

*XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*  
*IX Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas*  
*IX Simpósio Brasileiro de Engenheiros Geotécnicos Jovens*  
*VI Conferência Sul Americana de Engenheiros Geotécnicos Jovens*  
*XI Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia*  
23 a 26 de Agosto de 2022 – Campinas – SP



**COBRAMSEG 2022**  
23 A 26 DE AGOSTO | CAMPINAS | SP | BRASIL  
COBRAMSEG | SBMR | GEOJOVEM | CLBG

## Caracterização Geotécnica de um Depósito de Solos de Biguaçu – SC Por Meio de Ensaio de Campo e de Laboratório

Bianca de Córdova Caetani

Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, [bibicaetani@gmail.com](mailto:bibicaetani@gmail.com)

Jade Jacomini de Jesus

Graduanda em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, [jade.jacomini@gmail.com](mailto:jade.jacomini@gmail.com)

Gabriel Fernando Costa

Graduando em Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, Brasil, [gabrielf3@gmail.com](mailto:gabrielf3@gmail.com)

Naloan Coutinho Sampa

Professor, UFSC, Florianópolis, Brasil, [naloan.sampa@ufsc.br](mailto:naloan.sampa@ufsc.br)

Diego Cesar Sanchez

Engenheiro civil, CGT Eletrosul – Eletrobras, Florianópolis, Brasil, [civildcs@yahoo.com.br](mailto:civildcs@yahoo.com.br)

**RESUMO:** O presente artigo visa caracterizar geotecnicamente os solos de uma região do município de Biguaçu-SC e determinar os parâmetros de projeto através dos resultados de investigação geotécnica. Concretamente, os resultados de ensaios de adensamento, SPT, CPTu e de dissipação obtidos em diversas campanhas de investigação foram utilizados para estabelecer padrões de comportamento e faixas de variação dos parâmetros de compressibilidade, permeabilidade e resistência. Os resultados dos ensaios CPTu corroboram a descrição dos materiais e a espessura das camadas observadas no ensaio SPT. Ambos os ensaios indicam a presença de uma camada de argila com frações de silte e areia, de consistência muito mole a mole, abaixo da camada de aterro de argila siltosa. Os valores dos parâmetros de permeabilidade e de compressibilidade estão dentro da faixa esperada para solos argilosos com elevados valores de índice de vazios e de coeficiente de adensamento. Os maiores valores da resistência não drenada foram estimados pelas expressões baseadas em SPT, ao passo que as expressões baseadas em CPTu forneceram maiores valores do ângulo de atrito das camadas granulares. Para além dos resultados apresentados, as discussões e os comentários feitos durante a interpretação dos resultados realçam algumas particularidades das abordagens utilizadas para a classificação do solo e determinação dos parâmetros. Os parâmetros geotécnicos apresentados no artigo podem ser úteis na elaboração de projetos preliminares de futuros empreendimentos na região.

**PALAVRAS-CHAVE:** Solos Moles, Ensaio de campo, Ensaio de Laboratório, Caracterização Geotécnica, Biguaçu.

**ABSTRACT:** This paper aims to geotechnically characterize the soils of a region in the municipality of Biguaçu-SC and to determine the design parameters through the results of the geotechnical investigation. The results of consolidation, SPT, CPTu, and dissipation tests obtained in several investigation campaigns were used to establish behavior patterns and ranges of variation of compressibility, permeability, and strength parameters. The results of the CPTu tests corroborate the material description and layer thickness observed in the SPT test. Both tests indicate the presence of a clay layer with silt and sand fractions, of very soft to a soft consistency, below the silty clay backfill layer. The values of the permeability and compressibility parameters are within the expected range for clayey soils with high values of void ratio and coefficient of consolidation. The highest values of undrained shear strength were estimated by expressions based on SPT, whereas the expressions based on CPTu provided higher values of the friction angle of the granular layers. In addition to the results presented, the discussions and comments made during the interpretation of the results highlight some particularities of the approaches used for soil classification and parameter determination. The geotechnical parameters presented in the paper may be useful in the preparation of preliminary designs for future projects in the region.



**KEYWORDS:** Soft Soils, Fiel Tests, Laboratory Tests, Geotechnical Characterization, Biguaçu.

## 1 Introdução

Os problemas geotécnicos encontrados em várias obras de engenharia nas últimas décadas contribuíram, embora de forma devagar, para a apreciação das investigações geotécnicas como investimento, e não custo. É do entendimento da comunidade geotécnica que a quantia gasta com as investigações geotécnicas evita posteriores gastos com manutenções, além de transtornos e possibilidades de ruínas em obras instáveis. Na mesma linha, US Army Corps of Engineers (2001) afirma que a insuficiência de investigação geotécnica e má interpretação de resultados contribuem para erros de projeto, atrasos no cronograma executivo, custos associados a alterações construtivas, necessidade de jazidas adicionais para materiais de empréstimo, impactos ambientais, gastos em remediação pós-construtiva, além de riscos de colapso da estrutura e litígio subsequente.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), a experiência internacional faz referência frequente ao fato de que o conhecimento geotécnico e controle de execução são mais importantes para satisfazer aos requisitos fundamentais de um projeto do que a precisão dos modelos de cálculo e os coeficientes de segurança adotados.

Face aos expostos acima, fica evidente que os requisitos básicos para a elaboração de projetos e a execução de obras seguras e econômicas consistem no planejamento e na realização de investigações geotécnicas de qualidade que permitem o reconhecimento do perfil do subsolo, a identificação da presença de água e da profundidade do nível de água, a determinação dos parâmetros de interesse, etc.

A partir dos resultados de diferentes ensaios de campo e de laboratório realizados com solos de uma região do município de Biguaçu-SC, o presente artigo visa caracterizar geotecnicamente os materiais do subsolo e determinar os parâmetros de compressibilidade e de resistência essenciais para a análise de desempenho de obras executadas sobre solos moles.

## 2 Material e Métodos

### 2.1 Caracterização Geotécnica

A investigação geotécnica teve como propósitos a caracterização do subsolo, a identificação do nível de água e a determinação dos parâmetros de projeto. As investigações foram realizadas em uma área de aproximadamente 113.000 m<sup>2</sup>, no Município de Biguaçu-Santa Catarina, a 200 metros da rodovia SC 408, destinada à instalação de equipamentos para a transformação e transmissão de energia elétrica. O local possui relevo plano, com formação geológica de planícies fluviais. Semelhantemente a grande parte da planície litorânea brasileira, o solo da região é caracterizado como solo mole de origem aluvial, resultante da ação de fluxos gravitacionais e aluviais de transporte de material das vertentes.



Figura 1. Localização da Obra (Google Earth).

A primeira campanha de investigação geotécnica (17 ensaios SPT) foi realizada em 2005 e os seus resultados permitiram a elaboração dos projetos preliminares de terraplenagem, aterro e fundação. Mais tarde,



16 ensaios SPT (2005) e 7 ensaios SPT (2006) foram realizados em novas campanhas com o intuito de caracterizar melhor o subsolo e refinar os parâmetros de projeto.

Problemas geotécnicos observados durante e após a execução da obra obrigaram a realização de novas campanhas de investigação - 7 ensaios SPT (2011), 10 ensaios CPTu (2011), 17 ensaios de dissipação (2011), 7 ensaios SPT (2015) e 6 ensaios SPT (2016). Em adição, ensaios de caracterização física e 8 ensaios de adensamento com carga constante foram realizados em 2011 com amostras de argila mole coletadas em diferentes profundidades.

## 2.2 Determinação dos parâmetros Geotécnicos

A variedade dos ensaios realizados permitiu a consideração de diversas abordagens consolidadas na literatura para classificar os materiais do subsolo, estabelecer padrões de comportamento e, por fim, estimar os parâmetros geotécnicos de interesse.

Primeiramente, os resultados dos ensaios SPT e CPTu foram utilizados para a classificação dos materiais das camadas que compõem o subsolo. Associadas à descrição dos solos feitas durante a realização do ensaio SPT, a consistência das argilas e a compacidade das areias foram definidas com base na proposta de Clayton (1993). Para isso, corrigiu-se previamente os valores de  $N_{spt}$  com base nos conceitos de energia e de nível de tensão. De forma complementar, os resultados de CPTu aplicados nos ábacos propostos por Robertson (1990), Jefferies e Davies (1991) e Jefferies e Been (2000) permitiram também a classificação dos solos.

Na sequência, a teoria de adensamento unidimensional serviu de base para o cálculo dos parâmetros de compressibilidade do solo. As tensões de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e os coeficientes de adensamento vertical ( $c_v$ ) foram determinados através dos métodos de Pacheco e Silva e de Taylor, respectivamente. Para fins de comparação com os valores obtidos no laboratório, os resultados de ensaios de dissipação foram utilizados para a determinação dos coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

Com base nos resultados dos ensaios de campo, foi possível estimar os parâmetros de resistência do solo, considerando as condições de carregamento não drenado em camadas predominantemente argilosas e condições de carregamento drenado em camadas com materiais granulares.

A Equação 1 proposta por De Mello (1971) e a Equação 2 foram adotadas para o cálculo da resistência ao cisalhamento não drenada ( $s_u$ ) a partir das grandezas medidas nos ensaios SPT e CPTu, respectivamente. O valor do fator de capacidade de carga ( $N_{kt}$ ) da Equação 2 pode ser adotado na faixa de 10 a 20, segundo a recomendação do Schnaid (2009) para casos onde há impossibilidade de determiná-lo por meio de outros ensaios.

$$s_u = 10 N_{spt} \text{ entre } 0,4 \text{ a } 20 \text{ (recomendado)} \quad (1)$$

$$s_u = \frac{(q_t - \sigma'_{v0})}{N_{kt}} \quad (2)$$

Para solos granulares, a variação do ângulo do atrito efetivo ao longo da profundidade foi obtida por meio das Equações 3, 4 e 5 propostas por Meyerhof (1956), Robertson e Campanella (1983) e Kulhawy e Mayne (1990), respectivamente.

$$\phi' = 25 + 15 \cdot D_r \quad (3)$$

$$\phi' = \text{atan}[0,1069 + 0,3918 \log(q_t/\sigma'_{v0})] \quad (4)$$

$$\phi' = 17,6^\circ + 11 \cdot \log Q_{tn} \quad (5)$$



### 3 Resultados

A interpretação dos resultados dos ensaios indicou a presença de uma camada de aterro de argila com areia média, pouco siltosa, de cor vermelha com espessura variando entre 1,5 m e 3,0 m, construída antes do início da obra. Abaixo do aterro, foi identificada uma camada de espessura variável entre 2,5 m e 8,0 m, formada de argila arenosa saturada, pouco siltosa e com presença localizada de matéria orgânica. Ademais, a argila apresenta consistência mole a muito mole (Nspt entre 0 e 10), baixo peso específico, elevada compressibilidade, elevado teor de umidade, elevado índice de vazios (Tabela 1). A espessura da camada seguinte, composta pela mistura de areia e frações de silte, argila, pedregulhos e matacões, varia entre 2,0 m e 5,0 m. A camada mais profunda, que se estende até a profundidade de 19,2 m, é formada essencialmente pela mistura de areia e alteração de rocha.

Os resultados de todas as campanhas de SPT estão representados na Figura 2. Salienta-se que a camada de espessura variável entre 1,5 m e 3,0 m observada nos resultados das campanhas de 2011, 2015 e 2016 deve-se à presença do aterro executado em 2007. Abaixo dela e na primeira camada das demais campanhas, é possível identificar uma camada argilosa saturada com frações de silte e areia, com espessura variável entre 6 m e 8 m e valores de Nspt menores que 10. Com base na classificação de Clayton (1993), a consistência da argila varia de muito mole a firme.

A camada seguinte possui valores de Nspt entre 5 e 60 e é formada por areia siltosa e frações de argila, pedregulhos e matacões. Com base nos valores de Nspt, o material é classificado, em termos de compacidade, como areias fofas a muito densas, com características de alteração de rocha em vários locais devido à presença de pedregulhos e matacões. Os maiores valores de Nspt observados nos ensaios realizados após a execução do aterro podem estar relacionados com o ganho da resistência do solo em decorrência do adensamento primário da camada argilosa.

A Tabela 1 apresenta os principais índices físicos e os parâmetros de compressibilidade da argila determinados nos ensaios de adensamento. Os valores apresentados na tabela permitem concluir que a argila possui elevado teor de umidade (73,9 a 120,9%), baixo peso específico natural (13,5 a 15,2 kN/m<sup>3</sup>), elevada compressibilidade (Cc entre 0,76 e 1,26) e elevado índice de vazios (2,10 a 3,02).

A razão de sobre-adensamento (RSA=OCR), um parâmetro representativo da história de tensões, apresenta valores menores que 1,96, dentro da faixa das argilas normalmente adensadas a levemente pré-adensadas. Comportamento similar foi constatado nos ábacos de Robertson (1990), Jefferies e Davies (1991) e Jefferies e Been (2000) que consideram resultados de CPTu.

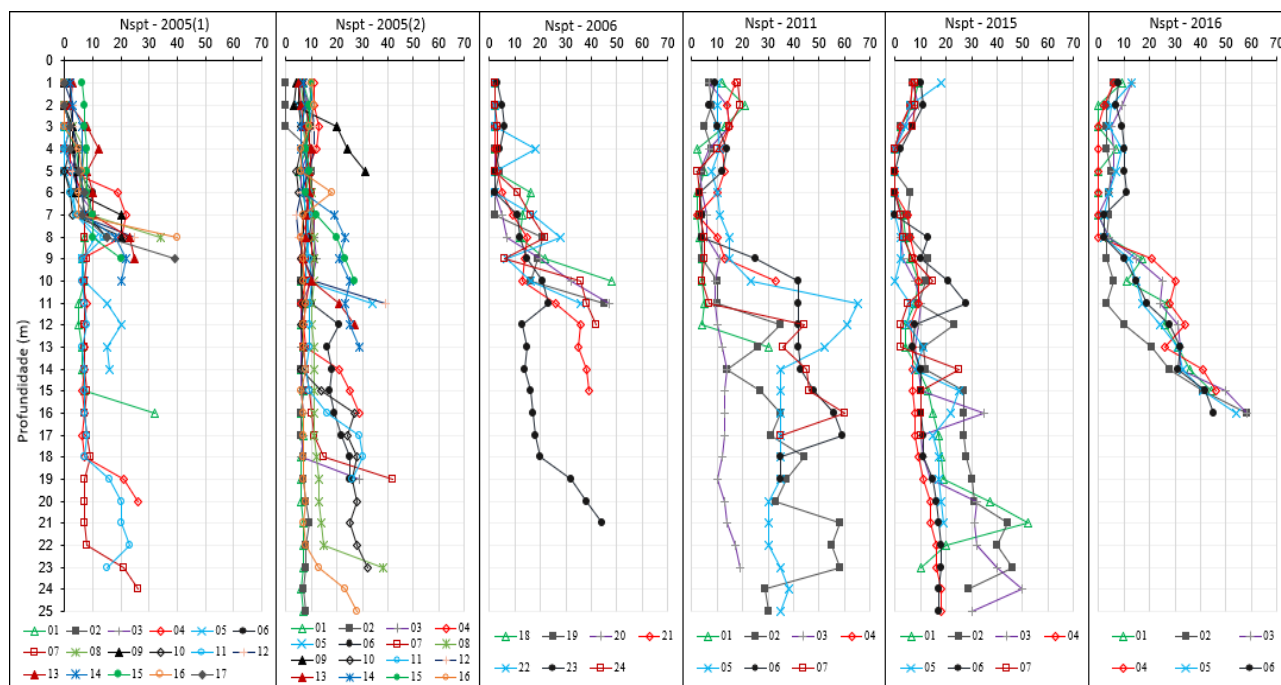


Figura 2 – Valores de Nspt de diferentes campanhas de investigação.





Tabela 1 – Índices físicos e parâmetros de compressibilidade da camada argilosa.

| #                                                                       | Furo |      |      |       |       |       |      |       | Média |
|-------------------------------------------------------------------------|------|------|------|-------|-------|-------|------|-------|-------|
|                                                                         | 1    | 2    | 3    | 4     | 5     | 6     | 7    | 8     |       |
| Profundidade (m)                                                        | 3,0  | 5,0  | 5,0  | 3,0   | 3,0   | 2,5   | 4,5  | 4,5   | 3,81  |
| Umidade média - $w_{\text{média}}$ (%)                                  | 80,4 | 73,9 | 94,8 | 110,8 | 109,7 | 104,8 | 90,8 | 120,9 | 98,26 |
| Índice de vazios inicial - $e_0$                                        | 2,10 | 2,28 | 2,50 | 3,02  | 2,90  | 2,93  | 2,60 | 2,76  | 2,64  |
| Densidade dos grãos - $G_s$ (g/cm <sup>3</sup> )                        | 2,6  | 2,6  | 2,6  | 2,6   | 2,6   | 2,6   | 2,6  | 2,6   | 2,60  |
| Peso específico seco - $\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )                  | 8,4  | 7,9  | 7,4  | 6,5   | 6,7   | 6,6   | 7,2  | 6,9   | 7,20  |
| Peso específico natural - $\gamma_n$ (calculado) (kN/m <sup>3</sup> )   | 15,2 | 13,7 | 14,4 | 13,7  | 14,0  | 13,5  | 13,7 | 15,2  | 14,19 |
| Tensão vertical efetiva - $\sigma'_v$ (estimada) - (kN/m <sup>2</sup> ) | 15,5 | 18,7 | 22,1 | 11,1  | 12,1  | 8,8   | 16,8 | 23,6  | 16,09 |
| Tensão de pré-adensamento - $\sigma'_{vm}$ - (kN/m <sup>2</sup> )       | 50,0 | 52,0 | 28,0 | 44,0  | 44,0  | 40,0  | 11,0 | 14,0  | 35,38 |
| Razão de sobre-adensamento - OCR                                        | 0,90 | 1,58 | 0,82 | 1,73  | 1,73  | 1,97  | 0,36 | 0,42  | 1,20  |
| Índice de recompressão - $C_r$                                          | 0,08 | 0,13 | 0,17 | 0,21  | 0,15  | 0,18  | 0,46 | 0,39  | 0,22  |
| Índice de compressão - $C_c$                                            | 0,76 | 0,90 | 0,74 | 1,11  | 1,26  | 1,03  | 0,82 | 1,00  | 0,95  |
| Índice de expansão - $C_a$                                              | 0,10 | 0,11 | 0,10 | 0,13  | 0,17  | 0,13  | 0,11 | 0,12  | 0,12  |
| $C_r/C_c$                                                               | 0,11 | 0,14 | 0,24 | 0,17  | 0,12  | 0,18  | 0,57 | 0,39  | 0,24  |
| $C_a/C_c$                                                               | 0,13 | 0,13 | 0,13 | 0,12  | 0,13  | 0,12  | 0,14 | 0,12  | 0,13  |

A variação dos coeficientes de adensamento vertical ( $c_v$ ) e de permeabilidade ( $k$ ) é ilustrada na Figura 3, onde maiores dispersões são observadas em menores níveis de tensões verticais. Como era esperado, os valores desses coeficientes decrescem com o aumento da tensão vertical efetiva, porém dentro da faixa esperada para solos argilosos. De igual modo, os valores médios do coeficiente de variação volumétrica ( $m_v$ ) decrescem de  $4 \cdot 10^{-2}$  para  $6 \cdot 10^{-3} m^2/kN$  a medida que a tensão vertical efetiva aumenta.

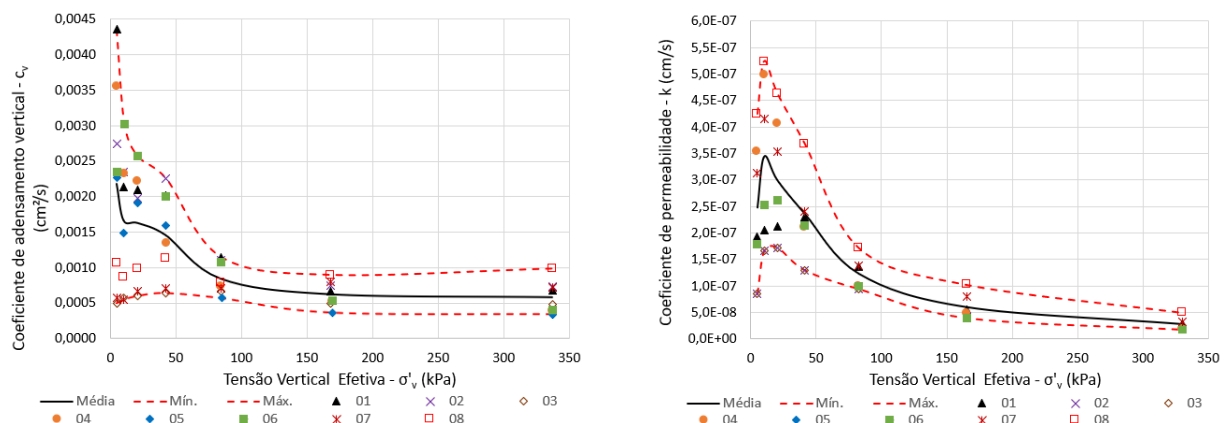


Figura 3 – Coeficientes de adensamento vertical ( $c_v$ ) e de permeabilidade ( $k$ )  $\times$  tensão vertical efetiva.

A resistência da argila é analisada por meio de ensaios SPT e CPTu, embora cientes da limitação da aplicabilidade dos resultados de SPT na estimativa dos parâmetros de argilas muito moles. A Figura 4 apresenta os valores da resistência ao cisalhamento não drenada ( $s_u$ ) calculados com base na Equação 1. É possível observar que esses valores estão na faixa de 5 a 150 kPa, representando a variabilidade espacial do solo. A mesma faixa de variação foi encontrada ao se aplicar o conceito de energia para calcular a resistência não drenada da argila, considerando os mesmos valores de  $N_{\text{spt}}$ .

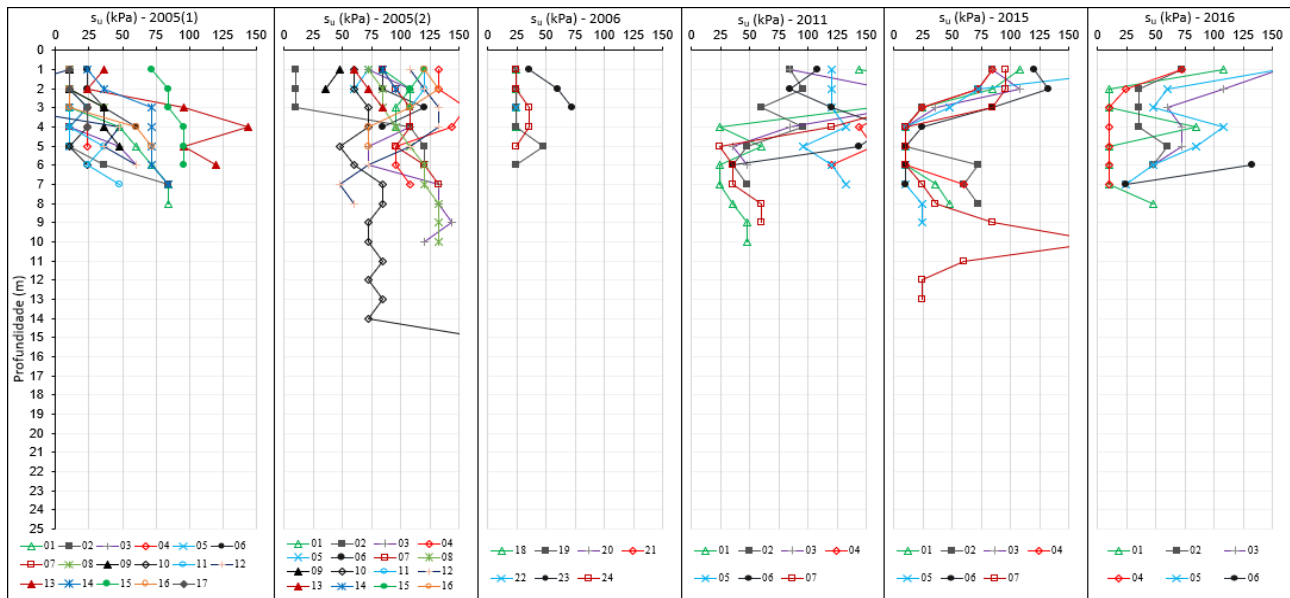


Figura 4 – Resistência não drenada  $\times$  profundidade.

A Figura 5 apresenta as grandezas medidas e derivadas a partir dos 10 ensaios CPTu. A Análise individual dessas grandezas, permite salientar que as conclusões extraídas nas curvas da resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) e do parâmetro de poropressão ( $B_q$ ) corroboram as conclusões apresentadas anteriormente com base nos resultados de SPT.

A comparação entre os valores de OCR apresentados na Figura 5 e os determinados no ensaio de adensamento mostra que, dependendo do local do ensaio CPTu, ambos procedimentos apresentam mesma ordem de grandeza, contudo a larga faixa de variação de OCR ilustrada na figura retrata a variabilidade espacial do solo. Em consequência, os valores da razão da resistência não drenada ( $s_u/\sigma'_v$ ) são menores que 0,6, apesar dos valores das argilas normalmente variarem entre 0,22 a 0,3. Por fim, nota-se que os valores de  $s_u$  são menores que 40 kPa e inferiores aos valores calculados através dos resultados de SPT.

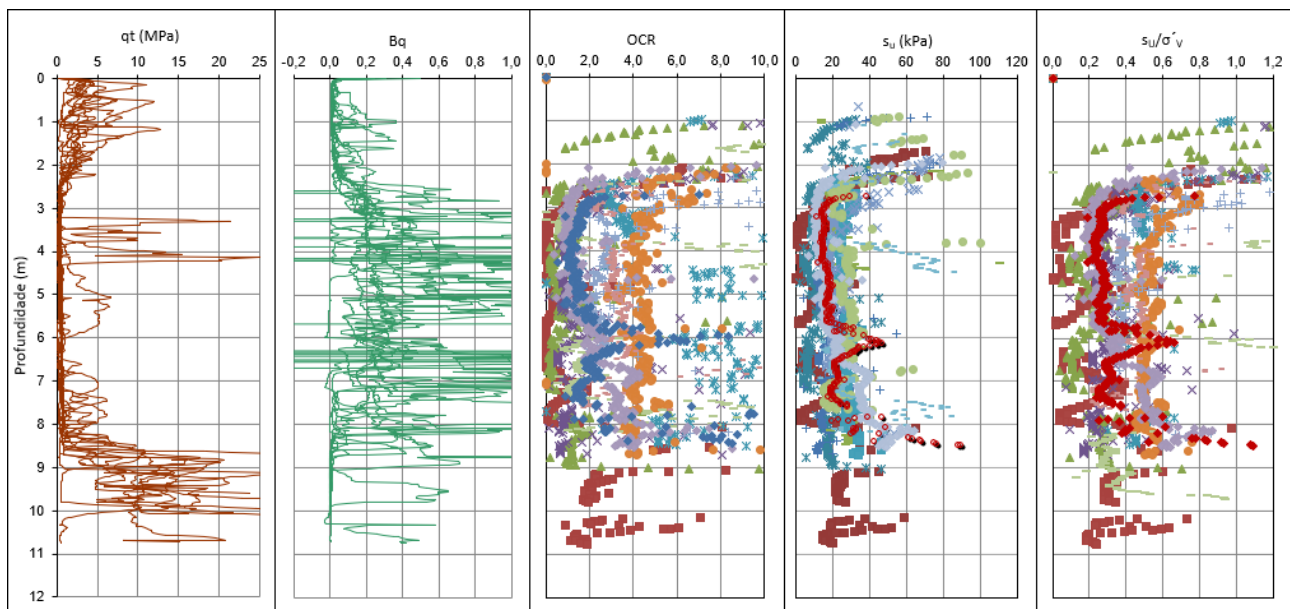


Figura 5 – Variações das grandezas medidas e derivadas a partir dos ensaios CPTu ao longo da profundidade.



Em camadas granulares, os resultados de SPT foram convertidos em ângulos de atrito interno por meio da Equação 3, como mostra a Figura 6. Em geral, os valores do ângulo de atrito variam entre 28° a 38°, faixa considerada conservadora, principalmente nas maiores profundidades. O conservadorismo deve-se ao fato de utilizar a Equação 3 recomendada para areias, sem presença de pedregulhos e matacões.

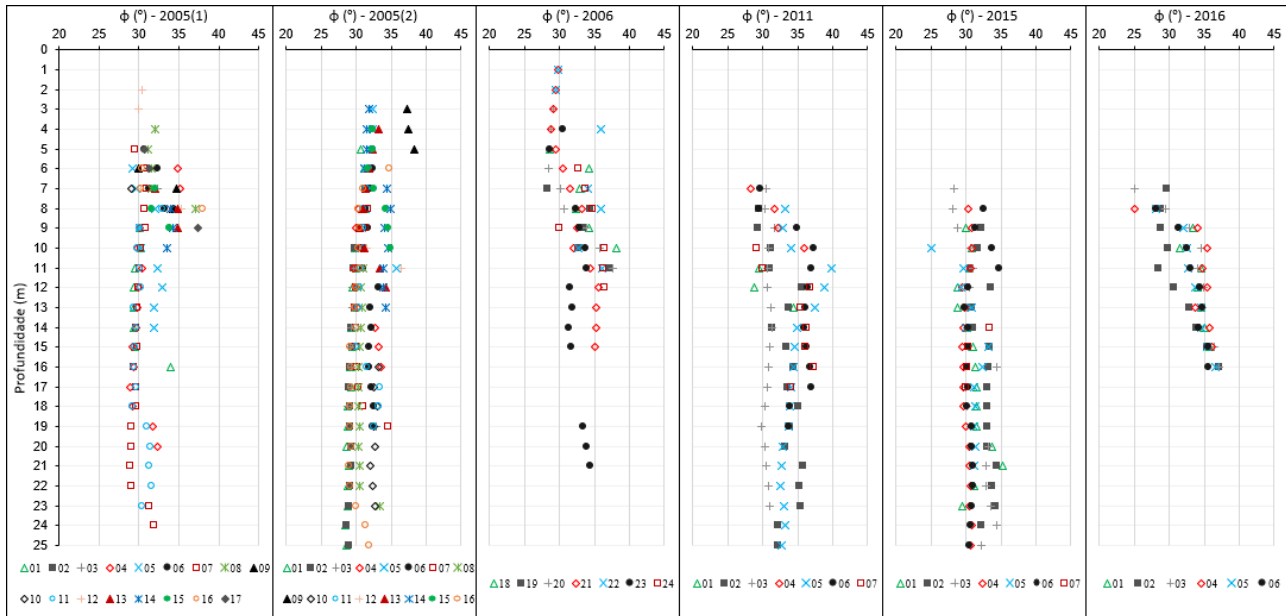


Figura 6 – Ângulo de atrito interno estimado através dos resultados de SPT × profundidade.

As grandezas apresentadas na Figura 7 auxiliam na classificação dos solos e na análise de comportamento de solos granulares. As conclusões extraídas a partir das figuras do atrito lateral ( $f_s$ ) e do índice de classificação do material ( $I_c$ ) corroboram as conclusões anteriores referentes à identificação das camadas e classificação dos solos. Por outro lado, os valores do ângulo de atrito estimados com base nos métodos de Kulhawy e Mayne (1990) e Robertson e Campanella (1983) variam entre 30° a 50° na camada do aterro e entre 35° a 48° na camada do solo granular. Esses valores são maiores que os apresentados na Figura 6 devido às diferenças entre os métodos de ensaio e entre as abordagens empregadas para o cálculo dos parâmetros.

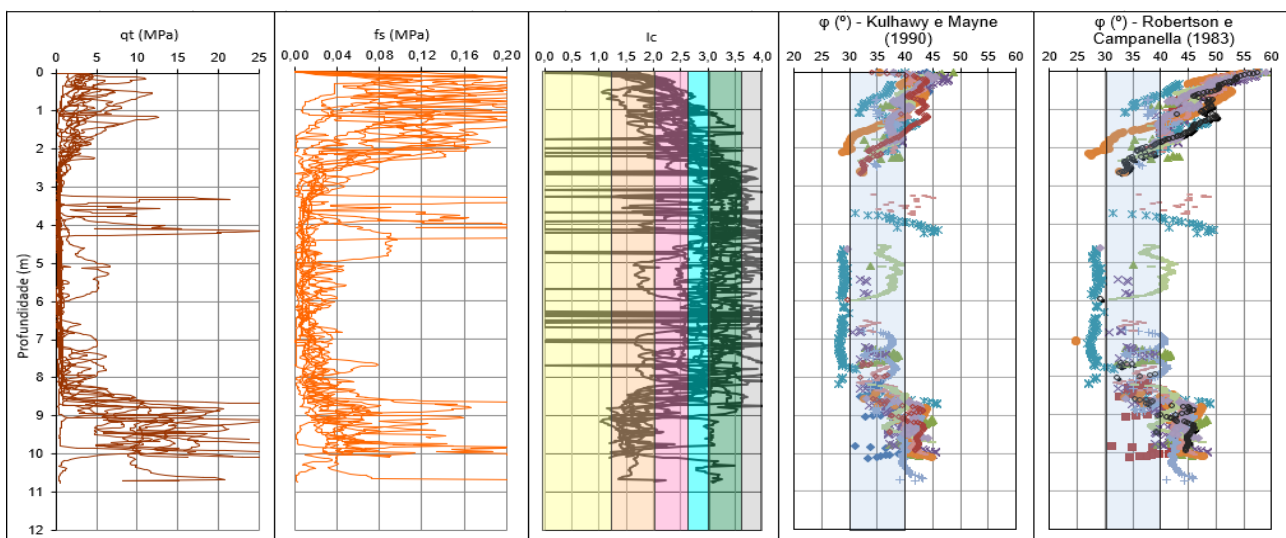


Figura 7 - Variações das grandezas medidas e derivadas a partir dos ensaios CPTu ao longo da profundidade.



#### 4 Conclusão

O artigo apresenta a caracterização geotécnica e a faixa de variação dos principais parâmetros de compressibilidade, permeabilidade e resistência de um depósito de solo da região de Biguaçu-SC. As abordagens adotadas para a análise do comportamento dos materiais drenados e não drenados são consideradas adequadas por fornecerem valores dos parâmetros dentro das faixas esperadas, além de convergirem na classificação dos materiais. Os valores dos parâmetros de compressibilidade dependem do nível de tensões, sendo que a tendência observada segue a estabelecida na literatura. Ou seja, maiores dispersões em menores níveis de tensões e diminuição dos valores dos parâmetros com o aumento da tensão efetiva. Apesar dos valores dos parâmetros da resistência estimados pelas expressões baseadas nos resultados de SPT e CPTu serem diferentes, nota-se que os mesmos apresentam a mesma ordem de grandeza observada nos materiais de comportamento similar.

#### REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Clayton, C.R.I. 1993. The standard penetration test (SPT) – methods and use. Construction Industry Research and Information Association, Funder Report/ CP/7, CIRIA, London, 129pp.
- De Mello, V.F.B. 1971. The standard penetration test. Proc. 4th Pan Am. Conf. Soil Mech. Found. Engng, Porto Rico, 1:1–87.
- Jefferies, M.G. and Davies, M.P. 1991. Use of the CPTu to estimate equivalent SPT N60, Geotech. Testing J., 16(4):458–468.
- Jefferies, M.G. and Been, K. 2000. Implications for critical state theory from isotropic compression of sand. Géotechnique, 50(4):419–429.
- Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. 1990. Manual of estimating soil properties for foundation design. Geotech. Engng Group, Cornell University, Ithaca.
- Meyerhof, G.G. 1956. Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 82(SM1): 1-19.
- Robertson, P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test. Can. Geotech. J., 27(1):151–158.
- Robertson, P.K. and Campanella, R.G. 1983. Interpretation of cone penetration tests. Can. Geotech. J., 20(4):734–745.
- Schnaid, F. In situ testing in geomechanics. 1. ed. Oxon: Taylor & Francis, 2009. v. 1.
- Schnaid, F.; Odebrecht, E. Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.