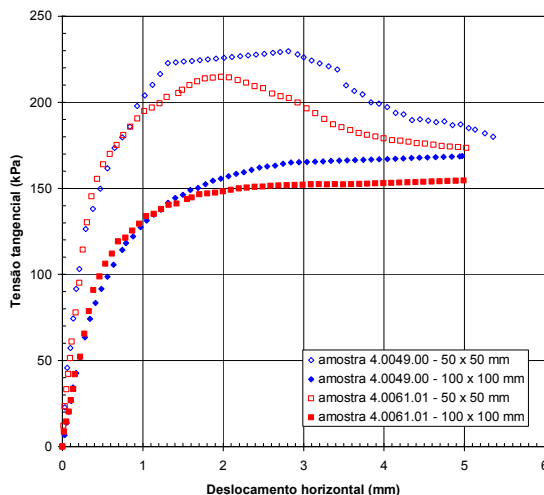
(c) Tensão vertical de 150 kPa.



(d) Tensão vertical de 200 kPa.



(e) Tensão vertical de 250 kPa.



(f) Tensão vertical de 300 kPa.

Figura 6.37. Ensaios de cisalhamento direto - curvas tensão tangencial \times deslocamento.

Outro aspecto importante refere-se à intensidade da variação de volume durante o cisalhamento, que igualmente se mostrou dependente das dimensões das amostras. Para uma dada tensão vertical, o aumento de altura (expansão) foi maior nos corpos de prova de 50 mm de lado (Figuras 5.43, 5.45, 5.47 e 5.49).

Nos ensaios triaxiais *CIU*, a tendência de um comportamento *strain-softening* se tornar mais pronunciado à medida que diminuem as dimensões dos corpos de prova não pôde ser identificada com clareza (Figura 5.59). Talvez uma maior quantidade de ensaios permita avaliar tal aspecto. No presente estudo, independentemente do diâmetro dos corpos de prova, os picos das curvas tensão desviadora *versus* deformação axial mostraram-se relacionados com o nível de tensão efetiva. Esse comportamento pode ser avaliado na Figura 6.38, que reúne todas as curvas tensão × deformação dos ensaios triaxiais. Nos corpos de prova adensados com tensões inferiores a 300 kPa – ao contrário do que ocorre nas tensões mais elevadas – o pico de resistência é pouco perceptível.

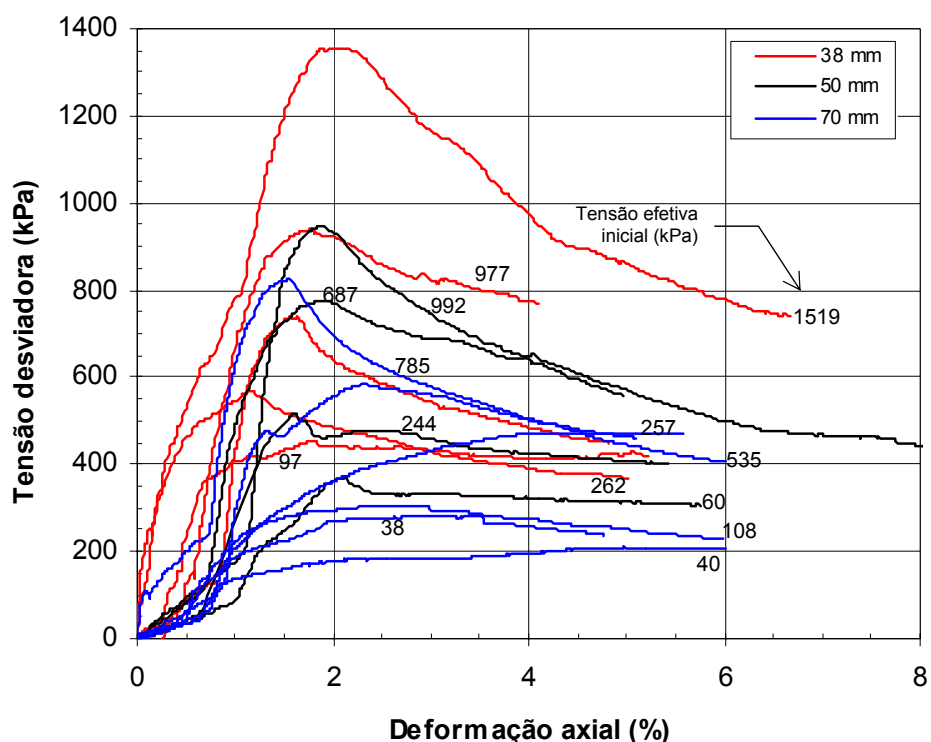


Figura 6.38. Curvas tensão desviadora × deformação dos ensaios triaxiais *CIU*.

O comportamento *strain-softening* – encontrado tanto nos ensaios de cisalhamento direto envolvendo amostras menores (50×50 mm) como nos ensaios triaxiais com tensões confinantes mais altas – evidencia uma feição importante da matriz argilosa do solo. Conforme discutido nos itens 3.5 e 3.6, a queda de resistência após um pico bem definido favorece o desenvolvimento de ruptura progressiva. Nos problemas práticos que envolverem concentrações de tensão e deformações não uniformes, tais como escavações ou taludes (e.g. Skempton, 1964) e fundações (e.g. Meyerhof, 1983), a resistência ao cisalhamento disponível no terreno pode ser inferior à de pico. Por outro lado, a ausência de pico para níveis reduzidos de tensão efetiva já havia sido notada por Marsland (1972), em ensaios triaxiais drenados com a argila de Londres. O autor atribuiu tal comportamento à influência das fraturas. Nessas situações, o solo comporta-se como um material “granular”, com o cisalhamento sendo controlado pelas descontinuidades (item 3.6). Para tensões confinantes mais elevadas, as fraturas tendem a permanecer fechadas – a ruptura se dá também através de material intacto, gerando-se um pico de resistência. No presente estudo, conforme mencionado no item 5.7, após os ensaios não foi possível avaliar se as superfícies de ruptura se desenvolveram por fraturas ou pela matriz argilosa. De qualquer forma, tem-se que a ausência de pico nas tensões efetivas mais baixas é acompanhada de uma intensa geração de poro-pressão negativa. Esse aspecto pode ser analisado na Figura 6.39, que traz as curvas de variação de poro-pressão normalizadas pelas respectivas tensões efetivas iniciais (σ'_0). Por uma questão de clareza, os valores de σ'_0 estão indicados apenas ao lado das curvas dos ensaios em que as poro-pressões assumiram valores inferiores aos do início do cisalhamento. Os dados mostram que as poro-pressões negativas são significativas nos ensaios em que o pico de resistência é pouco pronunciado, os quais envolvem tensões efetivas abaixo de 300 kPa.

Na Figura 6.40, representa-se a variação do parâmetro de poro-pressão A_f com a tensão efetiva inicial e o OCR . No cálculo da razão de sobreadensamento (ou, preferencialmente, *razão de cedência*), considerou-se os dados do bloco indeformado 4.0061.01, que possui um σ'_{vm} de 2600 kPa (item 5.4). O parâmetro de poro-pressão na ruptura assume valores negativos à medida que a tensão efetiva inicial se reduz, o que é compatível com o aumento do OCR . É interessante observar que há ensaios com razões de cedência relativamente elevadas – da ordem de 10 – em que A_f resulta

positivo. Esse comportamento – que se deve à geração de poro-pressão positiva previamente ao pico de resistência – poderia estar associado a uma tendência de “fechamento” de fraturas, devido ao aumento da tensão média. Os dados disponíveis não permitem concluir se o diâmetro do corpo de prova influenciaria o parâmetro A_f . A Figura 6.41 indica que as trajetórias de tensão efetiva seguem um padrão aparentemente constante, independentemente das dimensões dos corpos de prova. Uma única exceção é o ensaio com tensão efetiva inicial de 977 kPa (corpo de prova de 38 mm), que mostra uma tendência distinta dos demais. Uma descrição do comportamento das trajetórias de tensão efetiva pode ser encontrada no item 5.7.

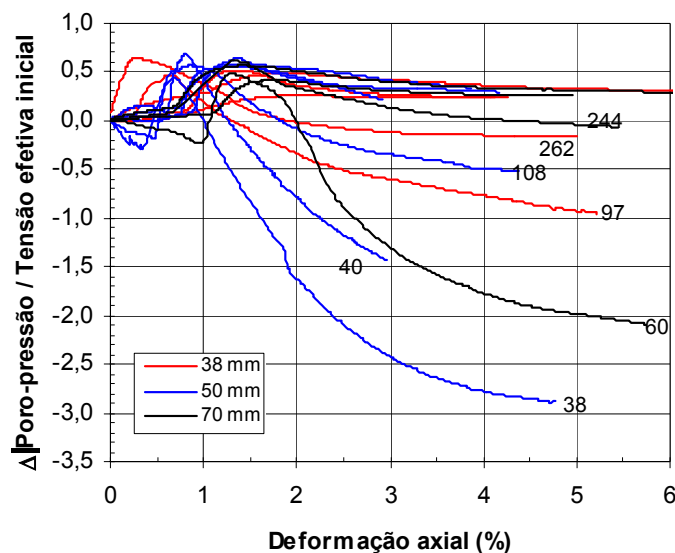


Figura 6.39. Variação de poro-pressão normalizada \times deformação axial.

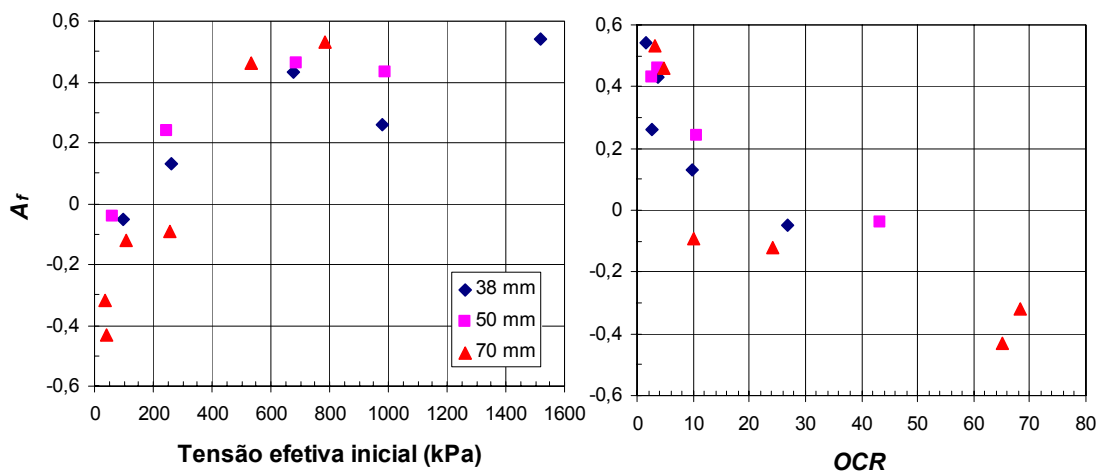


Figura 6.40. Variação do parâmetro A_f com a tensão efetiva inicial e o OCR.

Um aspecto interessante das curvas da Figura 6.41 é que, à medida que σ'_0 se aproxima da tensão de pré-adensamento (ou de cedência), seria esperado que as trajetórias tendessem à de um material normalmente adensado. Um bom exemplo desse comportamento são os ensaios com solo da Formação Guabirotuba apresentados por Massad et al. (1981). Entretanto, nos dados do Sítio Experimental, após 600 kPa de tensão efetiva inicial, aparentemente não ocorrem mudanças significativas no padrão das trajetórias.

Em outra abordagem, pode-se normalizar as curvas tensão \times deformação pelos respectivos valores de σ'_0 , conforme mostrado na Figura 6.42. O comportamento típico de um solo sobre-adensado se verifica para as tensões efetivas iniciais mais baixas, com as curvas normalizadas sendo dependentes do valor de σ'_0 . Entretanto, quando as tensões efetivas iniciais excedem 600 kPa (o que equivaleria a um *OCR* abaixo de 4), as curvas normalizadas passam a ser muito pouco influenciadas por σ'_0 . Não se descarta que, além de efeitos das fraturas, o comportamento do material também incorpore influências de possíveis ligações diagenéticas entre partículas, conforme discutido no item 6.6. A interpretação desse aspecto pode ser aprofundada com a execução de ensaios envolvendo tensões efetivas mais altas, preferencialmente superiores a σ'_{vm} .

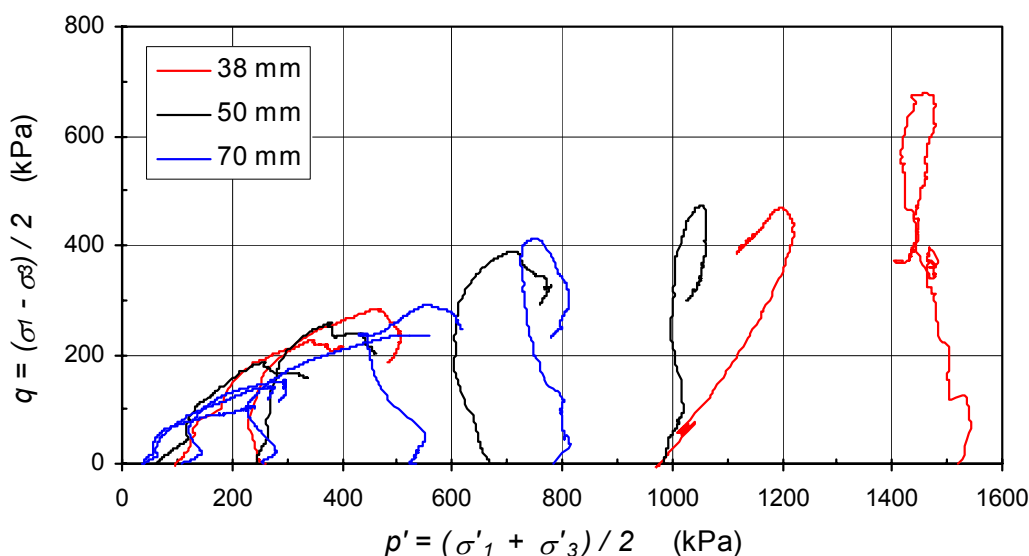


Figura 6.41. Trajetórias de tensão – ensaios triaxiais *CIU*.

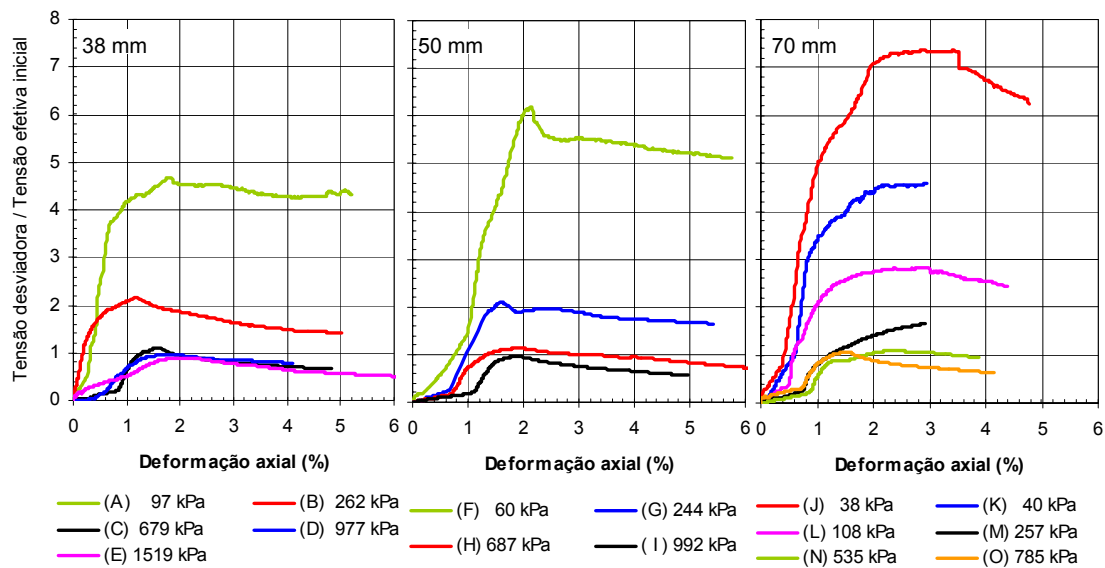


Figura 6.42. Curvas tensão desviadora normalizada × deformação axial – ensaios triaxiais *CIU*.

Assim como nos ensaios de cisalhamento direto, as dimensões dos corpos de prova interferiram nas resistências obtidas nos ensaios triaxiais. Esse comportamento pode ser analisado na Figura 6.43, em termos das resistências não-drenadas (S_u). Os valores de S_u estão representados de acordo com as tensões efetivas iniciais. Para efeito de comparação, procedeu-se a um ajuste linear da tendência dos dados referentes a cada diâmetro de corpo de prova. As resistências dos elementos com 50 mm de diâmetro nominal resultaram ligeiramente inferiores às dos corpos de prova de 38 mm. Entretanto, uma redução significativa ocorre nos elementos de 70 mm. Esse fenômeno – que aparentemente é menos intenso para níveis de tensão efetiva elevados ($\sigma'_0 > 800$ kPa) – se acentua à medida que σ'_0 diminui, evidenciando um efeito de escala.

A resistência não-drenada de argilas sobre-adensadas pode ser relacionada com a tensão efetiva σ'_0 e a tensão de pré-adensamento σ'_{vm} através de uma expressão do tipo:

$$\frac{S_u}{\sigma'_0} = \left(\frac{S_u}{\sigma'_0} \right)_{\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_0} = 1} \left(\frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_0} \right)^m, \quad (\text{Equação 6.9})$$

onde a razão de resistência $(S_u/\sigma'_0)_{\sigma'_{vm}/\sigma'_0 = 1}$ corresponde à condição normalmente adensada e o expoente m é da ordem de 0,8 (Ladd e Foott, 1974; Ladd et al., 1977; Wroth, 1984). Unicamente a título de avaliação dos efeitos de escala, os dados dos

ensaios *CIU* foram analisados na forma da equação 6.9, adotando-se o parâmetro m igual a 0,8 e uma tensão de cedência de 2600 kPa. Através de regressão, obteve-se o valor de $(S_u/\sigma'_0)_{\sigma'_{vm}/\sigma'_0=1}$ correspondente a cada diâmetro de corpo de prova, conforme representado na Figura 6.44a. Nessa análise simplificada, evidentemente $(S_u/\sigma'_0)_{\sigma'_{vm}/\sigma'_0=1}$ deixa de estar associado à condição “normalmente adensada”, sendo meramente o coeficiente angular das retas ajustadas. É interessante observar a tendência de redução dos coeficientes com o aumento do diâmetro (Figura 6.44b). Caso fossem disponíveis dados de ensaios envolvendo dimensões adicionais de corpos de prova, uma representação como a da Figura 6.44b não deixaria de ser uma forma empírica de expressar a variação dos efeitos de escala em laboratório.

Considerando-se parâmetros efetivos de resistência, os resultados da pesquisa podem ser analisados na Figura 6.45, na qual estão representados os círculos de Mohr associados à ruptura e as respectivas envoltórias. Os parâmetros de resistência dos elementos de 38 e 50 mm de diâmetro nominal conduzem a resistências superiores às obtidas com os corpos de prova de 70 mm de diâmetro, particularmente próximo à origem do diagrama (σ'_0 abaixo de 500 kPa). Para a ampla faixa de tensões envolvida nos ensaios com os elementos de menor dimensão (38 e 50 mm), que varia de 60 a 1519 kPa, o intercepto coesivo mostra-se muito alto, em média igual a 114 kPa. O ângulo de atrito efetivo é aproximadamente 21°. Esses ensaios tendem a refletir principalmente parâmetros do solo “íntacto”.

Para a faixa de tensões efetivas iniciais envolvida nos ensaios dos corpos de prova de 70 mm ($38 \leq \sigma'_0 \leq 785$ kPa), as resistências sugerem uma coesão nula, com o ângulo de atrito de 30,7° assumindo um valor típico de um material “granular”. Esse comportamento – que se deve à influência das fraturas – é semelhante ao observado por outros autores em argilas sobreadensadas. Pode-se citar como exemplo o trabalho de Marsland (1972), com a argila de Londres (Figura 3.18), e os ensaios de Singh et al. (1973) apud Morgenstern (1977). A curvatura da envoltória de resistência, abaixo da tensão de cedência, fica mais evidente quando corpos de prova de maiores dimensões são utilizados.

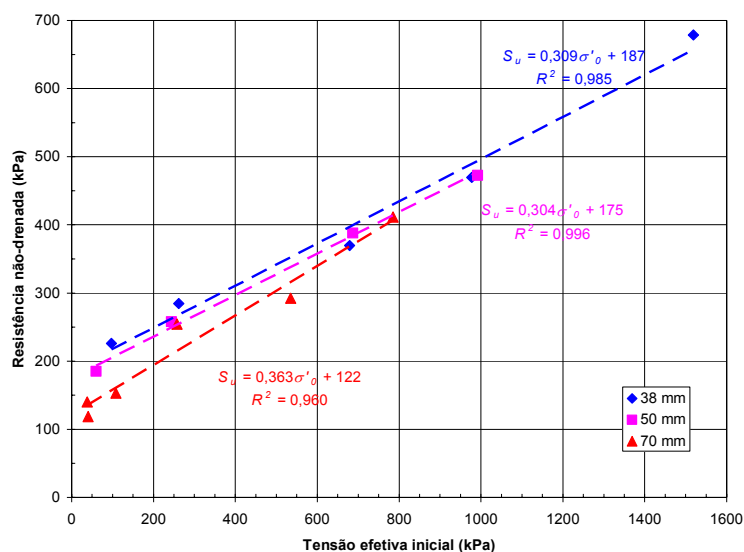


Figura 6.43. Relação entre a resistência não-drenada e a tensão efetiva inicial – ensaios triaxiais CIU.

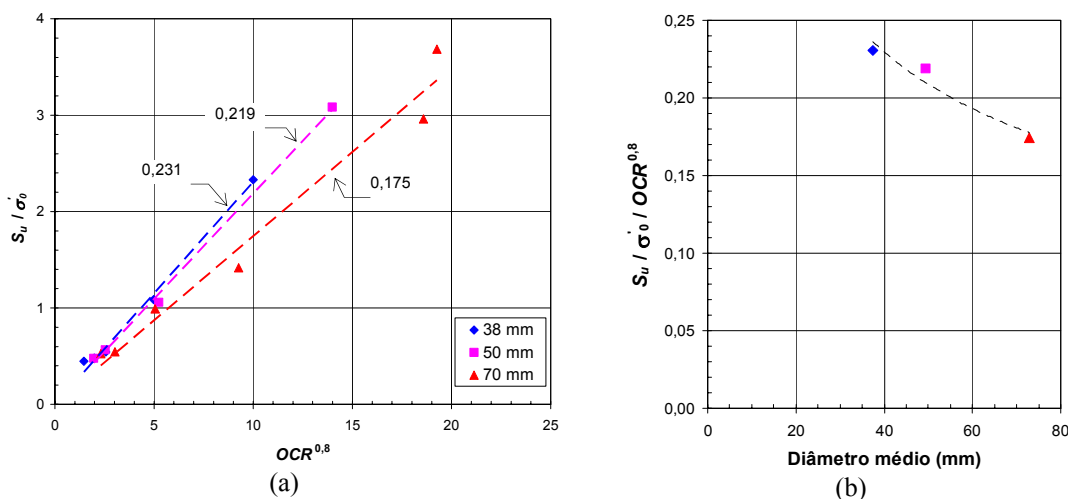


Figura 6.44. Relações entre S_u , tensão efetiva e OCR – ensaios triaxiais CIU.

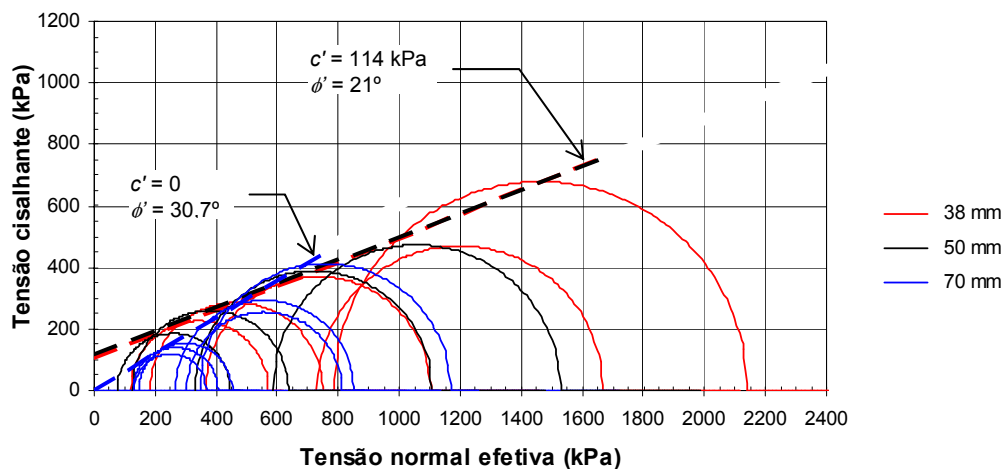


Figura 6.45. Envoltórias de resistência - ensaios triaxiais CIU com amostras de diferentes diâmetros – Área 1 do Sítio Experimental.

Na literatura, a dimensão de amostra acima da qual os efeitos de escala são perceptíveis (vide exemplo da Figura 3.16) é usualmente relacionada com o espaçamento entre fraturas. No presente estudo, os efeitos de escala nos ensaios triaxiais tornaram-se nítidos com um diâmetro de corpo de prova acima de 50 mm. No cisalhamento direto, a influência da dimensão foi identificada comparando-se dados de corpos de prova de 50 mm de lado com elementos de 100 mm. Conseqüentemente, as descontinuidades associadas a esse fenômeno possuem um “espaçamento” da ordem de alguns centímetros. Os efeitos de escala em laboratório estariam relacionados principalmente com as superfícies polidas presentes no material. No caso das estacas escavadas, uma vez que os elementos ensaiados possuem dimensões bem maiores em relação ao espaçamento entre superfícies polidas, é possível que os efeitos de escala passem a ser controlados por outros tipos de descontinuidades. Conforme descrito no item 4.2, os poços executados na Área 1 permitiram a observação de grupos de fraturas, possivelmente de origem tectônica, com espaçamentos da ordem de decímetros. Tais feições poderiam ser responsáveis por efeitos de escala em fundações.

Deve-se notar que os níveis de tensões efetivas comumente encontrados em problemas práticos, tais como taludes ou escavações, muitas vezes situam-se abaixo de 500 kPa. Ou seja, tanto a resistência não-drenada como os parâmetros de resistência efetivos estão associados à faixa de tensões em que os efeitos de escala são pronunciados (Figuras 6.43 e 6.45).

Os dados das curvas características (itens 5.5 e 6.6) são exemplos de como sucções matriciais se desenvolveriam nos maciços da Formação Guabirota. Dependendo da intensidade dessas sucções, as tensões efetivas nos maciços podem assumir níveis elevados – conseqüentemente, uma maior resistência ao cisalhamento seria disponível. Entretanto, conforme discutido no item 6.6, pequenos acréscimos de umidade podem reduzir significativamente a sucção matricial no campo. Sob baixos níveis de tensão efetiva, no curto prazo o fraturamento diminui a resistência não-drenada do terreno. A longo prazo – uma vez que a coesão é praticamente anulada –, a resistência ao cisalhamento dos maciços fraturados da Formação Guabirota passa a ser controlada apenas pelo atrito entre os blocos de material. Esses mecanismos evidentemente podem favorecer uma instabilidade.

Na Figura 6.46, algumas envoltórias de resistência do presente estudo e da literatura são comparadas. A faixa de tensão normal considerada varia entre zero e 350 kPa. Os dados do solo indeformado referem-se aos ensaios de cisalhamento direto (corpos de prova de 50 e 100 mm de lado) e triaxiais (corpos de prova de 70 mm de diâmetro). Os blocos indeformados envolvidos (4.0061.01 e 4.0182.01) – que no campo se situavam muito próximos – possuem propriedades semelhantes (item 5.7). A Figura 6.46 inclui também os ensaios de cisalhamento direto com solo remoldado (amostra 4.0043.00) e uma envoltória de resistência residual simplificada, baseada nos dados de Duarte (1986).

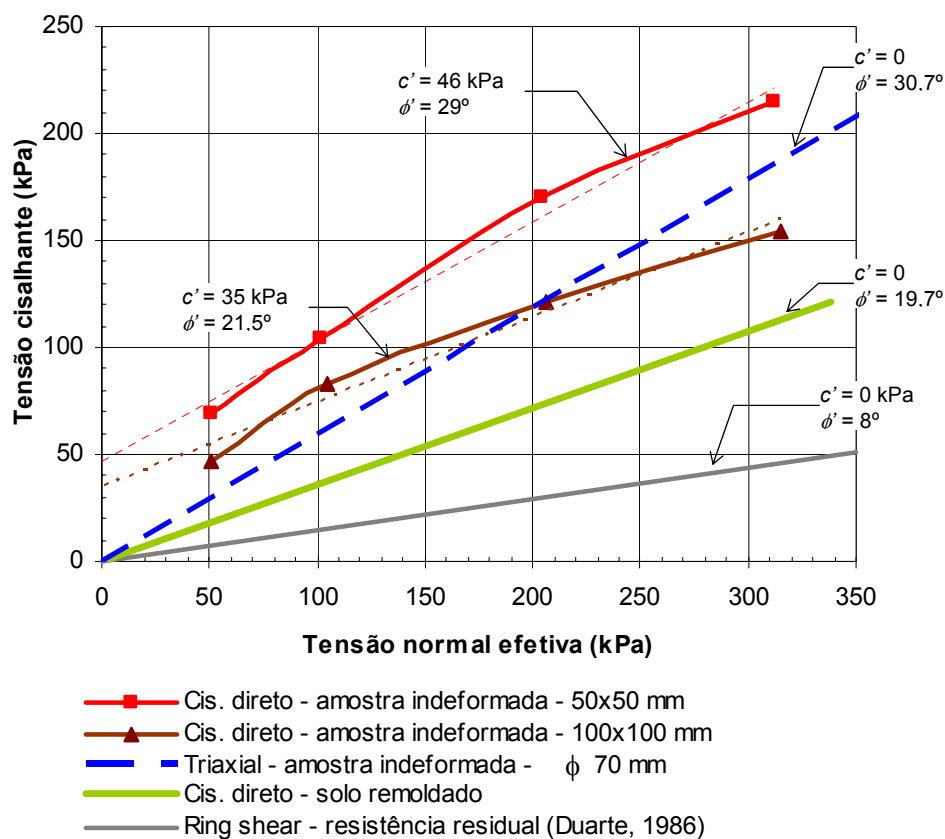


Figura 6.46. Envoltórias de resistência – argilas da Formação Guabirotuba.

A análise das informações resumidas na Figura 6.46 evidencia as diferenças de comportamento do solo da Formação Guabirotuba nos ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. A natureza das solicitações em cada tipo de ensaio (estado de deformação plana \times triaxial) tende a produzir resultados distintos. Um aspecto importante decorre das limitações que a célula de cisalhamento direto traz à

deformação dos corpos de prova. A imposição do modo de ruptura pode conduzir a um intercepto coesivo, mesmo nos corpos de prova de maior dimensão (100 mm de lado). Nesse mecanismo, a mobilização de resistência da matriz do solo assumiria um papel importante. Considerando-se tensões normais na faixa de 50 a 200 kPa, a resistência obtida no cisalhamento direto (100 × 100 mm) mostra-se superior à da condição triaxial (diâmetro de 70 mm). A menor restrição ao modo de ruptura no ensaio triaxial permite que as fraturas do material interfiram com maior intensidade na resistência ao cisalhamento. Esse fato se reflete na envoltória ajustada, sob a forma de uma coesão nula.

Outra questão importante refere-se ao fato de que as informações da literatura não recomendam o uso de parâmetros associados ao pico de resistência, mesmo quando amostras de grandes dimensões são utilizadas. Uma discussão desse aspecto importante, que se relaciona com o projeto de obras em maciços de argilas rijas e duras fraturadas, foi efetuada no item 3.6. A complexidade dos fenômenos envolvidos, tais como a redução de resistência que as fraturas provocam, os possíveis efeitos de “amolecimento” e o desenvolvimento de ruptura progressiva levam à adoção de parâmetros situados entre as condições de pico e residual. Para tanto, as abordagens correntemente utilizadas não deixam de ser empíricas. Um dos critérios consiste no uso dos parâmetros de resistência do solo remoldado, que Skempton (1977) denominou de condição *fully-softened* (item 3.6).

No presente estudo, os dados dos ensaios de cisalhamento direto com solo remoldado, reproduzidos na Figura 6.46, ilustram como os parâmetros de resistência de pico seriam “minorados” com a abordagem empírica. Deve-se notar que, por questões operacionais, o solo reconstituído foi consolidado sob 100 kPa de tensão vertical, previamente à moldagem dos corpos de prova, e o cisalhamento envolveu uma velocidade mais alta que recomendada (item 5.6). A plasticidade da amostra remoldada ($LL = 69\%$) é um pouco superior à do solo indeformado ($LL = 61\%$). De qualquer forma, é interessante notar que a envoltória do material reconstituído – que possui um ângulo de atrito de $19,7^\circ$ – conduz a resistências intermediárias entre a condição de pico do ensaio triaxial (amostras de 70 mm) e a residual obtida por Duarte (1986). Para efeito da comparação, as duas envoltórias mostradas na Figura 6.46 foram ajustadas pela origem.

No microscópio eletrônico, a análise de superfícies polidas do solo do Sítio Experimental sugere uma orientação de partículas (item 5.2.2), que é uma característica da condição residual (itens 3.5 e 3.6). No caso dos fraturamentos tectônicos, a movimentação cisalhante ocorrida no passado praticamente não deixa dúvida de que a resistência seria próxima à residual. As imagens do microscópio eletrônico permitiram discernir uma suave ondulação nas superfícies polidas, a qual poderia contribuir para aumentar ligeiramente a resistência disponível. É importante observar que freqüentemente se verifica a deposição de minerais ao longo das descontinuidades, ou ainda a formação de películas de alteração devido à percolação de água. Estrias também podem se fazer presentes. A influência desses fatores na resistência ao cisalhamento das fraturas ainda precisa ser melhor compreendida. Entretanto, dados de ensaios ao longo de descontinuidades mostram que, após um pequeno pico, a resistência destas feições tende rapidamente para a residual (item 3.6, e.g. Skempton et al., 1969). Caso a resistência das fraturas esteja próxima à condição residual, o pouco atrito disponível poderia reduzir significativamente os parâmetros operacionais dos maciços da Formação Guabirotuba.

Deve-se observar que, na argila de Londres, a resistência *fully-softened* mostra-se comparável à das fraturas (Skempton, 1977), as quais não são “polidas” como as da Formação Guabirotuba. Se as fraturas efetivamente controlam os parâmetros operacionais do maciço – fato que a experiência londrina não permite descartar – o uso do critério *fully-softened* na Formação Guabirotuba pode resultar não conservador. Potts et al. (2000) mencionam situações em que os parâmetros de resistência associados à ruptura resultaram inferiores aos do solo remoldado. A intensidade do fenômeno de ruptura progressiva exerceria um papel preponderante no controle da resistência disponível. Por sua vez, o desenvolvimento de ruptura progressiva dependeria da magnitude do coeficiente de empuxo no repouso. Conseqüentemente, a aplicabilidade do critério da resistência *fully-softened* no dimensionamento de obras na Formação Guabirotuba, ou mesmo em outros solos do *Rift* Continental do Sudeste do Brasil, ainda precisa ser investigada. Para tanto, a retro-análise de escorregamentos seria particularmente útil, no sentido de se avaliar os parâmetros operacionais dos maciços.