

# RESISTÊNCIA NÃO DRENADA NAS "CAMADAS DE PRAZERES" – VALORES TEÓRICOS VS VALORES EXPERIMENTAIS

## UNDRAINED SHEAR STRENGTH OF "CAMADAS DE PRAZERES" – THEORETICAL VS EXPERIMENTAL VALUES

Lopes Laranjo, Mafalda; *Escola Superior de Tecnologia e Gestão – IPVC, Viana do Castelo, Portugal, mlopes@estg.ipvc.pt*

Matos Fernandes, Manuel; *Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, mfern@fe.up.pt*

### RESUMO

As formações Miocénicas constituem grande parte do subsolo da cidade de Lisboa. De entre as unidades litoestratigráficas identificadas na Série Miocénica destacam-se as "Camadas de Prazeres", solos sobreconsolidados, que frequentemente interessam as obras construídas na zona mais nobre da cidade. A caracterização mecânica destes solos reveste-se de particular interesse, dada a crescente utilização do espaço subterrâneo da cidade. O elevado número de obras de cariz geotécnico que nas últimas décadas tem sido construído em Lisboa, gerou um considerável acervo de resultados relativos às características físicas e mecânicas destas formações. Num trabalho desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto acerca das argilas miocénicas de Lisboa, foi realizada uma análise do conjunto de resultados de ensaios laboratoriais e de campo efetuados nestas formações, que estavam dispersos pelas empresas que os efetuaram ou donos de obra que os requereram. Os parâmetros de resistência em termos de tensões totais, extremamente relevantes neste tipo de solos, foram reunidos e tratados numa tentativa de estabelecer um quadro de referência acerca destas propriedades que interessam ao projetista. A presente comunicação apresenta os resultados recolhidos e tratados relativos à resistência não drenada e uma discussão acerca do modo como os valores experimentais se podem relacionar com os valores teóricos. São apresentadas as principais dificuldades inerentes ao tratamento conjunto de resultados de ensaios efetuados em condições distintas, sobre amostras recolhidas a diferentes profundidades e à influência que o critério de rotura adotado tem sobre os resultados obtidos para este parâmetro.

### ABSTRACT

Miocene Soils form an important part of Lisbon underground. Although its lithostratigraphic units comprise a large variety of soils and rocks, soils prevail. Among clayey soils, "Camadas de Prazeres" are an overconsolidated formation, frequently involved in the construction of structures in the city centre. Its mechanical characterization is of particular interest, as the development of the city is leading to an increasing use of underground space, namely with the construction of underground parking facilities, buildings with underground floors and the expansion of the subway lines. Given the number of significant and complex geotechnical construction works over the last decades, a considerable collection of data has been produced, concerning physical and mechanical properties of Camadas de Prazeres. Included in a research work undertaken at the Faculty of Engineering of Porto University about Miocene clay's properties, these data were collected and treated in order to provide a reference framework for these formation's geotechnical parameters. Undrained shear strength is a fundamental parameter on the behaviour of clays. Results from several laboratory and field tests, performed on samples of Camadas de Prazeres from several locations and depths, were analysed in the attempt of establishing a useful framework for geotechnical designers. This paper describes the collected and treated results on undrained shear strength and a discussion on how theoretical values relate to experimental ones. The paper describes the main difficulties associated with the treatment of results, and discusses the influence of failure criteria on the computation of undrained shear strength.

### 1 - INTRODUÇÃO

A Bacia Cenozóica do Baixo Tejo ocupa uma vasta área de Portugal e constitui uma bacia simétrica em relação à extensa Bacia do Alto Tejo, centrada na região de Madrid (Pais, 2004). Esta bacia formou-se no início do Terciário, quando a região se afundou entre falhas e os detritos colúviais provenientes das zonas periféricas se acumularam. A sua história geológica é bastante complexa e resulta da interação entre movimentos tectónicos da crosta terrestre, nomeadamente ao longo de uma falha na zona Sul do Tejo, e oscilações do nível do mar. A alternância de níveis continentais e marinhos e a presença de fósseis permitiu estabelecer para a Bacia uma rigorosa cronologia de eventos (Antunes *et al.*, 1998a; Antunes *et al.*, 1998b).

A Série Miocénica de Lisboa corresponde à sedimentação quase contínua, ao longo de 16 Milhões de Anos (M.A.), na zona vestibular do rio Tejo (Antunes *et al.*, 2000). A sequência de eventos transgressivos e

regressivos, com avanços e recuos da linha de costa na região de Lisboa e de Setúbal conduziu à deposição de cerca de 300 m de sedimentos (Almeida, 1991). A Série Miocénica de Lisboa é considerada como um referencial na Europa Ocidental, devido à sua localização geográfica e à presença alternada de níveis continentais e marinhos, que possibilita o estabelecimento de uma rigorosa série de acontecimentos (Almeida, 1991).

Os primeiros depósitos da Série foram as Argilas e Calcários dos Prazeres, constituídos por conglomerados, areias, margas e siltes glauconíferos, e recentemente denominados por Camadas de Prazeres (Pais *et al.*, 2006). Da sequência de ciclos deposicionais e da variação de ambientes continentais e marinhos, é possível identificar na Série Miocénica uma vasta gama de solos e de rochas, sendo os solos predominantes. De entre os solos que a constituem, assumem particular relevância as Camadas de Prazeres, que incluem argilitos, argilitos siltosos, argilitos margosos e margas (Zbyszewski, 1947).

Na Carta Geológica de Lisboa (Moitinho de Almeida, 1986) é possível verificar que as Camadas de Prazeres ocupam grande parte do subsolo da cidade, e se desenvolvem em áreas de elevado interesse patrimonial e histórico. A realização de obras de cariz geotécnico nestas áreas requer naturalmente que se conheçam com propriedade as características de resistência e deformabilidade das formações em estudo.

Incluído num estudo acerca dos parâmetros caracterizadores destas formações efetuado na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, foram recolhidos e tratados os resultados de inúmeras campanhas de prospeção que foram conduzidas nas últimas décadas, acompanhando o crescimento de cidade e a sua inevitável expansão para o subsolo (Lopes Laranjo, 2013). Este valioso acervo inclui elementos de caracterização dos solos obtidos em zonas distintas da cidade, relativos a ensaios de campo e (ou) de laboratório. O seu tratamento sistemático possibilitou aprofundar o conhecimento acerca das características físicas e mecânicas destas formações, que interessam ao projetista.

A presente comunicação centra-se nos elementos relativos à resistência não drenada, que constitui um parâmetro caracterizador fundamental nos solos de cariz argiloso. Apresenta-se os resultados obtidos do tratamento de dados existentes e discute-se as dificuldades inerentes à sistematização da informação. Apresenta-se ainda uma proposta de correlação entre os valores teóricos e os valores experimentais obtidos para estas formações.

## **2 - MATERIAL E MÉTODOS**

### **2.1 - Metodologia**

A recolha e tratamento de elementos existentes é um processo moroso e complexo, na medida em que a informação recolhida tem proveniências diversas, estando organizada de modo também diverso. Todos os relatórios geológico-geotécnicos identificam o local onde foram recolhidas as amostras e (ou) realizados os ensaios, mas estes locais têm que ser sobrepostos na Carta Geológica de Lisboa para verificar se correspondem a zonas onde surgem as formações alvo do estudo. Passada esta triagem inicial, é necessário escolher apenas os que interessam as Camadas de Prazeres, e excluir todos os outros. No caso das características mecânicas, é ainda necessário organizar os dados em função dos ensaios que contêm.

Em relação à resistência não drenada, foram selecionados apenas os relatórios que continham resultados de ensaios triaxiais, e de ensaios com os pressiómetros de Ménard e Autoperfurador. Para as Camadas de Prazeres foi possível reunir resultados de ensaios triaxiais realizados sobre 86 amostras provenientes de 10 localizações, e de profundidades entre os 2 m e os 34 m. Foram ainda tratados os resultados de 146 ensaios com o pressiómetro de Ménard, correspondentes a 16 locais diferentes, e realizados a profundidades que variaram entre 3,5 m e 46,5 m, e de 33 ensaios com o Pressiómetro Autoperfurador, realizados entre 8,2 m e 40,1 m de profundidade, na unidade Camadas de Prazeres.

### **2.2 - Ensaios triaxiais**

#### **2.2.1 - Generalidades**

A maior parte dos ensaios triaxiais tratados são de compressão, realizados a partir da consolidação isotrópica das amostras e posterior corte não drenado (*CIU*), embora também tenham sido tratados para as Camadas de Prazeres resultados de ensaios não drenados de compressão e de extensão, com consolidação para as tensões de repouso ( $CK_0U$  e  $EK_0U$ ). As condições em que os ensaios foram conduzidos são descritas na maior parte dos relatórios através da indicação do tipo de consolidação, isotrópica ou anisotrópica ( $K_0$ ), e da tensão de consolidação adotada ( $\sigma'_c$ ). Os resultados dos ensaios são em geral fornecidos sob a forma de tensão de desvio na rotura  $(\sigma_1 - \sigma_3)_r$ , e de excesso de pressão de água nos poros na rotura ( $\Delta u_f$ ). Alguns relatórios incluem ainda a listagem dos resultados dos ensaios, possibilitando a determinação das tensões totais e efetivas em diferentes etapas da deformação, enquanto outros fornecem apenas os valores obtidos para as tensões de rotura.

Importa referir que apesar de se conhecer a profundidade a que todas as amostras foram recolhidas, nem sempre se conhece a posição do nível freático, pelo que a determinação das tensões em repouso nem sempre foi possível. A relação entre os estados de tensão inicial e induzido pelo ensaio não é a mesma em todos os ensaios, pelo que a comparação dos resultados não pode ser feita diretamente. Neste contexto, os resultados dos ensaios triaxiais são difíceis de interpretar, uma vez que correspondem a amostras com diversos graus de sobreconsolidação. Também a forma como os ensaios foram conduzidos e o critério de rotura adotado influenciam os resultados obtidos e dificultam a sua análise conjunta. De qualquer forma, a partir dos resultados das tensões obtidos na rotura foi possível estabelecer uma envolvente e identificar os parâmetros resistentes de pico destes solos, com bons coeficientes de determinação.

### 2.2.2 - Tensão de consolidação do ensaio

As Camadas de Prazeres são solos sobreconsolidados, com graus de sobreconsolidação da ordem de 6,0 e tensões de pré-consolidação da ordem ou acima de 1000 kPa (Marques *et al.*, 1997; Marques, 1998; Marques *et al.*, 2000; Lopes Laranjo, 2013). As relações tensão-deformação em solos sobreconsolidados são complexas, já que para tensões inferiores à tensão de pré-consolidação a deformação se processa a uma taxa reduzida, e quando esta tensão é ultrapassada a deformação aumenta significativamente. A realização de ensaios triaxiais pressupõe a recolha de amostras, a sua consolidação para determinada tensão e a posterior aplicação das tensões de corte.

Com a amostragem ocorre descompressão da amostra: as tensões totais diminuem até zero e, sendo a amostra intacta, logo não experimentando variações de volume, fica sujeita a tensões efetivas isotrópicas desconhecidas. Ao consolidar a amostra para posteriormente a levar à rotura por corte, no laboratório, está-se a instalar um determinado estado de tensão efetiva, que não é necessariamente igual ao que existe na Natureza.

Tendo em conta os intervalos de variação das tensões de repouso, de pré-consolidação e de consolidação nos ensaios, verifica-se que as condições em que estes foram conduzidos correspondem a tensões de consolidação do ensaio mais ou menos afastadas para baixo em relação ao valor da tensão de pré-consolidação. Nos casos em que a tensão de consolidação estiver mais aquém da tensão de pré-consolidação, as amostras estarão a ser ensaiadas num estado mais sobreconsolidado. No caso dos ensaios com consolidação  $K_0$ , ou seja com  $\sigma'_{vc} = \sigma'_{v0}$  (CK<sub>0</sub>U), pode definir-se o grau de sobreconsolidação do ensaio igual ao grau de sobreconsolidação do solo *in situ*,  $R_{oc}$ , definido pela equação [1].

$$R_{oc} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad [1]$$

No caso de ensaios com consolidação isotrópica (CIU) pode definir-se um grau de sobreconsolidação do ensaio através da equação [2].

$$R_{oc}^{CIU} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_c} \quad [2]$$

Em suma, pode concluir-se que nenhum destes ensaios foi realizado com solo normalmente consolidado. Com efeito, os ensaios foram realizados para  $R_{oc}^{ensaio}$  muito variável, sendo nalguns casos menor e noutros maior do que  $R_{oc}$ , o que traz algumas dificuldades à interpretação. Importa no entanto notar que, apesar de haver diferenças impostas pela tensão de consolidação do ensaio, em todos os casos o ponto de partida se situa no ramo de recompressão da curva, que apresenta um declive bastante pequeno, pelo que as diferenças estruturais resultantes das alterações nas tensões deverão ser relativamente reduzidas.

### 2.2.3 - Critério de rotura

Uma dificuldade que surgiu ao longo desta análise prendeu-se com a forma de determinar as tensões de rotura. De entre os critérios para identificação da rotura existentes, utiliza-se geralmente o de máxima tensão de desvio, entendida como a diferença entre as tensões principais máxima e mínima ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ), ou o de máxima razão entre as tensões efetivas principais ( $\sigma'_1 / \sigma'_3$ ), também designado por critério de máxima obliquidade (de La Beaumelle, 1991; Jen, 1998; Abdulhadi, 2009; House, 2012).

A comparação de elementos com diferentes origens, pressupõe que se estabeleça apenas um critério para identificar a rotura e se utilize sempre o mesmo para o conjunto dos resultados analisados. Embora a maior parte dos relatórios analisados identifique a rotura no ponto onde a tensão de desvio atinge o valor máximo, Marques (1998) mostram que este critério nem sempre é adequado, por não ser possível identificar apenas um ponto de máxima tensão de desvio, preferindo este autor utilizar o critério de máxima razão entre as tensões efetivas principais.

A Figura 1 procura ilustrar esta questão. Considere-se um ensaio de compressão triaxial com consolidação isotrópica, realizado sobre uma amostra de solo sobreconsolidado. Os diagramas tensão-extensão do ensaio terão sensivelmente a forma apresentada na Figura 1a. Utilizando como critério de rotura o ponto onde é máxima a tensão de desvio, representado por P, as tensões de rotura são geralmente maiores do que as que se obtêm quando se considera que a rotura acontece para a máxima razão  $\sigma'_1 / \sigma'_3$ , representada

na figura pelo ponto Q. Em relação ao valor do excesso de pressão de água nos poros verifica-se que quando a tensão de desvio atinge o seu valor máximo, este diagrama terá certamente entrado já em patamar, pelo que o excesso de pressão neutra na rotura será inferior ao que se obteria adotando outro critério.

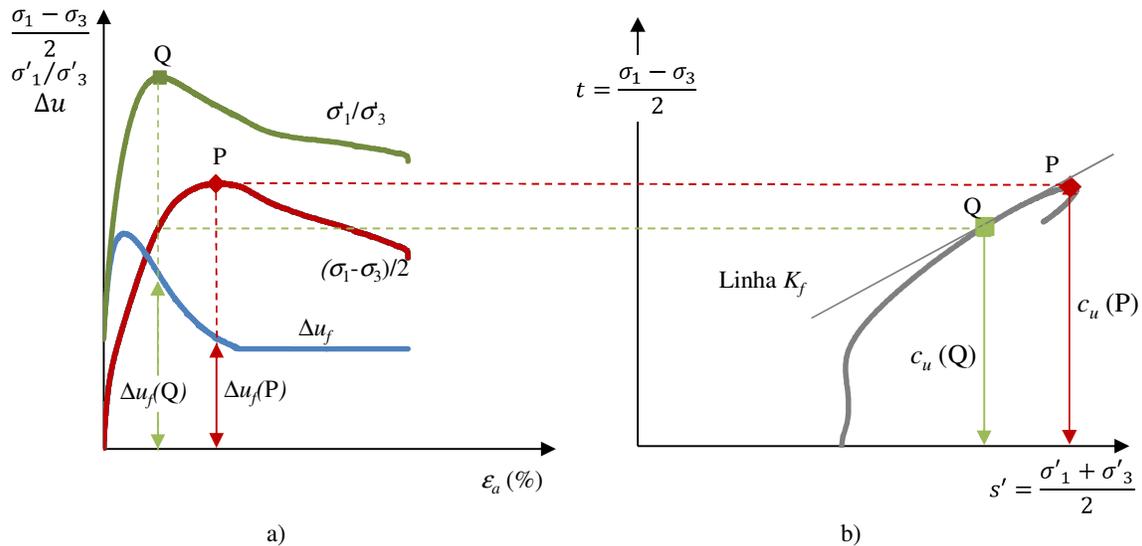


Figura 1- a) Curvas tensão deformação obtidas em ensaios de compressão triaxial sobre amostras sobreconsolidadas; b) Trajetória de tensões num ensaio CIU com identificação das tensões de rotura para diferentes critérios

A Figura 1b mostra num diagrama  $(s', t)$  a trajetória de tensões efetivas seguida pela mesma amostra durante um ensaio de compressão triaxial com consolidação isotrópica. A trajetória parte de um ponto sobre o eixo das abcissas e evolui no sentido em que aumentam  $s'$  e  $t$ . Pode verificar-se que a partir do ponto em que se atinge a linha  $K_f$ , a trajetória de tensões se desenvolve ao longo da mesma, até ao final do ensaio, quando as tensões começam a diminuir. Os pontos P e Q representados na figura correspondem aos dois critérios de rotura em análise, ou seja, ao de máxima tensão de desvio e de máxima obliquidade, respetivamente.

Dado que a trajetória de tensões evolui ao longo da linha  $K_f$ , os parâmetros de resistência em termos de tensões efetivas não se alteram significativamente com a consideração de um ou outro critério de rotura. Já em relação à resistência não drenada, uma vez que esta corresponde a metade da tensão de desvio na rotura ( $t$ ), a adoção de um ou outro critério condiciona significativamente os resultados obtidos. A consideração de diferentes critérios de rotura irá influenciar também o valor do parâmetro  $A_f$  de Skempton, já que em P e em Q são diferentes quer os valores de  $\Delta\sigma_{1f}$  quer os valores de  $\Delta u_f$ .

### 2.3 - Ensaios de campo

Os elementos fornecidos pelos boletins de ensaio com o pressiómetro de Ménard identificam na maior parte dos casos os valores do módulo pressiométrico ( $E_M$ ) e da pressão limite ( $p_\lambda$ ). A correta definição destes parâmetros pressupõe que a curva do ensaio, que relaciona a pressão  $p$  com o volume da cavidade  $v$ , seja próxima do diagrama fundamental do ensaio, ilustrado na Figura 2, que apresenta forma de S.

O trecho inicial da curva (AO) tem concavidade voltada para cima, e corresponde à fase de enchimento da membrana para encosto às paredes do furo e para ultrapassar a resistência provocada por lama eventualmente usada na furação. Esta expansão inicial é função do estado do terreno após o alívio de tensão que decorre do pré-furo e depende naturalmente do grau de perturbação introduzido. A parte subsequente da curva representa a resposta do terreno em que se dá a deformação da cavidade, com um trecho inicial aproximadamente linear (AB) de comportamento pseudo-elástico, seguido da evolução das deformações com plastificação progressiva até se entrar no trecho final (BC), interpretado como a fase em que o solo se deforma em regime plástico, que é curva e com concavidade voltada para baixo, e tende para uma assíntota horizontal que define a pressão limite ( $p_\lambda$ ).

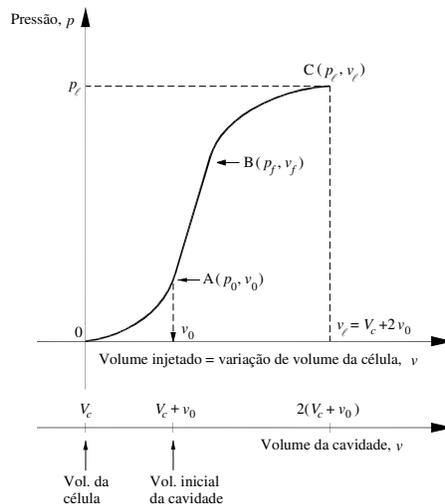


Figura 2 – Diagrama típico do ensaio com o pressiómetro de Ménard (Matos Fernandes, 2011)

Sendo o ensaio realizado num pré-furo, os seus resultados são bastante condicionados pela perturbação e pela descompressão do solo envolvente, que conduz a curvas muitas vezes distintas das que se obtém com o pressiómetro autoperfurador. No entanto, em solos rijos, em que outros ensaios têm pouca aplicação e é mais fácil executar a furação com melhor qualidade, os resultados são em muitos casos bastante satisfatórios (Matos Fernandes, 2011). A estimativa da resistência não drenada a partir destes resultados é feita com base na bibliografia (Cassan, 1978; Briaud, 1992) através da equação [3], com  $\beta = 15$  para argilas de resistência elevada, ou seja que apresentam elevados valores de  $p_u$ .

$$c_u = \frac{p_\lambda}{\beta} \quad [3]$$

O ensaio com o pressiómetro autoperfurador de Cambridge (SBPT) é o único ensaio de campo que permite caracterizar o estado de tensão em repouso, a deformabilidade e os parâmetros de resistência do maciço, sendo os seus resultados passíveis de interpretação teórica com aproximação (Matos Fernandes, 2011). A validade destes resultados será sempre dependente do método de instalação do equipamento e dos critérios de medição usados (Clarke, 1995). Trata-se de um ensaio que apresenta um custo bastante elevado, uma vez que a operação do equipamento é complexa, demorada e exige mão-de-obra qualificada.

A determinação da resistência não drenada a partir dos resultados do ensaio SBPT pode ser feita por dois métodos: o método em que se admite que o solo tem comportamento elástico-perfeitamente plástico; e o método em que se considera que o comportamento do solo é elasto-plástico com amolecimento, ou seja, que após o pico a resistência exhibe uma redução.

A análise da expansão da cavidade cilíndrica em condições não drenadas para um solo com comportamento elástico-perfeitamente plástico resulta na relação entre a pressão na cavidade ( $\psi$ ) e a expansão da mesma (Sousa Coutinho, 1988), expressa na equação [4]:

$$\Psi = \sigma_{h0} + c_u \left[ 1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) + \ln\left(\frac{\Delta V}{V_0}\right) \right] \quad [4]$$

Tendo em conta que a pressão limite ( $p_\lambda$ ) é a pressão necessária para duplicar o volume da cavidade, que no caso do ensaio SBPT não é possível alcançar uma vez que tal implicaria a perda de integridade da membrana, tem-se:

$$p_\lambda = \sigma_{h0} + c_u \left[ 1 + \ln\left(\frac{G}{c_u}\right) \right] \quad [5]$$

Para solos com este comportamento, a representação da pressão  $\psi$  em função de  $\ln(\Delta V/V)$  resulta numa reta cujo declive é a resistência não drenada ( $c_u$ ) a partir de um determinado nível de tensão correspondente à fase plástica (Gibson & Anderson, 1961), como mostra a Figura 3.

Importa referir que todas as curvas foram tratadas para corrigir o efeito da rigidez da membrana.

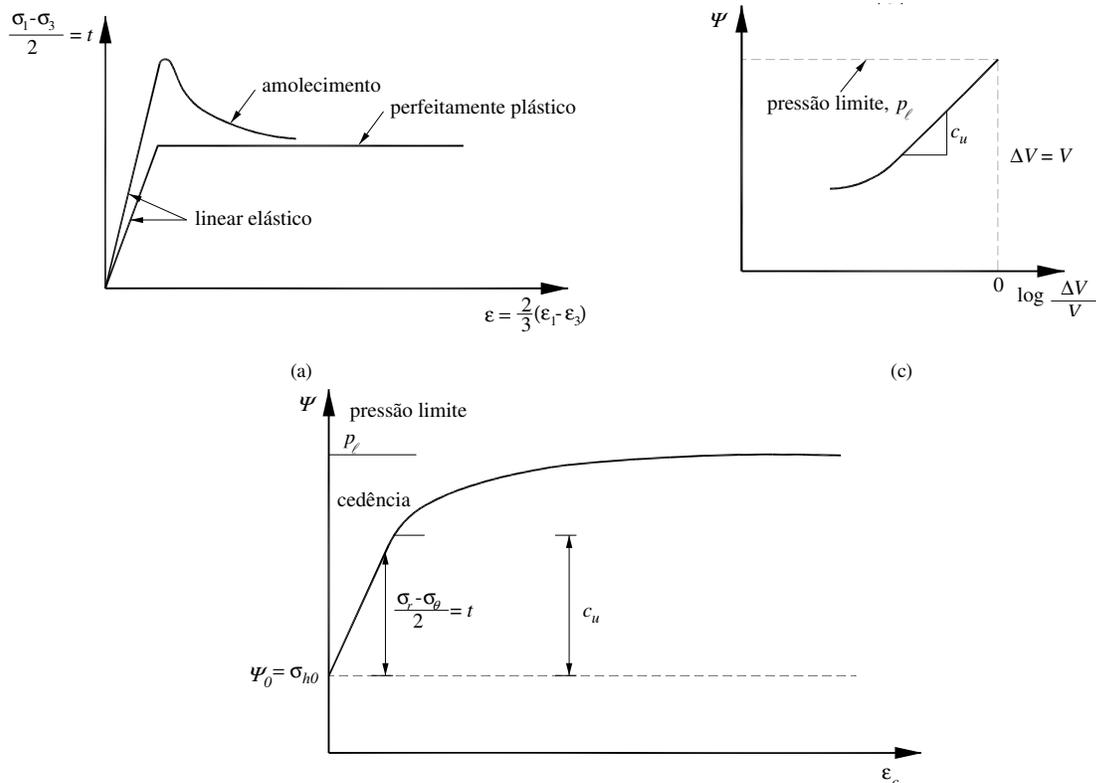


Figura 3 - Interpretação dos resultados do ensaio SBPT a) Comportamento idealizado do solo; b) relação entre a pressão e a expansão; c) medição de  $c_u$  para um solo elástico-perfeitamente plástico (Cotecchia, 1996).

Caso se considere que o solo tem um comportamento elasto-plástico, exibindo amolecimento a partir de um determinado nível de tensão, pode demonstrar-se que para uma trajetória de tensões inteiramente não drenada em meio homogêneo e saturado se tem

$$\tau_u = \frac{d\psi}{d \ln \left( \frac{\Delta V}{V} \right)} \quad [6]$$

Em que  $(\Delta V/V)$  é a deformação volumétrica corrente da cavidade (Palmer, 1972). A resolução desta equação para cada nível de expansão da cavidade fornece a trajetória das tensões de corte ao longo do ensaio, possibilitando a determinação das tensões de corte máxima ( $\tau_{u,max}$ ) e residual ( $\tau_{u,res}$ ), mas é muito sensível a pequenas variações nos dados. A resistência não drenada ( $c_u$ ) será o valor máximo do declive da curva  $\psi - \ln (\Delta V/V)$ , como mostra a Figura 4, o que aparentemente corresponde à expressão de Gibson & Anderson (1961).

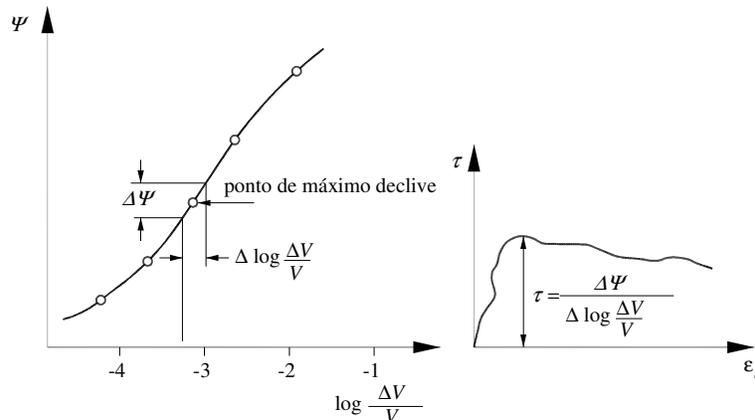


Figura 4 - Curvas  $\psi - \ln (\Delta V/V)$  e  $\tau-\epsilon_c$  obtidas em ensaios SBPT

Com efeito, fica a ideia de que a análise de Gibson & Anderson (1961) é um caso particular da análise de Palmer (1972), e se for aplicada à parte final da curva de expansão do solo com comportamento elasto-plástico dará um valor médio da resistência não drenada pós-pico (Clarke, 1995).

### 3 - RESULTADOS

#### 3.1 - Ensaios triaxiais

##### 3.1.1 - Tensão de pré-consolidação

Para estabelecer uma relação entre a resistência não drenada *in situ* e a profundidade capaz de representar os resultados analisados, e tendo em conta que a tensão de consolidação do ensaio condiciona a resistência não drenada do solo, procurou-se escolher de entre os resultados disponíveis para vários provetes em cada localização, apenas aqueles em que a tensão de consolidação do ensaio fosse próxima do valor dado pela equação [7], que deverá corresponder ao que é de esperar *in situ*. Na Figura 5 apresenta-se os resultados de ensaios triaxiais realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso.

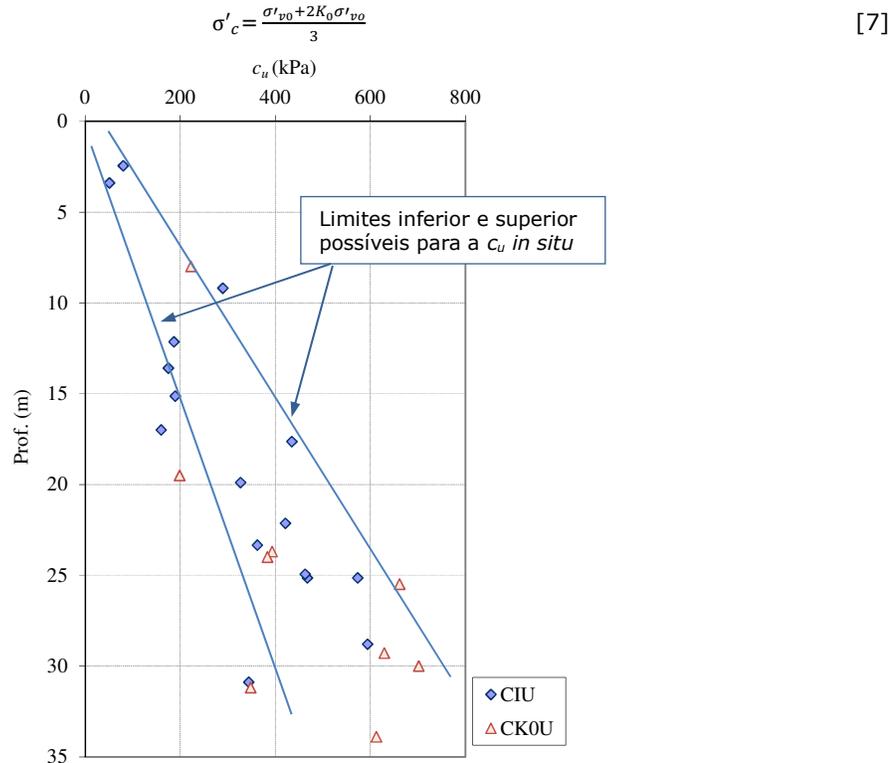


Figura 5 - Resistência não drenada em profundidade obtida em ensaios triaxiais de compressão nas amostras das Camadas de Prazeres, com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso

Os resultados apresentados corresponderão certamente a um estado sobreconsolidado que é o que ocorre na Natureza para esta formação, e são estes valores *in situ* que podem ser comparados com os resultados de ensaios de campo, que se discutem a seguir.

Se de um solo normalmente consolidado se tratasse, os valores da razão  $c_u/\sigma'_{v0}$  deveriam rondar os 0,2 a 0,4 (Ladd *et al.*, 1977; Matos Fernandes, 2006), pelo que à medida que a tensão de consolidação do ensaio se aproxima do valor da tensão de pré-consolidação, a razão  $c_u/\sigma'_c$  deveria tender para aquele intervalo de valores. O que se verifica, é que mesmo para as tensões de consolidação mais elevadas, aquela razão é bastante superior, indicando claramente que todas as amostras estão a ser ensaiadas num estado sobreconsolidado.

##### 3.1.2 - Expressão teórica

O estabelecimento de um valor razoável e bem fundamentado para a resistência não drenada das Camadas de Prazeres, com base nos resultados de ensaios triaxiais tratados revestiu-se de muitas dificuldades. Tendo em conta a variabilidade e a incerteza associada aos vários parâmetros de que a resistência não drenada depende, pensou-se então em procurar os valores teóricos de  $c_u$ , definidos pela equação [8], e compará-los com os resultados experimentais. Com esta aproximação procurou-se verificar se, a partir dos parâmetros de resistência em tensões efetivas e das tensões efetivas verticais de repouso, se poderão estimar os limites inferior e superior para a resistência não drenada que será de esperar *in situ*, limites estes que serão balizados pelos valores do parâmetro  $A_f$ .

$$c_u = \frac{c' \cos(\phi')}{1 - \sin(\phi') + 2A_f \sin(\phi')} + \sigma'_{v0} \frac{\sin(\phi')(K_0 + A_f - K_0 A_f)}{1 - \sin(\phi') + 2A_f \sin(\phi')} \quad [8]$$

A Figura 6 mostra os valores da resistência não drenada obtidos nos ensaios triaxiais de compressão realizados com tensões de consolidação próximas das tensões de repouso e os valores que se obtêm para  $c_u$  usando a expressão [8]. Os valores adotados para  $A_f$  foram de -0,1 e 0,3, e  $K_0$  adotado foi considerado igual a 1,0 para os ensaios CIU e igual a 0,8 para os ensaios CK0U.

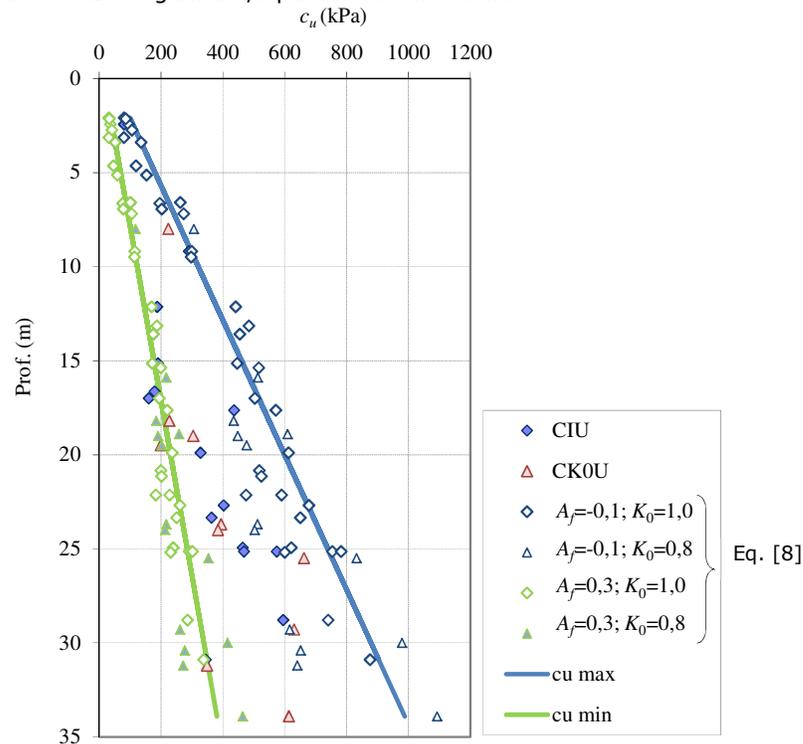


Figura 6 - Valores teóricos e valores experimentais da resistência não drenada em ensaios triaxiais de compressão em amostras das Camadas de Prazeres

A figura mostra ainda duas retas que foram obtidas a partir das regressões lineares dos valores calculados por aplicação da expressão teórica, e são definidas em função da profundidade ( $z$  em m) pelas equações [9] e [10], com coeficiente de determinação igual a 0,98. Pode verificar-se que há um bom ajuste entre os valores experimentais e os valores teóricos, pelo que aquelas retas podem constituir os limites à direita e à esquerda para o que será de esperar em termos de resistência não drenada *in situ* em solos desta unidade.

$$c_{u\max} = 27,93z + 41,06 \quad [9]$$

$$c_{u\min} = 10,76z + 15,82 \quad [10]$$

### 3.2 - Pressiómetro de Ménard

Nas Camadas de Prazeres, os resultados obtidos dos ensaios com o pressiómetro de Ménard foram bastante dispersos, como mostra a Figura 7a. O módulo pressiométrico, determinado a partir de valor de  $G$  de acordo com a equação [11], apresenta-se bastante disperso, a variar entre 5,9 MPa e 288 MPa, com valor médio igual a 87,7 MPa. Em relação à pressão limite,  $p_\lambda$ , os resultados analisados fornecem valores que variam entre 0,78 MPa e 14,6 MPa, com valor médio de 5,1 MPa.

$$E_M = 2(1 + \nu)G_M \quad [11]$$

Na Figura 7b mostra-se os valores da resistência não drenada obtidos pela aplicação da equação [3], com  $\beta = 15$  para argilas de resistência elevada. Importa referir que estes resultados vão de encontro aos que se apresentam na bibliografia para esta unidade geológica (Almeida e Sousa, 1998; Marques, 1998).

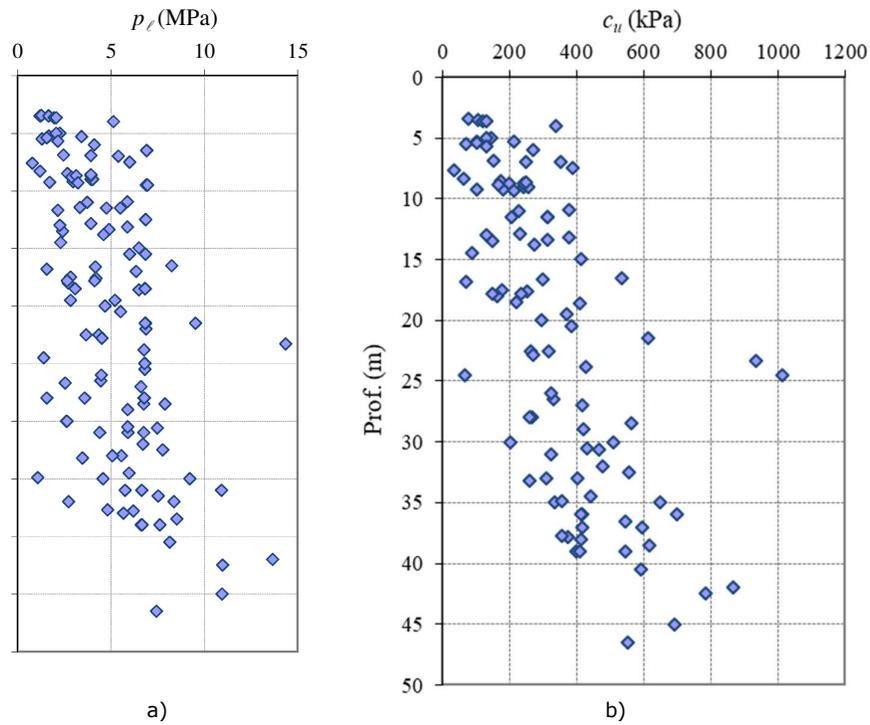


Figura 7 - Resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard realizados nas Camadas de Prazeres: a) pressão limite; c) Resistência não drenada

### 3.3 - Pressiómetro Autoperfurador

Dos resultados tratados para as Camadas de Prazeres foi possível obter os valores de  $c_u$  de acordo com Gibson & Anderson (1961) e também os valores da resistência máxima ( $\tau_{max}$ ) e residual ( $\tau_{res}$ ) de acordo com Palmer (1972), como mostra a Figura 8.

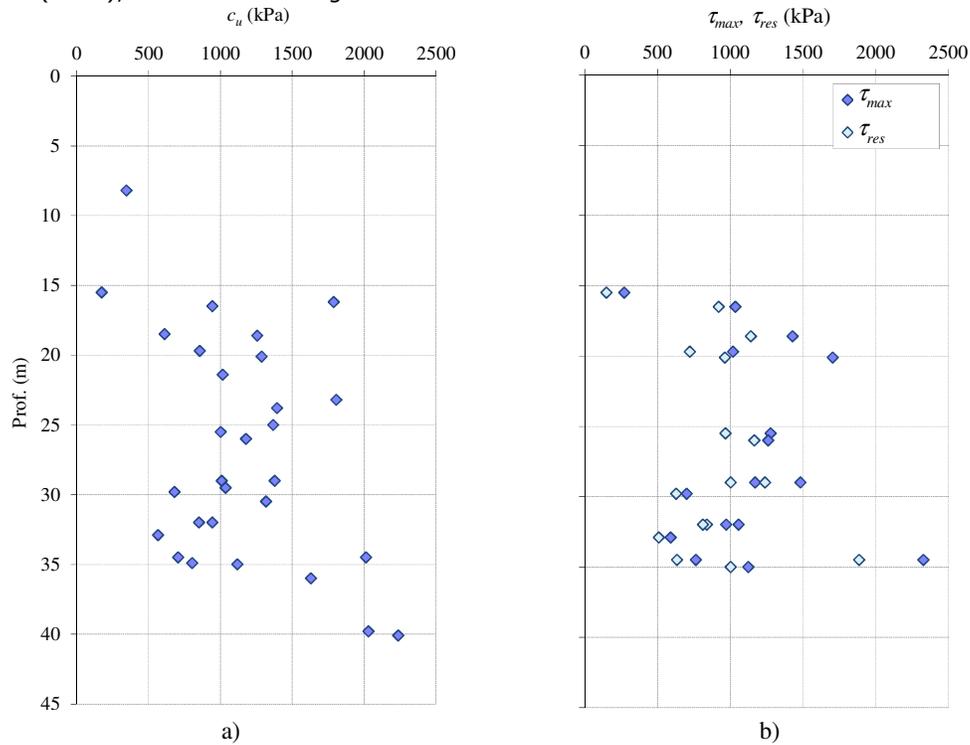


Figura 8 - Resistência não drenada obtida de ensaios SBPT nas Camadas de Prazeres de acordo com: a) Gibson & Anderson (1961); b) Palmer (1972)

Pode verificar-se que os valores da resistência não drenada são muito elevados em ambos os métodos. Para as Camadas de Prazeres, se se excluírem os dois valores mais baixos, que curiosamente pertencem ao mesmo local, este parâmetro varia entre 566 kPa e 2236 kPa, com valor médio de 1215 ( $\pm$  454) kPa.

A abordagem de Palmer (1972), que permite determinar a resistência para diferentes níveis de tensão-deformação, mostra claramente que depois de se atingir o valor máximo da resistência o solo sofre amolecimento, pelo que os valores de  $\tau_{res}$  são sempre inferiores aos de  $\tau_{max}$ , como mostra a Figura 8b. Deve ainda notar-se que os valores da resistência máxima de Palmer são sempre ligeiramente superiores aos de  $c_u$  de Gibson & Anderson, o que resulta de o patamar de cedência no comportamento elástico-perfeitamente plástico corresponder a um nível mais baixo de tensão-deformação.

Apesar de o SBPT ter bastante potencial na medida em que o equipamento perturba pouco o solo ao penetrar, há alguma preocupação em saber se os parâmetros que o ensaio fornece são de confiança (Penumadu & Chameaud, 1997). Esta preocupação surge em especial para a resistência não drenada, cuja grandeza é substancialmente mais elevada quando avaliada a partir do SBPT do que a partir doutros ensaios de campo ou de laboratório (Silvestri & Diab, 2001; Silvestri, 2003). Os principais aspetos que influenciam a resistência não drenada obtida do SBPT prendem-se com as dimensões finitas da membrana, as alterações nas características do solo aquando da instalação do equipamento e a consideração de uma única curva tensão-deformação para o solo.

Relativamente aos resultados tratados para as Camadas de Prazeres os aspetos que parecem influenciar os elevados valores medidos prendem-se principalmente com a sobrecavação que possa ter ocorrido em alguns ensaios, ainda que parcialmente, já que até atingir a pressão de *lift-off* algumas curvas apresentam extensões com alguma expressão.

#### 4 - CONCLUSÃO

Com base num conjunto bastante significativo de resultados de ensaios laboratoriais e de campo realizados nas Camadas de Prazeres foi possível estabelecer algumas tendências para a resistência não drenada destas formações.

Partindo dos ensaios triaxiais, e tratando-se de solos sobreconsolidados, verificou-se que é bastante difícil garantir que as amostras sejam ensaiadas num estado normalmente consolidado. Com efeito, a tensão de consolidação influencia a resistência não drenada, e com graus de sobreconsolidação da ordem de 6,0 para estas formações (Lopes Laranjo, 2013), nem sempre é possível consolidar as amostras de modo a ultrapassar a tensão de pré-consolidação. Apesar de todas as dificuldades inerentes à interpretação de um conjunto vasto de ensaios triaxiais, verificou-se que é possível estabelecer um intervalo razoável de valores expectáveis para a resistência não drenada das Camadas de Prazeres, já que a adoção da expressão teórica que fornece  $c_u$  em função de  $\phi'$ ,  $c'$ ,  $K_0$ ,  $\sigma'_{v0}$  e  $A_f$  traduz de forma satisfatória os resultados experimentais, como mostra a Figura 9.

Na mesma Figura apresenta-se os resultados obtidos a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard e dos ensaios triaxiais referentes aos mesmos. É possível verificar que há uma boa concordância nos valores determinados para este parâmetro de resistência com os dois tipos de ensaio, e que os limites apresentados permitem englobar uma parte bastante significativa dos resultados.

A comparação dos resultados dos três ensaios analisados indica que de uma maneira geral os valores obtidos com o pressiómetro autoperfurador são consideravelmente superiores aos do pressiómetro de Ménard e estes mais próximos dos que resultam dos ensaios triaxiais, como mostra a Figura 10.

Estas diferenças na resistência não drenada obtida a partir de ensaios com o SBPT têm sido reportadas por vários autores que comparam resultados destes com outros ensaios de campo e (ou) laboratoriais em diferentes tipos de solo, e são geralmente atribuídas a questões relacionadas com a perturbação do solo aquando da instalação do equipamento (Aubeny *et al.*, 2000), com a sobrecavação que possa ocorrer (Silvestri, 2004) e com a consideração de uma única curva tensão-deformação para o solo (Aubeny *et al.*, 2000).

Os resultados obtidos permitem estabelecer para as Camadas de Prazeres expressões que fornecem os limites inferior e superior para a resistência não drenada em compressão em função da profundidade ( $z$ ) em metros, como traduzem as equações [9] e [10], valores que enquadram de modo bastante satisfatório os resultados dos ensaios com o pressiómetro de Ménard, adotando para  $\beta$  o valor 15.

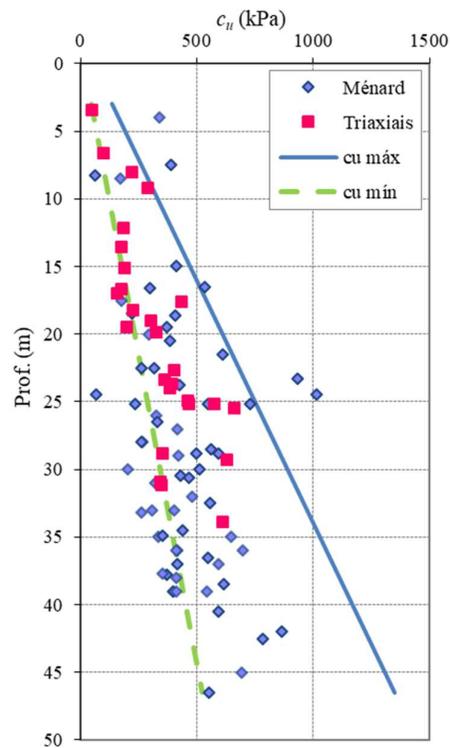


Figura 9 – Resistência não drenada nas amostras das Camadas de Prazeres obtida a partir dos ensaios com o pressiómetro de Ménard e de ensaios triaxiais, para os mesmos locais nas Camadas de Prazeres

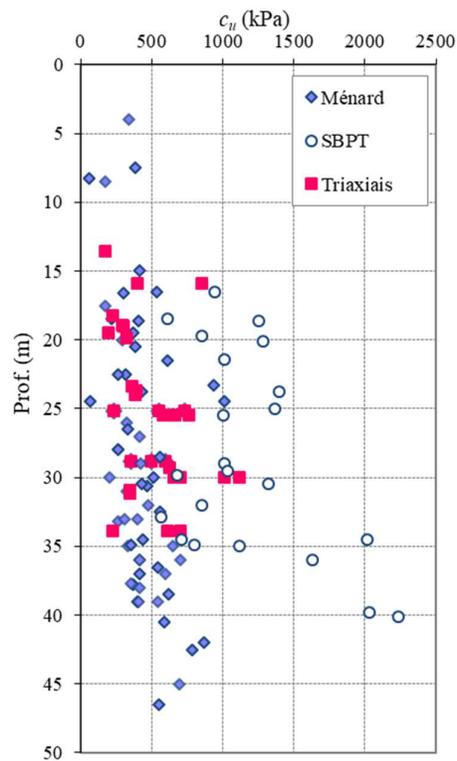


Figura 10 - Resistência não drenada das Camadas de Prazeres obtida através de ensaios com os pressiómetros de Ménard e autoperfurador e triaxiais

## REFERÊNCIAS

Abdulhadi, N. O. (2009). *An Experimental Investigation into the Stress-Dependent Mechanical Behavior of Cohesive Soil with Application to Wellbore Instability*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. PhD Thesis.

- Almeida e Sousa, J. (1998). *Túneis em Maciços Terrosos. Comportamento e modelação numérica*. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra. PhD Thesis.
- Almeida, I. M. (1991). *Características geotécnicas dos solos de Lisboa*. Geologia, Universidade de Lisboa, Lisboa. PHD Thesis.
- Antunes, M. T., H. Elderfield, P. Legoinha, A. Nascimento and J. Pais (1998a). *Sequências deposicionais, biostratigrafia e idades isotópicas do Miocénico da bacia do Baixo Tejo (Lisboa, Península de Setúbal, Portugal)* V Congresso Nacional de Geologia.
- Antunes, M. T., P. Legoinha, P. P. Cunha and J. Pais (2000). "High resolution stratigraphy and miocene facies correlation in Lisbon and Setúbal Peninsula (Lower Tagus basin, Portugal)." *Ciências da Terra (UNL)* 14: 183-190.
- Antunes, M. T., J. Pais, J. L. Cardoso, A. Nascimento, M. Simões, P. Legoinha and A. Balbino. (1998b). "História geológica da Península de Setúbal nos últimos 20 milhões de anos. Génese e evolução da parte terminal da bacia do Baixo Tejo." *Projecto PRAXIS XXI - Neogénico e Quaternário da Margem Atlântica da Ibéria e Transformações Globais* Retrieved 9 de Janeiro de 2009, from <http://www.dct.fct.unl.pt/CEGUNLP/Cienciaviva.html>.
- Aubeny, C. P., A. J. Whittle and C. C. Ladd (2000). "Effects of disturbance on undrained strengths interpreted from pressuremeter tests." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 126(12): 1133-1144.
- Briaud, J. L. (1992). *The pressuremeter*. Rotterdam, Netherlands, A.A. Balkema.
- Cassan, M. (1978). *Les Essais in situ en Mécanique des Sols*. Tome 1: Réalisations et Interpretation. Paris, Editions Eyrolles.
- Clarke, G. B., Ed. (1995). *Pressuremeters in geotechnical design*. London, Chapman and Hall.
- Cotecchia, F. (1996). *The Effects of Structure on the Properties of an Italian Pleistocene Clay*. Faculty of Engineering, Imperial College of Science Technology and Medicine, London. PhD Thesis.
- de La Beaumelle, A. (1991). *Evaluation of SHANSEP Strength-Deformation Properties of Unisturbed Boston Blue Clay from Automated Triaxial Testing*. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- Gibson, R. E. and W. F. Anderson (1961). "In situ measurements of soil properties with the pressuremeter." *Civil Engineering and Public Works Review* 56(658): 615-618.
- House, R. D. (2012). *A Comparison of the Behavior of Intact and Resedimented Boston Blue Clay*. Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. MsC Thesis.
- Jen, L. C. (1998). *The Design and Performance of Deep Excavations in Clay*. Department of Civil and Environmental Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Boston. PhD Thesis.
- Ladd, C. C., R. Foott, K. Ishihara, F. Schlosser and H. G. Poulos (1977). *Stress-Deformation and Strength Characteristics*. 9th International Conference on Soil mechanics and Foundations Engineering, Tokyo.
- Lopes Laranjo, M. (2013). *Argilas Miocénicas de Lisboa. Parametriação para o Dimensionamento de Estruturas Geotécnicas*. Civil Engineering, Porto, Porto. PhD Thesis.
- Marques, F. (1998). *Análise do comportamento de um túnel aberto nas formações Miocénicas de Lisboa*. Engenharia Civil, Universidade de Coimbra. MsC Thesis.
- Marques, F., J. Almeida e Sousa and L. Lemos (2000). *Caracterização das Relações Tensão-Deformação-Resistência ao Corte das Argilas dos Prazeres*. VII Congresso Nacional de Geotecnia, Porto.
- Marques, F., D. D. Langton, R. J. Furtado and J. Almeida e Sousa (1997). *Determinação das características de compressibilidade e de consolidação das "Argilas dos Prazeres"*. VI Congresso Nacional de Geotecnia, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Princípios e Conceitos Fundamentais*. Porto, Edições FEUP
- Matos Fernandes, M. (2011). *Mecânica dos solos: Introdução à Engenharia Geotécnica*. Porto, Edições FEUP.
- Moitinho de Almeida, F. (1986). *Carta Geológica do Concelho de Lisboa*. S. G. d. Portugal, Serviços Geológicos de Portugal.
- Pais, J. (2004). *O Neogénico da Bacia do Baixo Tejo (Portugal)*. A Geologia na Rota dos Vinhos e da vinha do Ribatejo, Cartaxo.
- Pais, J., C. Moniz, J. Cabral, J. L. Cardoso, P. Legoinha, S. Machado, M. A. Morais, C. Lourenço, M. L. Ribeiro, P. Henriques and P. Falé (2006). *Carta Geológica de Portugal, Notícia explicativa da Folha 34D Lisboa*. T. e. I. Instituto Nacional de Engenharia. Lisboa, Instituto Nacional de Engenharia, Tecnologia e Inovação.
- Palmer, A. C. (1972). "Undrained plane-strain expansion of a cylindrical cavity in clay: a simple interpretation of the pressuremeter test." *Géotechnique* 22(3): 451-457.
- Penumadu, D. and J. Chameaud (1997). "Strain rate effects in model pressuremeter testing." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 123(11): 1051-1059.
- Silvestri, V. (2003). "Assessment of self-boring pressuremeter tests in sensitive clay." *Canadian Geotechnical Journal* 40: 362-387.
- Silvestri, V. (2004). "Disturbance effects in pressuremeter tests in clay." *Canadian Geotechnical Journal* 41(4): 738-759.
- Silvestri, V. and R. Diab (2001). "Stress distribution and paths in clays during pressuremeter tests." *Canadian Geotechnical Journal* 38: 542-552.
- Sousa Coutinho, A. (1988). *Theories for the interpretation of pressuremeter expansion tests*. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.