

Elaboração de perfil geotécnico de ângulo de atrito efetivo para depósitos argilosos com base em ensaios CPTu

Miryan Yumi Sakamoto

Engenheira Civil, Prosul - Projetos, Supervisão e Planejamento LTDA, Florianópolis, Brasil, miryan@gmail.com

Fernanda Soares de Souza Oliveira

Professora, Universidade do Sul de Santa Catarina (UNISUL), Palhoça, Brasil, fernandasdesoliveira@gmail.com

Gracieli Dienstmann

Professora, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, g.dienstmann@gmail.com

RESUMO: Para o desenvolvimento de projetos em solos com baixa capacidade de suporte, muitas vezes é necessário o conhecimento do ângulo de atrito efetivo das argilas que o compõem. Para tal, em se tratando de argilas normalmente adensadas (NA) ou argilas levemente pré-adensadas (LPA), dispõe-se do método elaborado pelo Instituto Norueguês de Tecnologia (NTH), o qual correlaciona os resultados de ensaios piezocones (CPTu) com ângulo de atrito efetivo (ϕ'), permitindo a confecção de um perfil de resistência. Em 2019, com o intuito de expandir essa prática para argilas pré-adensadas, Ouyang e Mayne publicaram uma modificação no método NTH original, usando o conceito de tensão equivalente, o qual requer um conhecimento do histórico de tensões do solo, especificamente da razão de sobreadensamento (OCR). Dessa forma, a fim de validar a aplicabilidade do método modificado de Ouyang e Mayne, este trabalho apresenta a elaboração de dois perfis de ângulo de atrito efetivo para um depósito de solo mole localizado em Joinville, Santa Catarina. Em ambos os perfis, camada de argila mole possui mais de 8 metros de espessura, com resistência de ponta variando de cerca de 500 kPa a 1000 kPa, e OCR obtido em ensaios de adensamento superior a 2,5. Os valores de ângulo de atrito efetivo obtidos mostraram-se coerentes com os valores disponíveis na literatura para argilas brasileiras, oscilando entre 25 e 35°, o que comprovou a importância de consideração do histórico de tensões, uma vez que sua não consideração pelo método original levaria a resultados entre 35 e 45°.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Moles, Argilas, Ângulo de Atrito Efetivo, Ensaio CPTu

ABSTRACT: For the development of projects in soils with low load capacity, it is often necessary to know the effective friction angle of the clays. For this, for soft to firm normally consolidated (NC) to lightly overconsolidated clays (LOC), the method developed by the Norwegian Institute of Technology (NTH) is available, with a correlation of piezocone penetrometer tests (CPTu) with the effective friction angle (ϕ'). In 2019, to expand this practice for overconsolidated clays, Ouyang and Mayne studied a modification to the original NTH, using the equivalent stress concept, which requires a knowledge of the soil stress history, specifically, the overconsolidation ratio (OCR). Thus, to validate the applicability of Ouyang and Mayne method, the present study presents two effective friction angle profile for a soft soil deposit located in Joinville, Santa Catarina. In both profiles, the soft clay layer is more than 8 meters thick, with tip resistance ranging from about 500 kPa to 1000 kPa, and OCR described in consolidation tests greater than 2.5. The values of effective friction angle selected are consistent with the values available in literature for Brazilian clays, oscillating between 25 and 35°, which proved the importance of considering the stress history since its non-consideration by the original method would lead to results between 35 and 45°.

KEYWORDS: Soft Soil, Clays, Effective Friction Angle, Piezocone Penetrometer Test (CPTu)

1 Introdução

As propriedades geotécnicas dos solos que compõem depósitos argilosos são de fundamental importância, tendo em vista que esses materiais costumam apresentar baixa capacidade mecânica e elevada compressibilidade, exigindo soluções específicas para implantação de obras de infraestrutura. Dessa forma, destaca-se a necessidade da determinação dos parâmetros de resistência das argilas, sendo comum o emprego da resistência não drenada na elaboração dos projetos de engenharia. Contudo, os estudos de dimensionamento das soluções podem necessitar também dos parâmetros efetivos, mesmo para os materiais argilosos de baixa permeabilidade. Nesse contexto, o presente estudo teve como objetivo a elaboração de um perfil de ângulo de atrito efetivo para um depósito de solo mole localizado na cidade de Joinville, Santa Catarina, por meio da aplicação das correlações com o ensaio de piezocone (CPTu), propostas por Ouyang e Mayne (2019).

As camadas de argila foram identificadas por meio da descrição tátil visual nas verticais de sondagem, bem como da análise de perfis de CPTu. Para essas camadas, foram realizados ensaios pontuais de laboratório (caracterização, triaxial e adensamento) e determinados os valores de OCR (razão de pré-adensamento), classificando-as como normalmente adensadas ($OCR \approx 1$), levemente pré-adensadas ($1 < OCR < 2,5$), ou pré-adensadas ($OCR \geq 2,5$). Para cada caso, aplicaram-se as correlações de Ouyang e Mayne (2019), no método NTH modificado proposto pelos autores. Tal método permite a confecção de um perfil de ângulo de atrito efetivo, com base nos resultados fornecidos pelo ensaio CPTu, coeficientes de adensamento (C_c , C_s) e valores de OCR. Dessa forma, para dois ensaios de CPTu realizados em Joinville, os resultados foram comparados com os intervalos disponíveis na literatura para argilas brasileiras.

Os perfis obtidos para ambas as verticais de CPTu apresentaram-se coerentes com os valores típicos de argilas brasileiras, oscilando em um intervalo de 25° a 35° . As argilas estudadas possuem OCR próximo ou superior a 2,5, portanto o método NTH modificado se mostrou adequado, uma vez que o método original não considerava a influência do pré-adensamento das argilas, resultando em perfis de ângulo de atrito bastante superiores.

2 Determinação de um perfil de ângulo de atrito efetivo por meio do ensaio CPTu para camadas argilosas

A caracterização da resistência em solos argilosos comumente é interpretada de forma não-drenada, através da determinação da resistência não-drenada (S_u), podendo esta ser determinada por ensaios triaxiais do tipo UU (ensaio triaxial não consolidado, cisalhado não-dreando) em amostras indeformadas. O ensaio triaxial do tipo UU é um ensaio de execução rápida, porém, permite apenas o conhecimento do parâmetro de resistência pontual. Quando perfis de variação são desejados, um número maior de amostras pode ser coletado e/ou correlações com ensaios de campo podem ser utilizadas. Destaca-se, neste contexto, o uso de ensaios de piezocone (CPTu), com correlações difundidas e aceitas no meio geotécnico, que permitem identificar valores de S_u e perfis de variação.

Quando parâmetros efetivos de resistência são necessários (ângulo de atrito efetivo e coesão efetiva) a determinação recai para a execução de ensaios triaxiais consolidados em amostras indeformadas (CIU ou CID). As dificuldades para a caracterização de um perfil de variação nesse caso, consistem em disponibilidade e prazo para a execução dos ensaios, o que pode limitar o número de amostras ao longo do perfil. Além disso, embora disponíveis em literatura, relações entre ensaios de campo como o de piezocone e parâmetros efetivos ainda carecem de aplicações, especialmente para depósitos de argilas pré-adensadas.

Dentre os métodos disponíveis em literatura, o Instituto de Tecnologia da Noruega desenvolveu um método para avaliação do perfil de resistência efetiva de argilas normalmente adensadas a partir dos resultados de compressibilidade e do perfil do ensaio CPTu, denominado método NTH. Tal método é descrito por Senneset et al. (1989) e também por Mayne (2007).

De forma geral, o método NTH original avalia a relação entre os parâmetros normalizados N_m e B_q e a resistência do solo, sendo descrito por:

$$N_m = \frac{\tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi'}{2} \right) \cdot \exp(\pi \cdot \tan \phi') - 1}{1 + 6 \cdot \tan \phi' \cdot (1 + \tan \phi') \cdot B_q} \quad (1)$$

Sendo B_q o incremento de poropressão do ensaio CPTu correspondente à razão:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (2)$$

Com u_2 – excesso de poropressão, q_t – resistência de ponta medidas no ensaio e u_0 e σ_{v0} – poropressão hidrostática e tensão vertical, respectivamente, medidas no ponto de avaliação.

O parâmetro de resistência N_m pode ser relacionado com medidas do ensaio CPTu:

$$N_m = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0} + a'} \quad (3)$$

Sendo σ'_{v0} a tensão vertical efetiva e a' :

$$a' = c' \cdot \cotg \phi' \quad (4)$$

Para as argilas normalmente adensadas, é comum a atribuição da coesão efetiva nula ($c'=0$), o que resulta em $a'=0$ e, consequentemente, $N_m=Q_t$, que é a resistência de ponta normalizada amplamente utilizada em interpretações de ensaios CPTu.

Assim, uma expressão aproximada para determinação direta do ângulo de atrito efetivo a partir dos dados de ensaios CPTu foi descrita por Mayne (2007) como:

$$\phi' \approx 29,5 \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(N_m)] \quad (5)$$

O autor ressalta que a equação é aplicável para intervalos de resistência de $18^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$ e incremento de poropressão $0,05 \leq B_q \leq 1,0$, sendo considerada válida apenas para argilas e siltes argilosos com $OCR < 2,5$.

Da mesma forma, Robertson e Cabal (2014) destacam que, para argilas pré-adensadas, o método NTH não fornece resultados confiáveis, recomendando a realização de ensaios triaxiais em amostras indeformadas para obtenção dos valores de ângulo de atrito efetivo.

Desse modo, Ouyang e Mayne (2019) complementaram os estudos referentes ao método original, possibilitando sua adequação às argilas com $OCRs > 2,5$. Essa adaptação é descrita a seguir.

3 Método NTH modificado

Para argilas pré-adensadas, é necessária uma alteração no método original NTH para explicar os efeitos do histórico de tensões nos dados do CPTu. Uma revisão na equação (3) resulta na modificação da resistência do cone, sendo descrita por:

$$N_{mc} = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_e + a'} \quad (6)$$

Onde σ'_e é definida como tensão equivalente, determinada da seguinte forma:

$$\sigma'_e = \sigma'_{v0} \cdot OCR^\Lambda = \sigma'_{vm}{}^{\Lambda} \cdot \sigma'_{v0}{}^{(1-\Lambda)} \quad (7)$$

Sendo σ'_{vm} a tensão de pré adensamento e OCR a razão de sobreadensamento.

O expoente Λ relaciona o coeficiente de expansão (C_s) e o coeficiente de compressibilidade (C_c) do ensaio de adensamento:

$$\Lambda = 1 - \frac{C_s}{C_c} \quad (8)$$

O conceito de tensão equivalente é detalhado por Hvorslev (1960, apud Ouyang e Mayne 2019) descrito pelos conceitos da mecânica dos solos dos estados críticos.

Notadamente, é necessário o conhecimento quanto ao estado de tensões do solo para obtenção do N_{mc} . Para tal, Ouyang e Mayne (2019) recomendam a execução de ensaios de adensamento em amostras indeformadas.

Ainda, a variação do excesso de poropressão modificada é descrita pelo parâmetro U^* , como:

$$U^* = \frac{u_2 - u_0}{\sigma'_e} \quad (9)$$

Assim, o incremento de poropressão Bq pode ser descrito como:

$$Bq = \frac{U^*}{N_{mc}} = \frac{u_2 - u_0}{\sigma'_e \cdot \frac{qt - \sigma_{v0}}{\sigma'_e + a'}} = \frac{(u_2 - u_0) \cdot (\sigma'_e + a')}{(qt - \sigma_{v0}) \cdot \sigma'_e} \quad (10)$$

Por fim, a expressão que permite a obtenção do ângulo de atrito é modificada com a adequação dos parâmetros Bq e N_{mc} , resultando em:

$$\phi' \approx 29,5 \cdot Bq^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot Bq + \log(N_{mc})] \quad (11)$$

Essa modificação na equação proposta por Ouyang e Mayne (2019), no entanto, mantém a equação original para argilas normalmente adensadas, tendo em vista que, nesse caso, $OCR = 1,0$ e $a' = 0$.

A aplicação do método modificado, de acordo com os próprios autores, permite resultados mais conservadores do que a aplicação do método original para os valores de ângulo de atrito efetivo.

4 Estudo de caso para argilas brasileiras: Joinville (SC)

Para avaliação da aplicabilidade do método NHT modificado às argilas brasileiras, foram escolhidos dois perfis de CPTu com espessura significativa de argila e $OCR > 2,5$. Os ensaios em questão foram realizados no município de Joinville (SC), sendo descritos a seguir.

4.1 Perfil 1

O perfil 1 (UTM 22S 7.079.580 S 710.210 E) descreve três camadas distintas, sendo uma inicial com solo de baixa resistência (q_t inferior a 500 kPa), seguido de uma camada com solo de característica granular ($Bq \approx 0$) e resistência de ponta alta (qt superior a 2000 kPa) e uma camada expressiva de solo mole de cerca de 8m, com q_t variando entre 500 e 1000 kPa e Bq da ordem de 0,5, conforme pode ser observado na figura 1.

Quanto à classificação do solo, fez-se a análise por meio das descrições nas amostras de sondagem e coletadas para ensaios laboratoriais, as quais foram coletadas nas profundidades de 7,0 – 7,6m, 9,2 – 9,75m, 11,0 – 11,6m, sendo descritas como argila cinza escuro nas duas primeiras profundidades e argila arenosa cinza escuro na maior profundidade.

Não foram coletadas amostras em turfa, porém sua ocorrência é descrita nas sondagens a percussão para as profundidades iniciais do terreno e pode ser confirmada no perfil de CPTu, onde a resistência de ponta é baixa e não há excesso de poropressão expressivo.

Complementarmente foram aplicadas as equações propostas por Robertson e Wride para classificação do solo pelo critério I_c , no qual as variáveis do cone são relacionadas com as propriedades mecânicas e o tipo de comportamento de cada camada. Para esta classificação, verificou-se o predomínio de uma camada de comportamento argiloso.

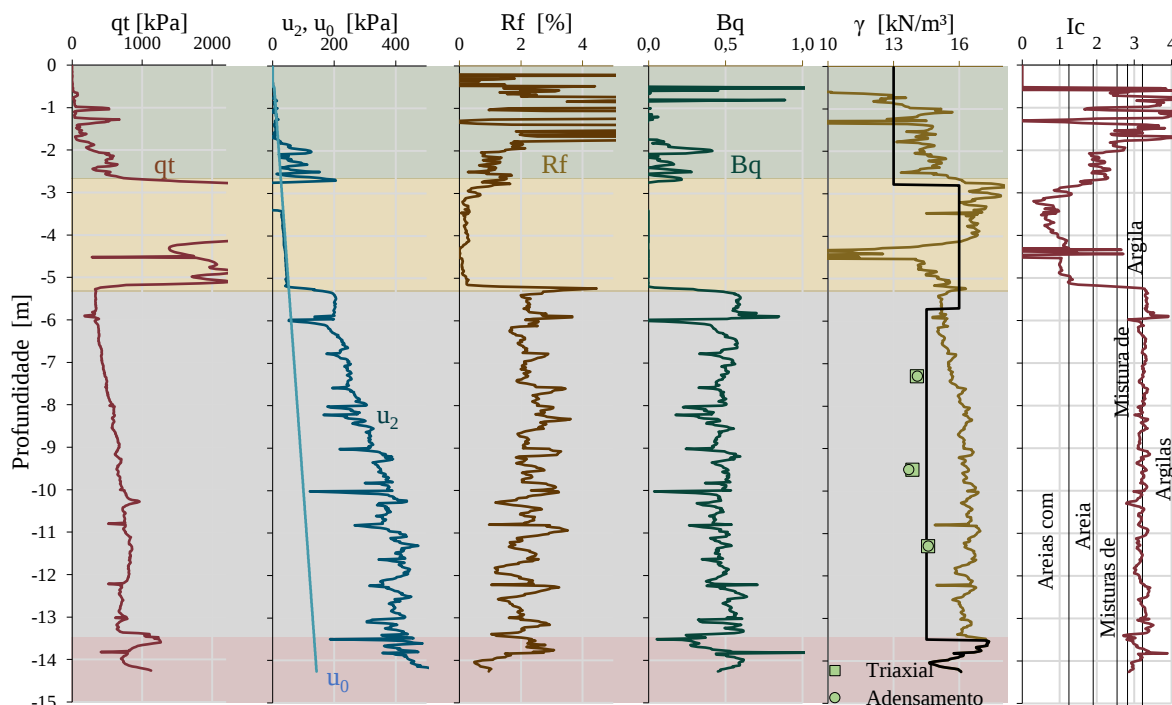


Figura 1. Resultados do ensaio CPTu para o perfil 01 de Joinville

Os resultados dos ensaios de caracterização e adensamento podem ser verificados na Tabela 1. Desta, verificam-se valores de C_c da ordem de 1,6 e OCR maiores que 2,42:

Tabela 1. Resultados dos ensaios para o perfil 01.

Profundidade	Descrição da amostra	Adensamento				Limites de Atterberg			Carta de Casagrande
		σ'_{vm}	C_c	C_s	OCR	LL	LP	IP	
7,0-7,6	Argila cinza escura	93 kPa	1,68	0,0966	2,81	76	37	39	OH
9,2-9,75	Argila cinza escura	100 kPa	1,89	0,073	2,32	75	39	36	OH
11,0-11,6	Argila arenosa cinza escura	124 kPa	1,28	0,0733	2,42	83	32	51	OH

4.2 Perfil 2

O perfil 2 (UTM 22S 7.079.545S 711.170E) descreve duas camadas distintas (figura 2). Nos metros iniciais não evidencia-se a presença de turfa, porém, pode-se considerar a ocorrência de matéria orgânica, dada a descrição das amostras de sondagem. A camada de solo mole argiloso, com q_t inferior a 700 kPa se estende até a profundidade 10,5 m, onde a resistência se eleva a cerca de 1300 kPa e segue até a profundidade de 13m, onde atingiu-se uma camada granular de resistência de ponta alta (superior a 1500 kPa), na qual o ensaio foi finalizado.

Quanto à classificação do solo, fez-se a análise por meio das descrições nas amostras de sondagem e de ensaios laboratoriais, as quais foram coletadas nas profundidades de 5,0 – 5,6m, 6,7 – 7,3m, 8,75 – 9,35m, sendo descritas como argila cinza escuro, argila siltosa cinza escuro e argila cinza escuro.

Complementarmente foram aplicadas as equações propostas por Robertson e Wride para classificação do solo pelo critério I_c , no qual as variáveis do cone são relacionadas com as propriedades mecânicas e o tipo de comportamento de cada camada. Para esta classificação, verificou-se o predomínio de uma camada de comportamento argiloso e argilo-siltoso.

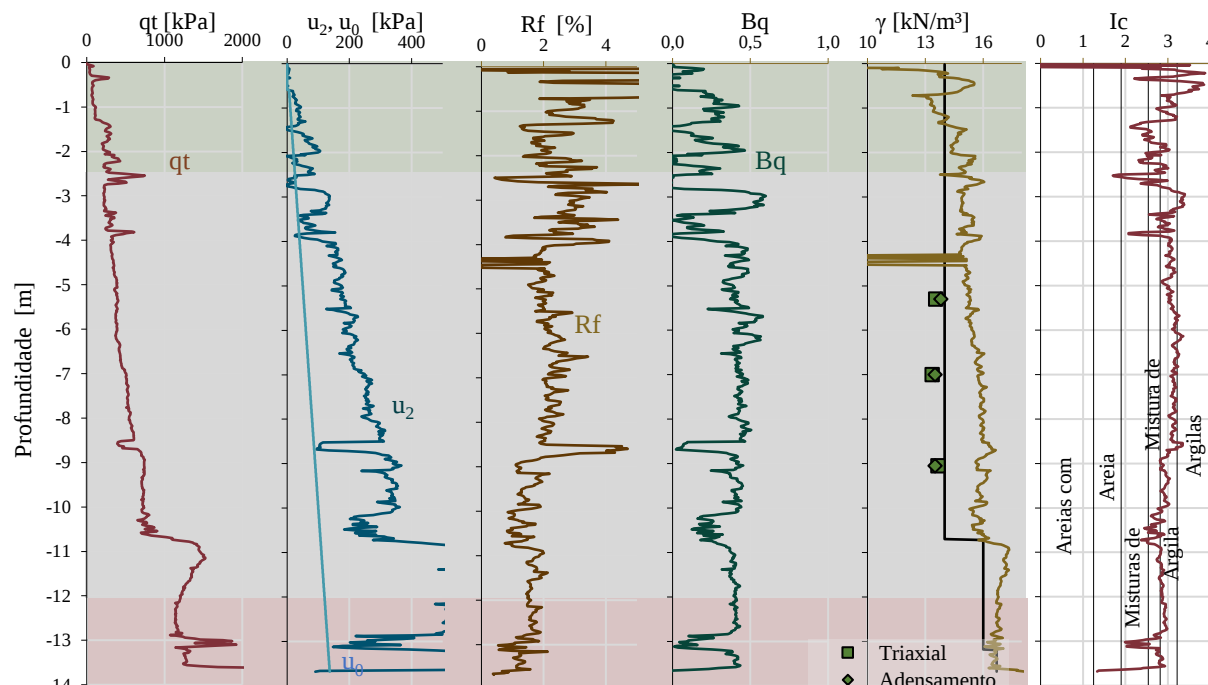


Figura 2. Resultados do ensaio CPTu para o perfil 2 de Joinville

Os resultados dos ensaios de caracterização e adensamento podem ser verificados na Tabela 2:

Tabela 2. Resultados dos ensaios para o perfil 2.

Profundidade	Descrição da amostra	Adensamento				Limites de Atterberg			Carta de Casagrande
		σ'_{vm}	Cc	Cs	OCR	LL	LP	IP	
5,0 – 5,6	Argila cinza escuro	84 kPa	2,1	0,035	3,96	71	39	32	CH
6,7 – 7,3	Argila siltosa cinza escuro	90 kPa	2,23	0,088	3,21	70	49	20	CH
8,75 – 9,35	Argila cinza escuro	96 kPa	1,98	0,032	2,65	77	41	36	OH

5 Resultados

Para cada ensaio de adensamento realizado nos perfis 1 e 2 descritos no item 4, foi aplicada a equação 8 descrita no item 2, para obtenção do expoente Λ . Foi aplicada também a relação de Kulhawy e Mayne (1990) para obtenção do parâmetro k , pontual para cada adensamento:

$$k = \frac{OCR}{Q_t} \quad (12)$$

Os resultados são apresentados na tabela 3:

Tabela 3. Resultados para os ensaios de adensamento.

Perfil 1	Expoente Λ	Parâmetro k	Perfil 2	Expoente Λ	Parâmetro k
7,0-7,6	0,942	0,256	5,0 – 5,6	0,983	0,262
9,2-9,75	0,961	0,199	6,7 – 7,3	0,960	0,220
11,0-11,6	0,942	0,185	8,75 – 9,35	0,984	0,157

Com base nos dados da Tabela 3, foi traçado um perfil de OCR, por meio da reescritura da equação 12 de Kulhawy e Mayne (1990), sendo o perfil de OCR resultado da multiplicação de Q_t , do ensaio CPTu, pelo parâmetro k. Foram aplicadas também as correlações propostas por Robertson (2009) e Chen e Mayne (1996), sendo os perfis resultantes apresentados na figura 3.

Para o perfil 1, nota-se que os perfis de OCR com $k=0,12$ e $k=0,185$ se mostram bastante próximos, com valores entre 2,0 e 2,5. Para $k = 0,25$, os valores de OCR já se mostram próximos a 3,0. Para o perfil 2, os perfis de OCR se mostraram menos próximos entre si, com uma diferença de 0,5 a 1,0 entre cada perfil obtido pela correlação de Kulhawy e Mayne (1990), sendo contidos no intervalo de 2,0 a 4,0. Em ambos os perfis, as correlações de Robertson (2009) e Chen e Mayne (1996) não se mostraram coerentes com os valores de OCR pontuais de laboratório.

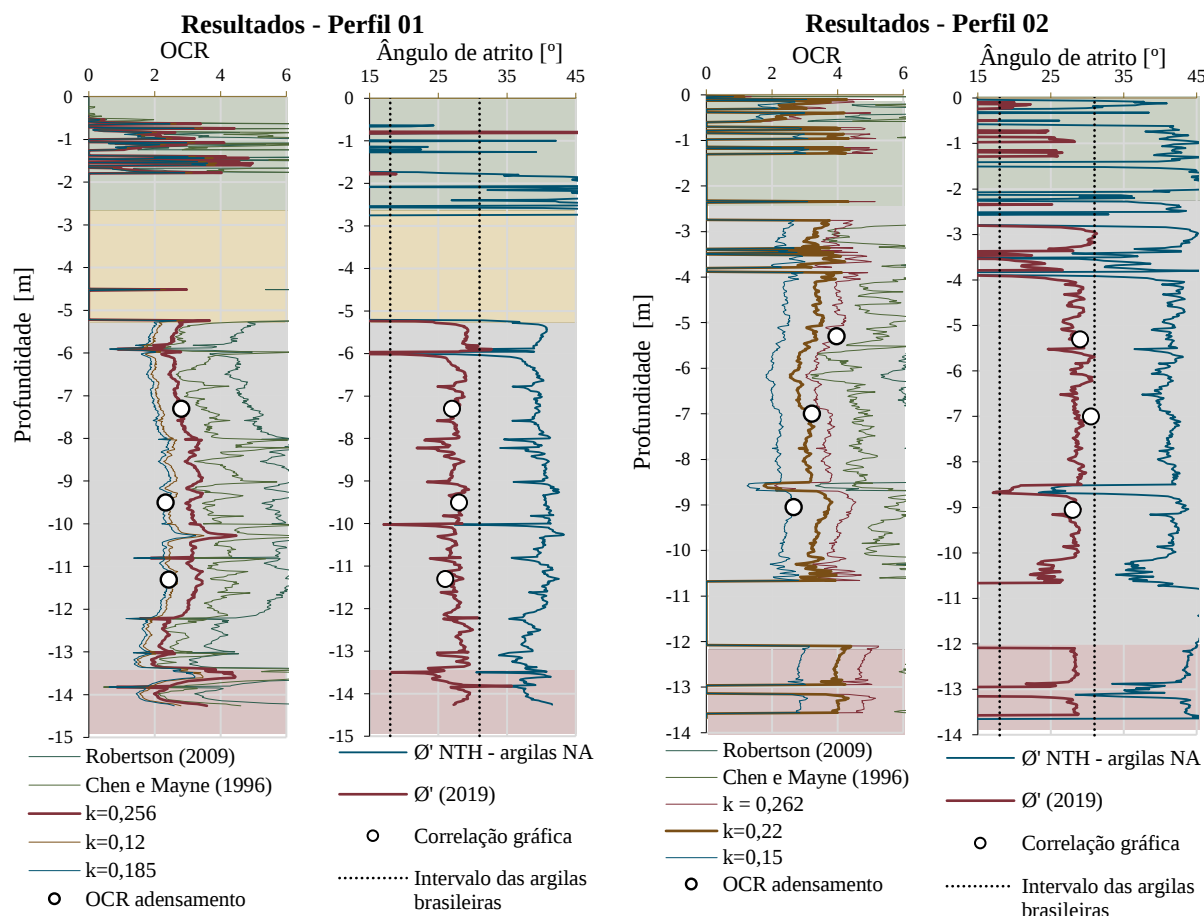


Figura 3. Resultados dos perfis de OCR e ângulo de atrito efetivo para ambos os perfis

Dessa forma, para aplicação do método NTH modificado, optou-se pela adoção da correlação de Kulhawy e Mayne (1990), sendo os perfis escolhidos para análise obtidos pelo parâmetro k médio dos ensaios de adensamento. Assim, para aplicação da equação (7), optou-se pelo perfil de OCR utilizando-se $k=0,199$ para o perfil 1; e $k=0,220$ para o perfil 2.

Para obtenção do ângulo de atrito também apresentado na Figura 3 O expoente Λ também foi mantido constante em cada perfil, sendo utilizado o valor de 0,961 e 0,960 para os perfis 1 e 2 respectivamente.

O resultado para o perfil de ângulo de atrito efetivo, após a aplicação da equação do método NTH modificado pode ser observado na figura 3. Também foram calculados os valores de ângulo de atrito utilizando a proposta original do método. Verifica-se que, para o perfil 1, o ângulo de atrito pelo método original variou entre 35° e 40°, enquanto que pelo método modificado entre 25° e 30°. Para o perfil 2, o perfil de ângulo de atrito efetivo pelo NHT modificado variou entre 25° e 30°, porém pelo método original os resultados foram superiores a 40°. Ainda, os valores obtidos pelo método NHT modificado convergiram com o método gráfico proposto por Bjerrum e Simons (1960), baseado na plasticidade do solo, mesmo esse sendo aplicável a argilas NA (figura 3). Dessa forma, a adequação da equação original apresentou-se satisfatória, resultando em valores mais conservadores, conforme o descrito pelos autores, caso o método original houvesse sido aplicado sem consideração do histórico de tensões, possivelmente estar-se-ia superestimando a resistência desse solo.

6 Conclusões

Os perfis obtidos para ambas as verticais de CPTu apresentaram-se coerentes com os valores típicos de argilas brasileiras, oscilando em um intervalo de 25° a 35°. Valores de ângulo de atrito efetivo para argilas brasileiras podem ser observados em Schnaid e Odebrecht (2012), sem contudo ser verificada a classificação em pré-adensadas ou normalmente adensadas.

É possível observar que a aplicação do método NHT original levaria a resultados bastante superiores, com valores de resistência ultrapassando os 40°. Os estudos de caso desenvolvidos por Ouyang e Mayne (2019) também apresentavam comportamentos similares, contudo com menores variações. Os autores relatam diferenças de cerca de 2° entre a aplicação de um método e outro, destacando que ensaios triaxiais realizados em amostras indeformadas tenderam a se mostrar mais coerentes ao método NHT modificado.

Dessa forma, a aplicação do método proposto por Ouyang e Mayne (2019) se mostrou adequada para as argilas estudadas, sendo, relevante a realização de mais pesquisas utilizando as correlações propostas, sobretudo em depósitos em que se dispõe de ensaios CPTu complementados com ensaios triaxiais do tipo drenado.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Chen, B. S. Y.; Mayne, P. W. (1996) Statistical Relationships Between Piezocone Measurements and Stress History of Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 33(3), p. 488–498.
- Hvorslev, H. J. (1960) Physical components of the shear strength of cohesive soils. In *Proc., Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, 169–273. Reston, VA: ASCE. Apud Ouyang e Mayne (2019).
- Kulhawy, F.; Mayne, P. W. (1990) *Manual on Estimating Soil Properties for Foundations Design*. Ithaca, NY: Cornell University.
- Mayne, P. W. (2007) Synthesis 368 - Cone Penetration Testing - A Synthesis of Highway Practice. Washington, DC: NCHRP.
- Ouyang, Z., Mayne, P. W. (2019) Modified NTH Method for Assessing Effective Friction Angle of Normally Consolidated and Overconsolidated Clays from Piezocone Tests, in *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* Vol. 145, Issue 10
- Robertson, P. K. (2009) Interpretation of Cone Penetration Tests - A Unified Approach. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 46(11), p. 1337–1355.
- Robertson, P. K.; Cabal, K. L. (2014) *Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering*, 6ª ed, Gregg Drilling & Testing, California, USA.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E. (2012) *Ensaio de Campo*, 2o ed, Oficina de Textos, São Paulo.
- Senneset, K.; Sandven, R. Janbu, N. (1989) Evaluation of the soil parameters from piezocone tests. *Transportation Research Record* 1235: 24–37.