



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**CENTRO DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**SAMUEL PORFÍRIO PINHEIRO BARROS**

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE AREIAS CARBONÁTICAS DO LITORAL  
CEARENSE POR MEIO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE**

**FORTALEZA**

**2026**

SAMUEL PORFÍRIO PINHEIRO BARROS

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE AREIAS CARBONÁTICAS DO LITORAL  
CEARENSE POR MEIO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

FORTALEZA

2026



SAMUEL PORFÍRIO PINHEIRO BARROS

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PRELIMINAR DE AREIAS CARBONÁTICAS POR  
MEIO DE ENSAIOS DE PIEZOCONE

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro de Tecnologia da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura

Aprovado em: 29/01/2026

BANCA EXAMINADORA

---

Prof. Dr. Alfran Sampaio Moura (Orientador)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Francisco Chagas da Silva Filho (Examinador Interno)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti (Examinador Externo)  
Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP)

À minha família.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, pelas oportunidades diárias.

A meu pai Rogério, minha mãe Luzirene e minha irmã Samara por todo apoio ao longo do mestrado, pois se subo mais um degrau importante na minha vida, foi graças a vocês.

Ao meu orientador Alfran, pela orientação ao longo do mestrado e pelas oportunidades concedidas.

Aos meus colegas de mestrado, em especial ao Matheus e André pelo suporte fundamental para a realização dos ensaios de campo e consequentemente deste trabalho, ao Marcos, pela parceria ao longo das disciplinas, e a todos aqueles que de alguma forma contribuíram no auxílio aos trabalhos de campo e na realização dos ensaios de laboratório.

À UFC por toda a estrutura oferecida em prol da minha formação.

A todos os professores do POSDEHA na qual fui aluno, o meu agradecimento por todo o conhecimento e experiências transmitidas, assim como também aos funcionários do departamento.

Ao pessoal do Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação - LMSP, em especial ao Roberto e Anselmo, pelo auxílio nos ensaios realizados tanto nas disciplinas quanto para os que foram utilizados nesta dissertação, assim como também ao Laboratório de Ensaios Especiais em Geotecnia - LEEG.

Aos professores Francisco Chagas e Heraldo Giacheti por aceitarem o convite para compor a banca de avaliação deste trabalho.

À Petrobras, pelo apoio financeiro, efetivado através de termo de cooperação de P&D que atende à obrigação ANEEL.

“Tudo o que temos de decidir é o que fazer com o tempo que nos é dado.” (TOLKIEN, 2019, p. 104).

## RESUMO

O presente trabalho apresenta a caracterização geotécnica preliminar do subsolo de duas áreas do litoral do Ceará caracterizadas pela presença de areias carbonáticas, um material ainda pouco estudado no contexto geotécnico brasileiro e de comportamento que pode ser significativamente distinto das areias quartzosas. Em meio ao avanço das energias renováveis e à expansão planejada da geração eólica offshore no Nordeste brasileiro, compreender o comportamento desses depósitos torna-se essencial para o suporte a projetos de infraestrutura energética. A pesquisa empregou ensaios de piezocone (CPTu) para caracterizar a estratigrafia e estimar parâmetros representativos do comportamento mecânico resistência e deformabilidade dos solos, além de avaliar a susceptibilidade à liquefação, a aplicabilidade de correlações tradicionais em materiais carbonáticos e a proposição de correlações para as areias estudadas. As análises envolveram também comparações com resultados de SPT, ensaios sísmicos (SDMT) e PMT, permitindo examinar a convergência das estimativas e a coerência entre diferentes métodos de campo. Os resultados demonstraram que as estratigrafias foram identificadas de forma consistente em ambos os subsolos investigados, revelando perfis arenosos com intercalações finas e variações locais de compacidade. A estimativa dos parâmetros geotécnicos apresentou coerência interna entre correlações do CPTu, porém forte dispersão quando comparada aos demais ensaios, sem convergência suficiente para validar as correlações utilizadas. Na avaliação da susceptibilidade à liquefação, Moitas apresentou comportamento maior potencial de liquefação, enquanto a Requenguela mostrou menor susceptibilidade. Em relação à proposição de correlações, os resultados indicaram desempenho global limitado, evidenciando a restrição do conjunto de dados disponível e apontando para a necessidade de sua ampliação. Assim, os resultados indicam que o CPTu foi adequado para caracterização preliminar, mas que não foi possível avaliar com plenitude a validade das correlações clássicas utilizadas nas areias carbonáticas estudadas, ressaltando-se, portanto, que investigações adicionais são necessárias para maior compreensão do material, de forma a subsidiar futuros projetos eólicos offshore no litoral cearense.

**Palavras-chave:** Areias carbonáticas. Piezocone (CPTu). Caracterização Geotécnica. Ensaios de Campo.

## ABSTRACT

This study presents a preliminary geotechnical characterization of the subsoil in two coastal areas of Ceará, characterized by the presence of calcareous sands, a material still scarcely studied within the Brazilian geotechnical context and whose behavior may differ significantly from that of quartz sands. Amid the advancement of renewable energy and the planned expansion of offshore wind power generation in northeastern Brazil, understanding the behavior of these deposits becomes essential to support energy infrastructure projects. The research employed piezocone penetration tests (CPTu) to characterize stratigraphy and estimate representative parameters of soil mechanical behavior, including strength and deformability, as well as to assess susceptibility of liquefaction, evaluate the applicability of traditional correlations in calcareous materials, and propose correlations for the studied sands. The analyses also included comparisons with SPT, seismic tests (SDMT), and PMT results, allowing for the examination of convergence among estimates and consistency between different in situ testing methods. The results demonstrated that stratigraphic profiles were consistently identified in both investigated subsoils, revealing predominantly sandy profiles with interbedded fine layers and local variations in relative density. The estimation of geotechnical parameters showed internal consistency among CPTu-based correlations; however, significant dispersion was observed when compared to other tests, with insufficient convergence to validate the applied correlations. Regarding liquefaction susceptibility, Moitas exhibited a higher liquefaction potential, whereas Requenguela showed lower susceptibility. Concerning the proposed correlations, the results indicated limited overall performance, highlighting the constraints of the available data set and pointing to the need for its expansion. Thus, the findings indicate that CPTu testing was suitable for preliminary characterization; however, it was not possible to fully assess the validity of classical correlations for the studied calcareous sands. Therefore, additional investigations are required to achieve a more comprehensive understanding of the material, thereby supporting future offshore wind projects along the coast of Ceará.

**Keywords:** Carbonate sands. Piezocone (CPTu). Geotechnical characterization. Field tests.

## LISTA DE FIGURAS

|   |    |
|---|----|
| Figura 1 - Mapa dos projetos de complexos eólicos <i>offshore</i> em desenvolvimento no Brasil.                                 | 22 |
| Figura 2 - Mapa de fácies sedimentares da plataforma continental do Ceará .....   | 23 |
| Figura 3 - Tipos de Sondas .....  | 30 |
| Figura 4 - Desenho esquemático do primeiro cone para medição de tensões laterais.....   | 32 |
| Figura 5 - Desenho do cone para medição de tensões laterais desenvolvido pela UCB. ....   | 32 |
| Figura 6 - Filtro de aço sinterizado (a), de plástico (b) e de bronze sinterizado (c).....                                      | 35 |
| Figura 8 - Definição dos erros sistemáticos .....   | 38 |
| Figura 9 - Tipos de veículos CPT terrestres .....   | 40 |
| Figura 10 - Sistema de ancoragem .....  | 41 |
| Figura 11 - Sistemas aquáticos tipo Plataforma (a) e Balsa (b).....   | 42 |
| Figura 12 - (a) Sistema de entrega e (b) de equipamento de cravação para leito oceânico.....                                    | 43 |
| Figura 13 - Tipos de redutores de atrito utilizados em sondas .....   | 44 |
| Figura 14 - Ábacos da metodologia SBT. a) $F_r \times q_t$ ; b) $B_q \times q_t$ .....  | 45 |
| Figura 15 - Atuação da poropressão na sonda.....  | 46 |
| Figura 16 - Ábacos da metodologia SBT normalizados. a) $F_r \times Q_t$ ; b) $B_q \times Q_t$ .....                             | 48 |
| Figura 17 - Ábaco $\Delta u_2/\sigma'_{vo} \times q_{cnet}/\sigma'_{vo}$ , com eixo das abcissas em escala logarítmica.....     | 51 |
| Figura 18 - Ábaco $\Delta u_2/\sigma'_{vo} \times q_{cnet}/\sigma'_{vo}$ , com eixo das abcissas em escala linear.....          | 51 |
| Figura 19 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos normalizados $Q_{tn}$ e $F_r$ , com contornos do parâmetro de estado .....  | 53 |
| Figura 20 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos normalizados $Q_{tn}$ e $F_r$ , com contornos do limite CD .....            | 53 |
| Figura 21 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos normalizados $Q_{tn}$ e $F_r$ , com zonas para avaliação de liquefação..... | 55 |
| Figura 22 - Peso específico x atrito lateral .....  | 57 |
| Figura 23 - Peso específico x atrito lateral .....  | 58 |
| Figura 24 - Ábaco $Q_{tn} \times I_G$ para verificação de microestrutura em solos.....  | 62 |
| Figura 25 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos s $Q_{tn}$ e $F_r$ , com contornos de $V_s$ .....                           | 71 |
| Figura 26 - Imagens obtidas a partir de micrografia de solos carbonáticos e silicosos.....                                      | 74 |
| Figura 27 - Sonda Pagani .....  | 77 |
| Figura 28 - Sistema de aquisição de dados e <i>depth encoder</i> . ....   | 79 |
| Figura 29 - Equipamento de cravação Pagani .....  | 80 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 30 - Mapa de localização de realização dos ensaios em Amontada.....   | 82  |
| Figura 31 - Perfil de teor de carbonato (a), $N_{SPT}$ (b) e Estratigrafia do Solo (c) na Praia de Moitas .....  | 83  |
| Figura 32 - Mapa de localização de realização dos ensaios em Icapuí-CE.....  | 87  |
| Figura 33 - Perfil de teor de carbonato (a) e $N_{SPT}$ (b) e Estratigrafia (c) na Praia da Requenguela .....  | 88  |
| Figura 34 - Perfil resistência de ponta ( $q_t$ ) (a); Perfil de resistência de ponta corrigida ( $q_c$ ) (b); Perfil de atrito lateral ( $f_s$ ) (c) para os ensaios na Praia de Moitas .....     | 93  |
| Figura 35 - Perfil de razão de atrito ( $R_f$ ) (a); Perfil poropressão ( $u_2$ ) (b); Perfil de velocidade de cravação (c) para os ensaios na Praia de Moitas.....                                | 94  |
| Figura 36 - Ábaco $q_t \times R_f$ para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) .....  | 96  |
| Figura 37 - Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c).....  | 98  |
| Figura 38 - Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ com contornos de parâmetro de estado para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) .....  | 100 |
| Figura 39 - Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ com zonas de liquefação para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c).....  | 102 |
| Figura 40 - Ábaco para verificação de microestrutura para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c).....   | 103 |
| Figura 41 - Perfis estratigráficos dos ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) pelas zonas da metodologia SBT a partir de $I_c$ . .....   | 105 |
| Figura 42 - Perfil estratigráfico obtido no ensaio SPT. ....   | 107 |
| Figura 43 - Perfis de peso específico dos solos para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) .....   | 109 |
| Figura 44 - Perfis do teor de finos dos solos para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)..   | 111 |
| Figura 45 - Perfis do parâmetro $I_c$ dos solos para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)..   | 114 |
| Figura 46 - Perfis de densidade relativa para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c).....   | 115 |
| Figura 47 - Perfis do ângulo de atrito para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) .....  | 117 |
| Figura 48 - Perfis do módulo de Young para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c).....  | 119 |
| Figura 49 - Perfis de $V_s$ para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) .....   | 120 |
| Figura 50 - Perfis de $G_{máx}$ para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) .....   | 122 |
| Figura 51 - Perfil resistência de ponta ( $q_t$ ) (a); Perfil de resistência de ponta corrigida ( $q_c$ ) (b); Perfil de atrito lateral ( $f_s$ ) (c) para os ensaios na Praia da Requenguela..... | 124 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 52 - Perfil de razão de atrito ( $R_f$ ) (a); Perfil poropressão ( $u_2$ ) (b); Perfil de velocidade de cravação (c) para os ensaios na Praia da Requenguela..... | 125 |
| Figura 53 - Ábaco $q_t \times R_f$ para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....   | 127 |
| Figura 54 - Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c).....   | 129 |
| Figura 55 - Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ com contornos de parâmetro de estado para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c).....  | 130 |
| Figura 56 - Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ com zonas de liquefação para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c).....   | 132 |
| Figura 57 - Ábaco para verificação de microestrutura para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....   | 133 |
| Figura 58 - Perfis estratigráficos dos ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) pelas zonas da metodologia SBT a partir de $I_c$ . .....                                    | 135 |
| Figura 59 - Perfil estratigráfico obtido pelo ensaio SPT na Praia da Requenguela.....  | 137 |
| Figura 60 - Perfis de peso específico dos solos para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....  | 139 |
| Figura 61 - Perfis do teor de finos dos solos para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .  | 141 |
| Figura 62 - Perfis do parâmetro $I_c$ dos solos para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .  | 142 |
| Figura 63 - Perfis de densidade relativa para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c).....  | 144 |
| Figura 64 - Perfis de ângulo de atrito para os solos dos ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....   | 146 |
| Figura 65 - Perfis do módulo de Young para os solos dos ensaios ICP (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....   | 148 |
| Figura 66 - Perfis de $V_s$ para os solos dos ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....  | 149 |
| Figura 67 - Perfis de $G_{máx}$ para os solos dos ensaios ICP (a), ICP2 (b) e ICP3 (c).....  | 151 |
| Figura 68 - Perfis de peso específico do solo a partir de diversos ensaios de campo para MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c).....   | 154 |
| Figura 69 - Perfil de ângulo de atrito efetivo dos solos a partir de diversos ensaios de laboratório e campo para o ensaio MT1 .....                                     | 156 |
| Figura 70 - Perfil de ângulo de atrito do solo a partir de diversos ensaios de campo para o ensaio MT2.....  | 158 |
| Figura 71 - Perfil de ângulo de atrito do solo a partir de diversos ensaios de campo para o ensaio MT3 .....   | 158 |

|  |     |
|--|-----|
| Figura 72 - Perfis do módulo de Young do solo a partir de ensaios de campo e ensaios triaxiais para MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) ..... | 160 |
| Figura 73 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio MT1 .....  | 161 |
| Figura 74 - Gráfico de dispersão entre Medidas de $V_s$ para o ensaio MT2.....   | 162 |
| Figura 75 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio MT3 .....  | 163 |
| Figura 76 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio MT1, considerando a diminuição do conjunto de dados .....      | 163 |
| Figura 77 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio MT2, considerando a diminuição do conjunto de dados .....      | 164 |
| Figura 78 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio MT3, considerando a diminuição do conjunto de dados .....      | 164 |
| Figura 79 - Perfis de $G_{máx}$ a partir de ensaios de campo para MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) .                                       | 165 |
| Figura 80 - Perfis de peso específico do solo a partir de diversos ensaios de campo ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c).....               | 168 |
| Figura 81 - Perfis de ângulo de atrito do solo a partir de diversos ensaios de campo para ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....        | 169 |
| Figura 82 - Perfis do módulo de Young do solo a partir de diversos ensaios de campo para ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) .....         | 171 |
| Figura 83 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio ICP1 .....   | 172 |
| Figura 84 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio ICP2.....  | 173 |
| Figura 85 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio ICP3 .....   | 173 |
| Figura 86 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio ICP1, considerando a diminuição do conjunto de dados .....     | 174 |
| Figura 87 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio ICP2, considerando a diminuição do conjunto de dados .....     | 175 |
| Figura 88 - Gráfico de dispersão entre medidas de $V_s$ para o ensaio ICP3, considerando a diminuição do conjunto de dados .....     | 175 |
| Figura 89 - Perfis de $G_{máx}$ a partir de ensaios de campo para ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)                                      | 176 |

## LISTA DE TABELAS

|   |     |
|---|-----|
| Tabela 1 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco SBT de Robertson <i>et al.</i> (1986) .....  | 47  |
| Tabela 2 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco SBT de Robertson (1990) .....  | 49  |
| Tabela 3 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco de Scneider <i>et al.</i> (2008) .....   | 52  |
| Tabela 4 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco Robertson (2016) .....   | 54  |
| Tabela 5 - Zonas e comportamento do solo no ábaco de Robertson (2010) .....   | 55  |
| Tabela 6 - Estimativa do Peso Específico a partir da SBT de Robertson <i>et al.</i> (1986).....   | 56  |
| Tabela 7 - Classificação do sedimento por teor de carbonato .....   | 73  |
| Tabela 8 - Tipo de solo a partir do parâmetro $I_c$ .....   | 104 |
| Tabela 9 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do peso específico dos solos nos ensaios MT1, MT2 e MT3 .....          | 154 |
| Tabela 10 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do ângulo de atrito dos solos nos ensaios MT1, MT2 e MT3 .....        | 157 |
| Tabela 11 - Análise estatística comparativa entre ensaios de campo para obtenção do módulo de Young dos solos nos ensaios MT1, MT2 e MT3..... | 160 |
| Tabela 12 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do peso específico dos solos nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3 .....      | 166 |
| Tabela 13 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do ângulo de atrito dos solos nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3.....      | 170 |
| Tabela 14 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do módulo de Young dos solos nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3.....       | 171 |
| Tabela 15 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis $q_t$ e $D_r$ .<br>.....                                  | 179 |
| Tabela 16 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis $q_t$ e $\sigma'_{vo}$ .<br>.....                         | 180 |
| Tabela 17 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis $q_t$ , $D_r$ e $CaCO_3$ .....                            | 180 |
| Tabela 18 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis $q_t$ , $\sigma'_{vo}$ e $CaCO_3$ .....                   | 181 |
| Tabela 19 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando todas as variáveis e a mescla dos locais de ensaio. ....               | 182 |

|   |     |
|---|-----|
| Tabela 20 - Valores de $R^2$ obtidos entre valores medidos e estimados de vs pelas correlações propostas e correlações analisadas ..... | 183 |
|---|-----|

## SUMÁRIO

|                |   |           |
|----------------|---|-----------|
| <b>1</b>       | <b>INTRODUÇÃO.....</b>                                    | <b>21</b> |
| <b>1.1</b>     | <b>Objetivos .....</b>                                    | <b>24</b> |
| <b>1.2</b>     | <b>Metodologia do Estudo .....</b>                        | <b>24</b> |
| <b>1.3</b>     | <b>Estrutura da Dissertação.....</b>                      | <b>25</b> |
| <b>2</b>       | <b>CPTU.....</b>  | <b>26</b> |
| <b>2.1</b>     | <b>Histórico.....</b>                                     | <b>26</b> |
| <b>2.1.1</b>   | <b><i>Cone Holandês.....</i></b>                          | <b>26</b> |
| <b>2.1.2</b>   | <b><i>Cone Elétrico.....</i></b>                          | <b>27</b> |
| <b>2.1.3</b>   | <b><i>Piezocone.....</i></b>                              | <b>28</b> |
| <b>2.2</b>     | <b>Descrição do CPTU .....</b>                            | <b>29</b> |
| <b>2.2.1</b>   | <b><i>Sondas.....</i></b>                                 | <b>29</b> |
| <b>2.2.2</b>   | <b><i>Tipos de Sensores.....</i></b>                      | <b>30</b> |
| <b>2.2.2.1</b> | <b><i>Cone Sísmico .....</i></b>                          | <b>31</b> |
| <b>2.2.2.2</b> | <b><i>Leituras de Tensões Laterais.....</i></b>           | <b>31</b> |
| <b>2.2.2.3</b> | <b><i>Cone Pressiômetro .....</i></b>                     | <b>33</b> |
| <b>2.2.2.4</b> | <b><i>Cone Resistivo .....</i></b>                        | <b>33</b> |
| <b>2.2.3</b>   | <b><i>Saturação da Sonda.....</i></b>                     | <b>34</b> |
| <b>2.2.4</b>   | <b><i>Calibração .....</i></b>                            | <b>37</b> |
| <b>2.2.5</b>   | <b><i>Aquisição e Transmissão de Dados.....</i></b>       | <b>39</b> |
| <b>2.2.6</b>   | <b><i>Medidas de Profundidade .....</i></b>               | <b>40</b> |
| <b>2.2.7</b>   | <b><i>Equipamentos de Cravação .....</i></b>              | <b>40</b> |
| <b>2.2.7.1</b> | <b><i>Sistemas Terrestres.....</i></b>                    | <b>40</b> |
| <b>2.2.7.2</b> | <b><i>Sistemas Aquáticos .....</i></b>                    | <b>41</b> |
| <b>2.2.7.3</b> | <b><i>Profundidades de Penetração .....</i></b>           | <b>43</b> |
| <b>3</b>       | <b>TRATAMENTO DE DADOS E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS .....</b> | <b>45</b> |

|       |   |    |
|-------|---|----|
| 3.1   | Metodologias para Obtenção da Estratigrafia e Classificação do Solo ...                 | 45 |
| 3.2   | Estimativa de Parâmetros Geotécnicos de Aplicação Geral .....                           | 55 |
| 3.2.1 | <i>Estimativa do Peso Específico dos Solos</i> .....                                    | 56 |
| 3.2.2 | <i>Estimativa do Teor de Finos do Solo</i> .....  | 59 |
| 3.2.3 | <i>Definição do Comportamento Drenado e Não Drenado dos Solos</i> .....                 | 60 |
| 3.2.4 | <i>Avaliação da presença de Microestrutura em Solos</i> .....                           | 60 |
| 3.3   | Estimativa de Parâmetros Geotécnicos de Solos Arenosos .....                            | 62 |
| 3.3.1 | <i>Densidade Relativa</i> .....   | 63 |
| 3.3.2 | <i>Ângulo de Atrito de Pico</i> .....   | 65 |
| 3.3.3 | <i>Módulo de Young Drenado</i> .....  | 67 |
| 3.3.4 | <i>Módulo de Cisalhamento Máximo</i> .....  | 69 |
| 3.4   | Estimativa de Parâmetros Geotécnicos de Areias Carbonáticas.....                        | 72 |
| 3.4.1 | <i>Origem das Areias Carbonáticas</i> .....   | 72 |
| 3.4.2 | <i>Terminologia</i> .....   | 72 |
| 3.4.3 | <i>Características básicas de areias carbonáticas</i> .....                             | 73 |
| 3.4.4 | <i>Uso de Metodologias Tradicionais de Interpretação para Areias Carbonáticas</i> ..... | 74 |
| 3.4.5 | <i>Correlações Específicas para Areias Carbonáticas</i> .....                           | 76 |
| 4     | PROGRAMA EXPERIMENTAL .....   | 77 |
| 4.1   | Equipamento Utilizado .....   | 77 |
| 4.1.1 | <i>Descrição da Sonda</i> .....   | 77 |
| 4.1.2 | <i>Procedimento de Calibração</i> .....   | 78 |
| 4.1.3 | <i>Saturação da Sonda</i> .....   | 78 |
| 4.1.4 | <i>Sistema de Aquisição de Dados</i> .....  | 79 |
| 4.1.5 | <i>Descrição do Equipamento de Cravação</i> .....                                       | 80 |
| 4.2   | Ensaio na Praia de Moitas .....   | 81 |
| 4.2.1 | <i>Descrição do Local</i> .....   | 81 |
| 4.2.2 | <i>Descrição dos Procedimentos dos Ensaio</i> .....                                     | 83 |

|         |  |     |
|---------|--|-----|
| 4.2.3   | <i>Descrição das Ocorrências de Problemas</i> .....  | 85  |
| 4.3     | <b>Ensaio na Praia de Requenguela</b> .....  | 86  |
| 4.3.1   | <i>Descrição do Local</i> .....  | 86  |
| 4.3.2   | <i>Descrição dos Procedimentos dos Ensaio</i> .....  | 89  |
| 4.3.3   | <i>Descrição das Ocorrências de Problemas</i> .....  | 90  |
| 5       | <b>RESULTADO DOS ENSAIOS E DAS ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS</b>   |     |
|         | <b>92</b>  |     |
| 5.1     | <b>Praia de Moitas</b> .....   | 92  |
| 5.1.1   | <i>Apresentação e análise dos resultados brutos</i> .....  | 92  |
| 5.1.2   | <i>Classificação e Interpretação de Ábacos</i> .....   | 95  |
| 5.1.2.1 | <i>Ábacos de Robertson et al. (1986)</i> .....   | 95  |
| 5.1.2.2 | <i>Ábacos de Robertson (1990)</i> .....  | 96  |
| 5.1.2.3 | <i>Ábacos de Schneider et al. (2008)</i> .....   | 98  |
| 5.1.2.4 | <i>Ábaco <math>Q_m \times F_r</math> de Robertson (1990) com contorno de parâmetro de estado</i> ..                    | 99  |
| 5.1.2.5 | <i>Ábaco <math>Q_m \times F_r</math> de Robertson (1990) com zonas de comportamento para grandes deformações</i> ..... | 100 |
| 5.1.2.6 | <i>Ábaco <math>Q_m \times F_r</math> de Robertson (1990) com zonas de avaliação de liquefação</i>                      | 101 |
| 5.1.2.7 | <i>Ábaco <math>Q_m \times I_G</math> de Robertson (2016) para verificação de microestrutura</i> .....                  | 103 |
| 5.1.3   | <i>Visualização estratigráfica</i> .....   | 103 |
| 5.1.4   | <i>Aplicação das correlações para estimativa de parâmetros geotécnicos</i> .....                                       | 108 |
| 5.1.4.1 | <i>Peso específico</i> .....   | 108 |
| 5.1.4.2 | <i>Teor de finos</i> .....   | 110 |
| 5.1.4.3 | <i>Perfil do índice <math>I_c</math></i> .....   | 112 |
| 5.1.4.4 | <i>Densidade relativa das areias</i> .....   | 112 |
| 5.1.4.5 | <i>Ângulo de atrito</i> .....  | 116 |
| 5.1.4.6 | <i>Módulo de Young</i> .....   | 116 |
| 5.1.4.7 | <i>Módulo de cisalhamento máximo</i> .....   | 118 |

|              |   |            |
|--------------|---|------------|
| <b>5.2</b>   | <b>Praia da Requenguela.....</b>  | <b>123</b> |
| <b>5.2.1</b> | <b><i>Apresentação e análise dos resultados brutos.....</i></b>   | <b>123</b> |
| <b>5.2.2</b> | <b><i>Classificação pelo uso de ábacos.....</i></b>   | <b>126</b> |
| 5.2.2.1      | <i>Ábacos de Robertson et al. (1986).....</i>   | 126        |
| 5.2.2.2      | <i>Ábacos de Robertson (1990).....</i>  | 127        |
| 5.2.2.3      | <i>Ábacos de Schneider et al. (2008).....</i>   | 129        |
| 5.2.2.4      | <i>Ábaco <math>Q_m \times F_r</math> de Robertson (1990) com contorno de parâmetro de estado</i>                      | 129        |
| 5.2.2.5      | <i>Ábaco <math>Q_m \times F_r</math> de Robertson (1990) com zonas de comportamento para grandes deformações.....</i> | 131        |
| 5.2.2.6      | <i>Ábaco <math>Q_m \times F_r</math> de Robertson (1990) com zonas de avaliação de liquefação</i>                     | 131        |
| 5.2.2.7      | <i>Ábaco <math>Q_m \times I_G</math> de Robertson (2016) para verificação de microestrutura.....</i>                  | 132        |
| <b>5.2.3</b> | <b><i>Visualização estratigráfica .....</i></b>   | <b>134</b> |
| <b>5.2.4</b> | <b><i>Aplicação das correlações para estimativa de parâmetros geotécnicos.....</i></b>                                | <b>137</b> |
| 5.2.4.1      | <i>Peso específico .....</i>  | 137        |
| 5.2.4.2      | <i>Teor de finos .....</i>  | 140        |
| 5.2.4.3      | <i>Perfil do índice <math>I_c</math>.....</i>   | 140        |
| 5.2.4.4      | <i>Densidade relativa das areias .....</i>  | 143        |
| 5.2.4.5      | <i>Ângulo de atrito.....</i>  | 145        |
| 5.2.4.6      | <i>Módulo de Young.....</i>   | 147        |
| 5.2.4.7      | <i>Módulo de cisalhamento máximo .....</i>  | 147        |
| <b>6</b>     | <b>COMPARAÇÃO DE ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS PELO PIEZOCONE E POR ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....</b>               | <b>152</b> |
| <b>6.1</b>   | <b>Praia de Moitas .....</b>  | <b>152</b> |
| 6.1.1        | <i>Peso específico.....</i>   | 152        |
| 6.1.2        | <i>Ângulo de Atrito.....</i>  | 155        |
| 6.1.3        | <i>Módulo de Young.....</i>   | 159        |
| 6.1.4        | <i>Módulo cisalhante máximo .....</i>   | 161        |

|              |   |            |
|--------------|---|------------|
| <b>6.2</b>   | <b>Praia da Requenguela.....</b>  | <b>166</b> |
| <b>6.2.1</b> | <b><i>Peso específico.....</i></b>  | <b>166</b> |
| <b>6.2.2</b> | <b><i>Ângulo de Atrito.....</i></b>   | <b>168</b> |
| <b>6.2.3</b> | <b><i>Módulo de Young.....</i></b>  | <b>170</b> |
| <b>6.2.4</b> | <b><i>Módulo cisalhante máximo .....</i></b>  | <b>172</b> |
| <b>7</b>     | <b>PROPOSTA PRELIMINAR DE CORRELAÇÃO PARA OBTENÇÃO DE <math>V_s</math><br/>A PARTIR DE DADOS DO PIEZOCONE PARA OS LOCAIS ESTUDADOS ..</b> | <b>177</b> |
| <b>7.1</b>   | <b>Metodologia estatística de desenvolvimento de correlações.....</b>   | <b>177</b> |
| <b>7.2</b>   | <b>Dados utilizados .....</b>   | <b>178</b> |
| <b>7.3</b>   | <b>Resultados das análises de regressão linear múltipla .....</b>   | <b>179</b> |
| <b>7.4</b>   | <b>Avaliação das correlações propostas .....</b>  | <b>183</b> |
| <b>8</b>     | <b>CONCLUSÕES e SUGESTÕES .....</b>   | <b>185</b> |
|              | <b>BIBLIOGRAFIA .....</b>   | <b>194</b> |
|              | <b>APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO MT1 .....</b>   | <b>202</b> |
|              | <b>APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO MT2.....</b>  | <b>208</b> |
|              | <b>APÊNDICE C – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO MT3 .....</b>   | <b>214</b> |
|              | <b>APÊNDICE D – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO ICP1 .....</b>  | <b>220</b> |
|              | <b>APÊNDICE E – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO ICP2 .....</b>  | <b>226</b> |
|              | <b>APÊNDICE F – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO ICP3 .....</b>  | <b>232</b> |
|              | <b>ANEXO A – CERTIFICADOS DE CALIBRAÇÃO PAGANI .....</b>  | <b>238</b> |
|              | <b>ANEXO B – CERTIFICADOS DE CALIBRAÇÃO UNESP .....</b>   | <b>249</b> |

## 1 INTRODUÇÃO

A matriz energética mundial permanece majoritariamente dependente dos combustíveis fósseis, responsáveis por cerca de 80% do consumo global e pelas maiores emissões de gases de efeito estufa. Ainda assim, verifica-se um avanço das fontes renováveis, especialmente na geração elétrica, onde alcançaram 31,9% em 2024, contra 59,1% dos fósseis e 9% da energia nuclear (REN21, 2025; IEA, 2025). No entanto, no consumo final de energia, que inclui transporte e aquecimento, a participação das renováveis modernas foi de apenas 13,4%, revelando a necessidade de maior diversificação (REN21, 2025).

O crescimento das fontes limpas tem sido expressivo nos últimos anos. Somente em 2024, foram adicionados 585 GW de capacidade renovável, equivalentes a 92,5% da expansão global do setor elétrico. A energia solar liderou esse movimento, com aumento de 32% e quase 452 GW de novas instalações, totalizando 1.865 GW de capacidade instalada mundialmente (IRENA, 2025). Renováveis e energia nuclear responderam por mais de 80% do crescimento da geração elétrica global, sendo a maior parte proveniente da solar, eólica e hidrelétrica (IEA, 2025).

A redução da dependência dos combustíveis fósseis é considerada essencial para mitigar os impactos das mudanças climáticas e fortalecer a segurança energética, além de contribuir para a descarbonização da matriz energética, de forma que, faz-se necessário acelerar a transição energética a fim de limitar o aquecimento global e alcançar a neutralidade de carbono até meados do século (IEA, 2025).

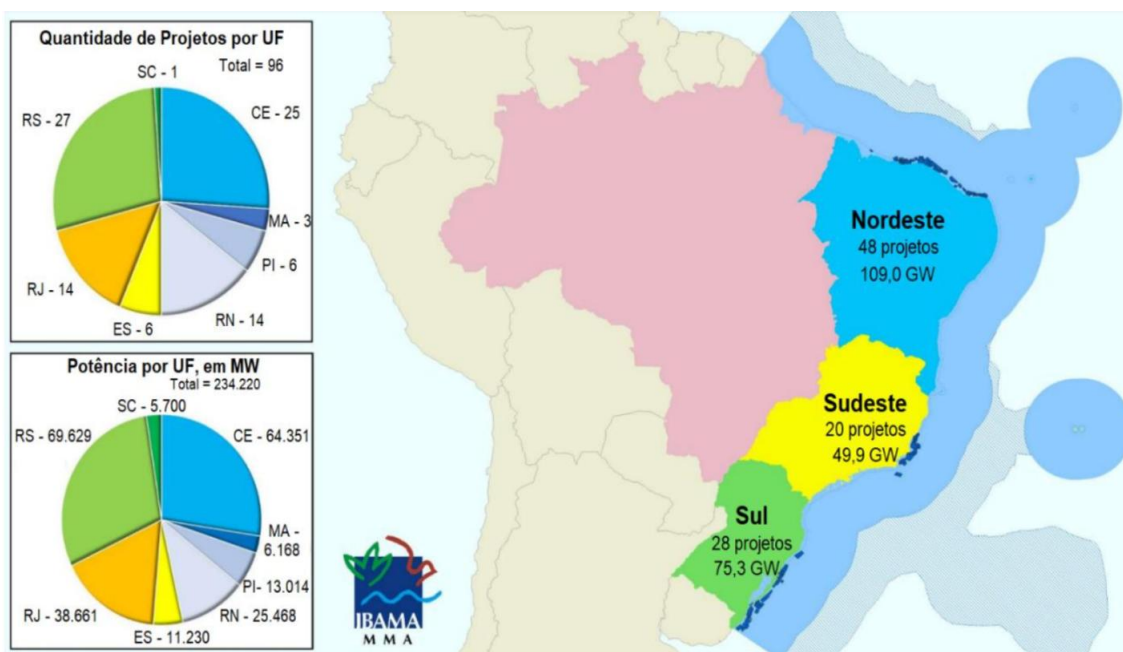
Apesar dos avanços, o ritmo atual ainda é insuficiente frente às metas globais. Para atingir o objetivo de triplicar a capacidade instalada de renováveis até 2030, a taxa de crescimento anual deverá subir de 15,1% para 16,6% (IRENA, 2025; WEF, 2025). Projeções da IEA estimam a adição de 3.700 GW de novas capacidades entre 2023 e 2028, sendo 95% provenientes da energia solar e eólica, o que permitirá que as renováveis ultrapassem o carvão como principal fonte elétrica já em 2025 (IEA, 2023). Em paralelo, os investimentos em transição energética alcançaram cerca de US\$ 2,1 trilhões em 2024, dos quais US\$ 728 bilhões foram destinados às fontes renováveis (IRENA, 2025).

No Brasil, a matriz energética apresenta composição relativamente equilibrada, sendo 50,9% proveniente de fontes não renováveis e 49,1% de fontes renováveis (EPE, 2024). Entre estas últimas, destaca-se a energia eólica, que atualmente representa apenas 2,6% do total,

mas possui elevado potencial de expansão em diferentes regiões do país, especialmente em áreas offshore.

No contexto das áreas offshore, a região que mais se destaca é o Nordeste brasileiro, em especial o estado do Ceará. Conforme apresentado na Figura 1, o estado concentra a maior parte dos projetos em desenvolvimento para a implantação de complexos eólicos offshore, além de reunir um dos maiores potenciais de geração desse tipo de energia em todo o país.

Figura 1 - Mapa dos projetos de complexos eólicos *offshore* em desenvolvimento no Brasil



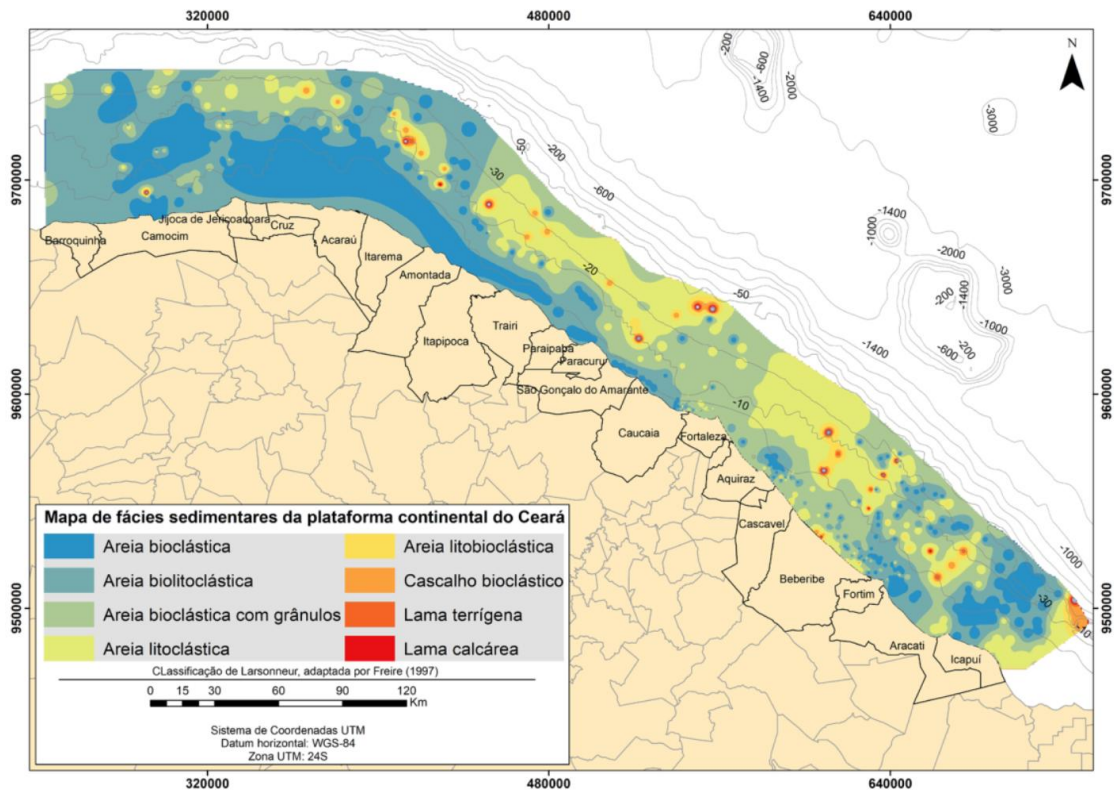
Fonte: IBAMA (2024)

A quantidade de projetos em desenvolvimento para implantação de complexos geradores de energia eólica no Ceará, ao mesmo tempo que demonstra a grande potencialidade do estado, também traz diversos desafios inerentes as características do solo da região costeira encontrados no estado, onde em grande parte observa-se a ocorrência de solos carbonáticos, principalmente granulares. (Nascimento *et al.*, 2025).

A partir da Figura 2, desenvolvida em um estudo para caracterização das fácies sedimentares do litoral do Ceará, realizado por Almeida *et al.* (2021), com base em amostras coletadas ao longo da costa, verifica-se a ampla distribuição desses materiais, definidos por areias bioclásticas. Esses sedimentos são formados de materiais biológicos como algas, conchas e esqueletos marinhos, onde visualiza-se duas grandes zonas de ocorrência, onde na porção oeste estendem-se do município de Barroquinha até Caucaia, e na porção leste, distribuem-se

de Fortim até Icapuí, na divisa com o estado do Rio Grande do Norte, de forma que a grande extensão dessas áreas, com a presença desse tipo de material representam um desafio significativo para a implantação de torres eólicas, devido, ao seu comportamento.

Figura 2 - Mapa de fácies sedimentares da plataforma continental do Ceará



Fonte: Almeida *et al.* (2021)

As areias carbonáticas apresentam comportamento geotécnico complexo, uma vez que suas propriedades nem sempre correspondem ao que se observa em areias estudadas anteriormente. Esse comportamento está diretamente associado a características físicas, granulométricas, morfológicas, mineralógicas e químicas. Embora o carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) esteja presente em todos os casos, variações na origem, na composição e na proporção desse mineral resultam em respostas significativamente distintas, tanto entre diferentes tipos de areias carbonáticas quanto em comparação às areias quartzosas. (Alves, 2024).

Logo, devido à complexidade das características das areias carbonáticas, associada a escassez de informações a respeito das existentes no litoral do Ceará, torna-se imprescindível a realização de uma investigação geotécnica abrangente, que vise compreender o comportamento do material, com vistas ao fornecimento de subsídios adequados para a futura implantação de projetos de implantação de torres eólicas offshore no litoral do estado do Ceará.

Dentro desse panorama, destaca-se o piezocone (CPTu) como um dos métodos mais avançados de investigação geotécnica. Trata-se de um ensaio de campo que permite a obtenção contínua e precisa de informações sobre o solo, como resistência de ponta, atrito lateral e a poropressão. Esses dados possibilitam a identificação da estratigrafia e a estimativa de diversos parâmetros geotécnicos, fundamentais para a compreensão do comportamento do material estudado.

## 1.1 Objetivos

O objetivo geral desta dissertação é realizar uma investigação geotécnica preliminar de locais com ocorrência de areias carbonáticas na faixa costeira do Ceará, por meio da realização e interpretação de ensaios de piezocone (CPTu).

Para alcançar o objetivo geral, definiram-se os seguintes objetivos específicos, que delimitam as etapas necessárias para a análise proposta e orientam a condução da pesquisa:

- Caracterizar a estratigrafia dos depósitos nos locais estudados a partir da interpretação dos ensaios de CPTu;
- Estimar parâmetros representativos do estado dos materiais, parâmetros de deformabilidade e de resistência dos solos;
- Avaliar de forma preliminar a susceptibilidade à liquefação dos solos analisados;
- Analisar a aplicabilidade das correlações tradicionais nas areias estudadas, comparando os resultados obtidos com resultados de outros ensaios de campo;
- Propor e avaliar correlações empíricas iniciais para a estimativa da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) a partir de dados de CPTu e ensaios sísmicos.

## 1.2 Metodologia do Estudo

A pesquisa foi desenvolvida a partir de uma sequência metodológica estruturada, baseada na realização das seguintes etapas:

- a) Realização de levantamento referencial teórico sobre o piezocone (CPTu) e sobre as metodologias de interpretação a serem aplicadas;
- b) Seleção de duas áreas representativas do litoral do Ceará, escolhidas em função de suas características sedimentares e da provável ocorrência de teores de carbonato nestes locais;
- c) Execução dos ensaios de campo conforme os procedimentos normativos;

- d) Tratamento e organização dos dados por meio de planilhas eletrônicas e rotinas desenvolvidas na linguagem R, permitindo a aplicação sistemática das metodologias selecionadas;
- e) Análise e posterior comparação dos resultados obtidos com informações provenientes de outros ensaios de campo e laboratório.

### **1.3 Estrutura da Dissertação**

Esta dissertação se divide em 8 capítulos. Segue a partir desta introdução o Capítulo 2, que discorre de forma abrangente a respeito do piezocone (CPTu) e suas características.

O Capítulo 3 detalha uma descrição de todas as metodologias adotadas para tratamento de dados do ensaio, desde metodologias baseadas em ábacos para obtenção de características de comportamento, até correlações para obtenção dos parâmetros necessários, e que foram escolhidas para aplicação.

O Capítulo 4 corresponde a descrição do programa experimental aplicado, na qual são descritas informações a respeito dos locais de ensaio, do equipamento utilizado, das etapas realizadas dos ensaios e sobre a ocorrência de problemas.

O Capítulo 5 apresenta os resultados obtidos da aplicação das metodologias escolhidas no Capítulo 3, acompanhados de suas respectivas análises e discussões.

No Capítulo 6 é realizada uma comparação entre os principais parâmetros estimados a partir do CPTu com os parâmetros estimados a partir de outros ensaios de campo e também de laboratório.

O Capítulo 7 apresenta o desenvolvimento e a avaliação de correlações empíricas para a estimativa da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) a partir de dados de CPTu e ensaios sísmicos, incluindo a análise de seu desempenho estatístico e aplicabilidade.

Em termos finais, o Capítulo 8 apresenta as conclusões obtidas e as considerações finais da dissertação.

## 2 CPTU

O CPTU é um equipamento composto por um penetrômetro de formato cônico instrumentado eletronicamente, que é inserido no solo por meio de um equipamento de cravação. Este sistema está acoplado a um conjunto de aquisição de dados, responsável por coletar e armazenar as informações geradas pelo penetrômetro de forma contínua com a profundidade. Nos tópicos a seguir, serão detalhadas as diferentes partes desse equipamento, suas variações e resumidamente os procedimentos associados à realização dos ensaios.

### 2.1 Histórico

#### 2.1.1 *Cone Holandês*

Os primeiros estudos sobre o ensaio de penetração estática, inicialmente denominado *diepsondering* ou cone holandês, foram realizados por Terzaghi (1930, apud Velloso, 1959) e aprofundados por Barentsen (1936), que desenvolveu o *conical sounding apparatus* (aparelho cônico de sondagem) para avaliar a consistência de depósitos aluviais de até 20 m de profundidade na Holanda, visando aplicações em rodovias (Danziger, 1990; Lunne *et al.*, 1997).

Posteriormente, o Laboratório de Mecânica dos Solos de Delft introduziu o *point resistance testing apparatus* (aparelho de ensaio de resistência de ponta), capaz de registrar resistência de ponta e total, com vantagens de simplicidade, baixo custo e resultados contínuos (Danziger, 1990; Lunne *et al.*, 1997).

Estudos comparativos de Boonstra (1936) verificaram boa concordância entre resultados de ensaios de cone e provas de carga em estacas. Plantema (1948) propôs modificações na geometria do cone e no método de cravação para reduzir erros, enquanto Vermaiden (1948) aprimorou os equipamentos, ampliando a resistência de ponta de 1 MPa para 5 MPa.

Begemann (1963) introduziu o *friction jacket cone* (cone de revestimento de atrito), possibilitando medições mais confiáveis do atrito lateral. No Brasil, o ensaio foi introduzido na década de 1950 pela Companhia de Estacas Franki, com os primeiros estudos realizados por Costa Nunes (1958). Velloso (1959, apud Danziger, 1990) destacou sua aplicação em diversas capitais, e a experiência nacional resultou em métodos próprios de dimensionamento de estacas (Aoki e Velloso, 1975; Velloso, 1981), além de correlações com o SPT.

Segundo Lunne *et al.* (1997), diferentes modelos de cone mecânico foram desenvolvidos em países como Bélgica, Suécia, Alemanha, França e Rússia, permanecendo em uso devido à simplicidade, robustez e baixo custo.

### 2.1.2 *Cone Elétrico*

Conforme relatado por De Ruiter (1971), o primeiro cone elétrico foi desenvolvido na Alemanha, utilizando um sistema de corda vibrante. Posteriormente, essa tecnologia evoluiu para o uso de *strain-gauges* (extensômetros). O estudo de De Ruiter (1971) foi pioneiro ao detalhar o funcionamento de um cone elétrico, descrevendo o modelo desenvolvido pela Fugro em colaboração com a Organização Holandesa para Pesquisa Científica Aplicada (TNO), que tem sido utilizado desde 1965.

Segundo Danziger (1990), os cones elétricos mantêm as dimensões dos cones mecânicos, com um ângulo de 60° e uma área de base de 10 cm<sup>2</sup>. O projeto inclui uma luva cilíndrica com o mesmo diâmetro posicionada sob a base do cone, formando uma peça única que impede a entrada de solo no interior da sonda. As medições obtidas podem abranger tanto a resistência de ponta quanto o atrito lateral.

Muhs (1978) realizou uma análise abrangente das principais vantagens do cone elétrico em comparação com o cone mecânico. Entre os benefícios destacados, está a eliminação de interpretações errôneas nos resultados dos ensaios, que frequentemente ocorrem com o cone mecânico devido à fricção causada pela entrada de solo nas hastes internas. Adicionalmente, o cone elétrico permite a continuidade do ensaio e da taxa de penetração, sem a necessidade de movimentar outras partes do penetrômetro, o que evita deslocamentos indesejados no solo que possam comprometer a qualidade dos dados obtidos. Outra vantagem significativa é a simplicidade e confiabilidade das medições realizadas por sensores elétricos, que possibilitam leituras contínuas e o fácil registro dos dados coletados.

Conforme Lunne *et al.* (1997), outra vantagem é que a utilização de sistemas de medição elétrico permitem a utilização de células de carga de diferentes sensibilidades, o que permite uma maior precisão de leitura de dados em solos muito moles, assim como a utilização do equipamento em solos de elevada resistência.

No Brasil, o primeiro estudo utilizando cone elétrico foi conduzido por Borges Neto (1981), que desenvolveu um equipamento de alta sensibilidade especialmente para uso na argila mole da região de Sarapuí. Projetado e construído pelo autor, o equipamento incorporava cones

com diferentes ângulos de vértice, mas mantinha a área padrão de 10 cm<sup>2</sup>, com o objetivo de investigar a influência da geometria do cone na resistência de ponta.

### 2.1.3 *Piezocone*

De acordo com Campanella e Robertson (1988), as medidas de poropressão durante a cravação de um cone começaram na década de 70, no trabalho de Wissa *et al.* (1975), onde uma sonda com ponta cônica e pedra porosa localizada no extremo da sonda foi utilizada em estudos para verificação de padrões de percolação em barragens e variações de poropressão devido a atuação de ondas e marés, de forma que o objetivo principal eram as leituras da poropressão em condição de equilíbrio, após a dissipação das variações de poropressão geradas devido a cravação do cone.

Paralelamente, Torstensson (1975), utilizando-se de um equipamento com similaridades em relação ao de Wissa *et al.* (1975), buscou obter informações sobre a estratigrafia de camadas de solo mole, relacionando-se com mudanças na permeabilidade detectada, visando identificar lentes de material permeável envoltas em material argiloso, verificando que altos valores de excesso de poropressão eram gerados em argilas normalmente adensadas, enquanto que em solos permeáveis não se verificava tal geração desse excesso de poropressão.

Conforme Danziger (1990), a partir dos anos 80 é que os elementos de medição de poropressão foram inseridos em sondas elétricas padronizadas, gerando assim o equipamento nomeado de piezocone, posteriormente chamado de CPTU, onde, devido a mescla entre leituras de resistência mecânica e de poropressão, elevou-se a um novo nível a interpretação dos dados obtidos a partir de penetrômetros.

Battaglio *et al.* (1986) e Campanella e Robertson (1988) listaram diversas vantagens do CPTU em relação ao CPT, como verificação das condições de drenagem da penetração, correção dos resultados de ensaios devido a ação das poropressões em certas partes da sonda, capacidade de avaliação de percolação e adensamento dos solos, verificação das condições estacionárias do nível d'água, incremento na qualidade dos perfis estratigráficos obtidos e na identificação de camadas, além de maior acurácia na obtenção de parâmetros geotécnicos.

No Brasil, o trabalho de Guimarães (1983) foi o primeiro a descrever a utilização de um CPTU nacionalmente, o utilizando nos depósitos argilosos de Sarapuí, sendo o

equipamento do tipo que registra resistência de ponta, atrito lateral e poropressão logo acima da ponta do cone, sendo cravado com sistema manual a uma velocidade de 1 cm/s.

## 2.2 Descrição do CPTU

### 2.2.1 Sondas

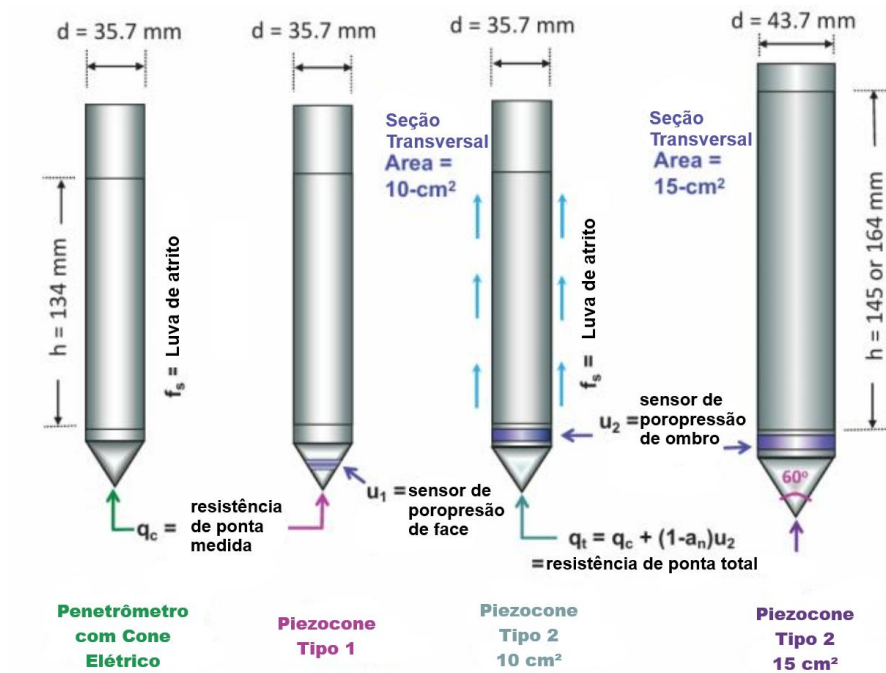
A sonda padrão de um CPTU, que contém uma instrumentação de três canais que realizam as leituras de resistência de ponta ( $q_c$ ), atrito lateral ( $f_s$ ) e poropressão ( $u_m$ ), se caracteriza por uma ponta cônica com ápice de  $60^\circ$ , com diâmetro de 35,7 mm e com área de seção transversal ( $A_c$ ) de  $10 \text{ cm}^2$ , onde acima da base do cone se encontra uma luva de atrito de  $150 \text{ cm}^2$ , sendo esta geometria a padrão do equipamento (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007; Schnaid e Odebrecht, 2012).

Outros tamanhos de cone também estão disponíveis, como modelos com área de seção transversal de  $1 \text{ cm}^2$  até  $5 \text{ cm}^2$ , utilizados para obtenção de dados de alta resolução em solos moles ou testes de laboratório, alcançando também diâmetros de até 44 mm e área de seção transversal ( $A_c$ ) de  $15 \text{ cm}^2$ , sendo estas versões utilizadas para a realização de ensaios em solos mais rígidos ou em situações de adição de sensores extras a sonda (Mayne *et al.*, 2023)

A posição do elemento filtrante que realiza a leitura das poropressões ao longo da cravação pode estar localizada no cone ( $u_1$ ), atrás do cone ( $u_2$ ), sendo esta a posição atualmente mais utilizada e requerida por órgãos internacionais de padronização para a correção da leitura de resistência de ponta, além da posição atrás da luva de atrito ( $u_3$ ). Há também sondas que realizam a leitura em dois ou três desses locais, sendo nomeados de piezocone de elemento duplo ou triplo, respectivamente (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007). A Figura 3 apresenta alguns modelos de sondas.

As leituras da resistência de ponta ( $q_c$ ) e atrito lateral ( $f_s$ ) são realizadas por extensômetros ou células de carga, que são dispostas de formas distintas conforme o fabricante, podendo a leitura ser realizada por dois sensores independentes dentro da sonda atuando com leitura de forças de compressão; dois sensores independentes, onde um lê forças de compressão e o sensor responsável pelo atrito lateral realiza a leitura de forças de tração; dois sensores independentes obtendo de forças de compressão, onde um realiza a leitura da força na ponta, e outro que realiza a leitura das forças de resistência de ponta e atrito lateral juntos, sendo o atrito lateral obtido desta diferença (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007; Schnaid e Odebrecht, 2012).

Figura 3 - Tipos de Sondas



Fonte: Adaptado de Mayne *et al.* 2023

As poropressões ao longo da cravação são monitoradas a partir da utilização de um elemento filtrante externo a uma câmara na sonda saturada com algum fluido em contato com um transdutor de pressão. Para garantir uma elevada precisão, é necessário que o fluido utilizado tenha uma baixa compressibilidade e uma correta viscosidade, assim como o elemento filtrante tenha uma alta permeabilidade e uma rigidez adequada. Todavia, também é necessário manter a saturação ao longo do ensaio, ou seja, evitar que o fluido saia ou que ar entre na câmara, de forma que se faz necessário um fluido com viscosidade elevada e um filtro de baixa permeabilidade para o impedimento destas ocorrências. Desta forma, é necessário buscar um equilíbrio entre características do elemento filtrante e do fluido, para as leituras realizadas sejam corretas e a saturação seja mantida (Lo Presti e Meisina, 2022 Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007; Smits, 1982).

### 2.2.2 Tipos de Sensores

Conforme o tipo de aplicação para o qual o CPTU será empregado, pode ser necessário integrar sensores adicionais, permitindo a coleta de informações complementares durante a cravação da sonda. Essas possibilidades só foram viabilizadas graças aos avanços na microeletrônica e na tecnologia de sensores, aliados às melhorias nos sistemas de transmissão e aquisição de dados (Lunne *et al.*, 1997).

### 2.2.2.1 *Cone Sísmico*

Uma das variações da sonda convencional é o cone sísmico, na qual torna possível a obtenção direta da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), aplicável na teoria da elasticidade para obtenção do módulo de deformação cisalhante para pequenas deformações ( $G_0$ ), que é utilizado na análise de movimentos causados por terremotos, na avaliação de fundações onde serão utilizados equipamentos com vibração constante e para a avaliação de cargas cíclicas em estruturas *offshore* (Lunne *et al.*, 1997; Schnaid, 2009).

A sonda de um cone sísmico tem a presença de geofones ou acelerômetros, na qual executam a leitura de ondas de compressão e de ondas de cisalhamento, de forma semelhante a um ensaio sísmico do tipo *downhole*, com a vantagem de que no lugar de um furo na qual é colocado um sensor de recepção de ondas, o sensor é posicionado com o procedimento de cravação da sonda, que garante um contato direto do sensor com o solo, melhorando a recepção do sinal (Schnaid, 2012).

Para a execução de ensaios com o cone sísmico, além da sonda, é necessário o uso de acessórios complementares, como a fonte sísmica. Esta é constituída por uma placa de aço que é fixada ao solo por meio de pressão, geralmente posicionada sob o equipamento de cravação para assegurar sua estabilidade. Durante o ensaio, a placa é submetida a golpes com um martelo, ou eventualmente dois, dependendo do método adotado. Outro elemento essencial nesse processo é o *trigger*, um dispositivo que aciona o equipamento de aquisição de dados no momento exato em que o martelo atinge a placa. O *trigger* pode estar integrado ao martelo, à própria fonte sísmica ou ser ativado eletricamente, por meio do fechamento de um circuito elétrico no instante do impacto (Schnaid, 2009; Schnaid, Odebrecht, 2012).

### 2.2.2.2 *Leituras de Tensões Laterais*

Com o objetivo de medir em campo tensões verticais ou obter o coeficiente de empuxo no repouso ( $k_0$ ), diversos pesquisadores instrumentaram a luva de atrito ou instalaram sensores sobre a luva de atrito visando a obtenção desses itens ao longo da cravação do cone.

A primeira abordagem desenvolvida pela Universidade da Califórnia consistiu na instalação de strain gauges dentro da luva de atrito, com o objetivo de medir as tensões laterais, conforme ilustrado na Figura 4. Para alcançar a sensibilidade necessária ao funcionamento dos sensores, foi reduzida a espessura da luva de atrito na região onde os sensores estavam posicionados. No entanto, essa modificação tornou a luva estruturalmente mais vulnerável,

resultando em frequentes falhas nos experimentos devido à ruptura da luva nessa área (Lunne *et al.*, 1997).

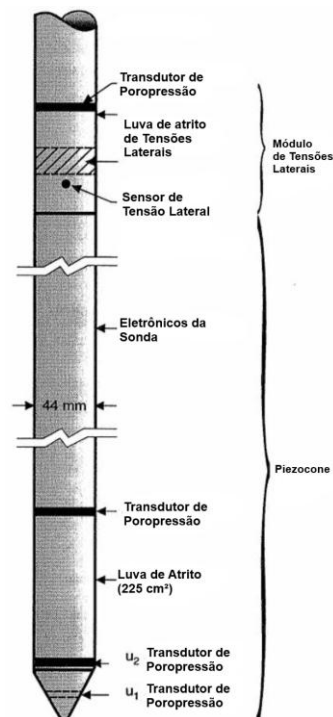
Figura 4 - Desenho esquemático do primeiro cone para medição de tensões laterais



Fonte: Adaptado de Lunne *et al.*, 1997

Desenvolvimentos posteriores resultaram na criação de dois sistemas independentes de medição, como o desenvolvido pela Universidade da Colúmbia Britânica (UCB). Esse sistema consistia em um piezocone completo, seguido de um módulo dedicado à leitura das tensões laterais. O módulo, com 88 mm de comprimento e diâmetro similar ao da sonda, era composto por uma luva projetada com espessuras maiores nas bordas e menores no centro, onde foram instalados os sensores de pressão, conforme ilustrado na Figura 5 (Lunne *et al.*, 1997).

Figura 5 - Desenho do cone para medição de tensões laterais desenvolvido pela UCB.



Fonte: Adaptado de Lunne *et al.*, 1997

### 2.2.2.3 *Cone Pressiômetro*

O cone pressiômetro (CPMT) é uma variação do cone padrão, equipado com seus sensores habituais, porém contendo um módulo pressiométrico posicionado sobre a luva de atrito. Este módulo é formado por uma membrana de borracha cilíndrica, inflada com gás nitrogênio ou fluido, reforçada para evitar a ruptura durante a cravação, ou protegida por uma estrutura externa composta de borracha e metal, configurada em um formato semelhante a uma "lanterna chinesa". As medições de pressão aplicada e de deformação da cavidade são realizadas no centro do módulo, utilizando instrumentação localizada nessa região (Lunne *et al.*, 1997; Schnaid, 2009).

A execução do ensaio segue uma metodologia semelhante à do ensaio de penetração convencional, contudo, em determinadas profundidades previamente selecionadas, a penetração é interrompida para permitir a expansão da sonda pressiométrica, o que possibilita a obtenção de um perfil contínuo do solo a partir do cone, fornecendo tanto parâmetros de resistência quanto informações adicionais em pontos específicos, onde os parâmetros podem ser determinados pela análise da curva pressão versus deslocamento gerada pelo ensaio pressiométrico (Schnaid, 2009; Schnaid, Odebrecht, 2012).

Embora a realização conjunta do ensaio pressiométrico e do ensaio com cone apresente vantagens em termos de simplicidade e economia, a interpretação dos resultados torna-se mais complexa em comparação ao ensaio pressiométrico clássico do tipo autoperfurante. Isso ocorre porque a expansão da sonda pressiométrica na cavidade cilíndrica é realizada em um solo previamente amolgado pela penetração do cone, o que demandou o desenvolvimento de novas metodologias de análise capazes de considerar os efeitos do amolgamento no comportamento do solo (Schnaid, 2009; Schnaid, Odebrecht, 2012).

### 2.2.2.4 *Cone Resistivo*

Consistindo em uma sonda convencional com o acréscimo de eletrodos, o cone resistivo (RCPTU), fornece, além das medidas tradicionais, um perfil contínuo da variação da resistência elétrica do solo, visando a caracterização de áreas contaminadas, partindo do princípio na qual as variações de potencial entre dois eletrodos vizinhos é proporcional a resistividade elétrica do solo e do fluido existente nos poros do solo, servindo assim para avaliar espacialmente a presença de contaminantes e a dimensão destas áreas (Schnaid, 2009; Schnaid, Odebrecht, 2012).

A configuração dos eletrodos na sonda definirá as características do campo elétrico criado, assim como o tamanho da área que será avaliada, de forma que distâncias maiores entre os eletrodos criarão campos elétricos maiores que alcançarão solos não perturbados pela penetração da sonda, ao custo de uma menor resolução dos dados obtidos (Schnaid, Odebrecht, 2012).

A resistividade elétrica dos solos não é determinada diretamente, mas calculada a partir da diferença de potencial medida entre um par de eletrodos sob uma corrente constante, conforme descrito pela Lei de Ohm. Contudo, a resistência obtida não representa uma propriedade intrínseca do solo, pois depende do comprimento do percurso da corrente e da área da seção transversal envolvida. Sob as premissas de que o solo se comporta como um meio homogêneo e isotrópico, e que os eletrodos atuam como condutores ideais e a fonte de corrente é perfeita, pode ser definida uma razão entre a área e o comprimento do percurso, que é constante, sendo expressa por um fator K (Lunne *et al.*, 1997).

Esse fator K, que varia de acordo com as características geométricas dos eletrodos, não pode ser obtido de forma direta para os eletrodos anelares utilizados nas sondas, sendo desta forma encontrado a partir de um processo de calibração em laboratório, onde se insere a sonda em um fluido com características de resistividade conhecidas (Schnaid, Odebrecht, 2012).

Dessa forma, com a obtenção do fator K, a resistividade elétrica do solo passa a ser uma propriedade fundamental, sendo função da resistividade das partículas do solo e de seu arranjo, assim como da resistividade do fluido nos poros do solo (Lunne *et al.*, 1997).

### **2.2.3 Saturação da Sonda**

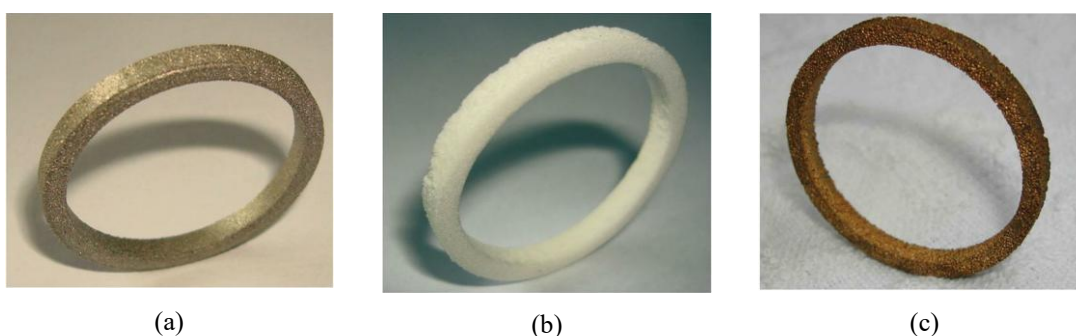
Para assegurar a precisão na leitura das poropressões geradas durante a cravação, os filtros instalados na sonda devem atender a dois critérios fundamentais. O primeiro consiste em possuir rigidez suficiente para permitir que o fluxo pelos poros do filtro ocorra sem restrições, evitando interferências causadas pela flexão do elemento. O segundo exige que o filtro esteja livre de fluidos compressíveis ou que impeça sua entrada, de modo a evitar a necessidade de aumento na pressão para manter o fluxo adequado do fluido (Nyirenda, 1989).

Atualmente, os filtros utilizados em uma sonda são normalmente constituídos de plástico poroso, cerâmica ou metal sinterizado, na qual seus poros devem ter aberturas típicas entre 20 e 200 microns e permeabilidade entre  $10^{-4}$  e  $10^{-5}$  m/s. Os filtros de plástico são mais utilizados pois são descartáveis e facilmente substituídos, evitando assim problemas no reuso devido a aplicação em materiais muito moles que tendem a entupir os poros do filtro, todavia

são mais frágeis, não sendo indicada a sua utilização na posição  $u_1$  (Lo Presti e Meisina, 2022; Schinaid e Odebrecht, 2012).

Os filtros de cerâmica são mais adequados para utilização como elementos de face devido à sua elevada resistência à compressão e à abrasão, além de apresentarem baixa deformabilidade. No entanto, podem sofrer ruptura quando submetidos a tensões elevadas. Por outro lado, os filtros de metal sinterizado são preferidos em aplicações geoambientais, pois não apresentam risco de contaminação das leituras de material. Esses filtros possuem variações significativas em suas resistências à compressão e à abrasão, dependendo do tipo de metal empregado na fabricação. Contudo, quando utilizados como elementos de face, estão sujeitos a amassamentos ou deformações, o que pode comprometer seu desempenho (Lo Presti e Meisina, 2022; Schinaid e Odebrecht, 2012). Exemplos de filtros de diversos materiais se encontram na Figura 6.

Figura 6 - Filtro de aço sinterizado (a), de plástico (b) e de bronze sinterizado (c)



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012)

Em geral, o processo de saturação dos filtros ocorre em laboratório, onde estão disponíveis diversos procedimentos. Primeiramente, pode-se secar o filtro em um forno, e após colocado dentro do fluido de saturação, o submetendo a pressões elevadas em torno de 2 a 24 horas ou mais, dependendo da viscosidade do fluido, para que este penetre completamente nos poros. Em caso de saturação com água, os filtros devem ser fervidos por pelo menos 15 minutos, sendo deixados para resfriar em recipientes herméticos e após armazenados em água desareada (Lunne *et al.*, 1997; Schnaid e Odebrecht, 2012).

Viscosidades mais elevadas aumentam a dificuldade de saturação do filtro, de forma que passa a ser necessário a utilização de equipamentos e métodos mais específicos, sendo recomendado que além da utilização da câmara de vácuo e da aplicação de altas pressões, seja utilizado a aplicação de calor, em torno de 40 a 60 °C, e de vibrações ultrassônicas para facilitar a retirada das bolhas de ar existentes dentro do elemento filtrante, sendo importante o correto

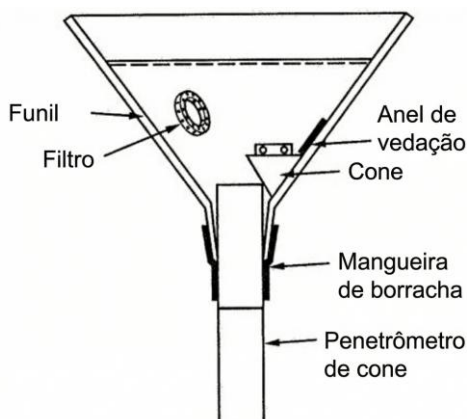
condicionamento dos elementos em recipientes com o fluido utilizado para o transporte até o campo. Todavia, tem-se como vantagem de se utilizar fluidos mais viscosos a diminuição das chances de perda de saturação em solos não saturados e com comportamento dilatante (Campanella, 2005; Schnaid e Odebrecht, 2012).

Os fluidos mais utilizados para saturação dos filtros são água desaerada, óleo de silicone, glicerina ou misturas entre esses fluidos. Mais utilizada no passado, a água desaerada deixou de ser o principal fluido de saturação devido a problemas com baixas temperaturas e devido a fácil perda da saturação do filtro. Já o óleo de silicone tem como problemas a imiscibilidade e o surgimento de tensões superficiais com a água, que podem gerar erros de leitura do equipamento, além de certa dificuldade no seu manuseio. Tendo como principal vantagem de ser miscível com a água, a glicerina como fluido de saturação tem como defeito a dificuldade de exigir processos mais complexos para saturar o filtro, assim como o óleo de silicone (Lunne *et al.*, 1997; Schnaid e Odebrecht, 2012).

No campo, é imprescindível realizar procedimentos que garantam a saturação do filtro durante sua instalação na sonda. Um método amplamente utilizado consiste no emprego de um funil fixado na parte superior do cone, o qual é preenchido com o fluido de saturação. Em seguida, a ponta cônica é imersa nesse fluido, permitindo que as cavidades sejam completamente preenchidas. O filtro previamente saturado deve ser retirado diretamente de seu recipiente, assim como os demais selos que serão utilizados e colocados também dentro do funil, conforme a Figura 7. Todo o processo de montagem da sonda deve ocorrer submerso no fluido de saturação, garantindo que nenhum componente ou cavidade permaneça inadequadamente saturado. Após a montagem, uma membrana de borracha fina, preenchida com fluido de saturação e fixada com elásticos, é colocada sobre a extremidade da sonda. Essa membrana tem a função de preservar a saturação até o momento da cravação, quando será automaticamente rompida ao entrar em contato com o solo (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007).

Uma metodologia mais moderna para garantir a saturação, que minimiza os problemas associados à perda de saturação em solos não saturados ou durante a montagem da sonda, consiste na substituição do filtro convencional por uma peça metálica. Essa peça, que cria um vão de 0,3 mm de espessura conectado diretamente à cavidade da sonda, a qual deve ser preenchida com graxa. Apesar de reduzir a ocorrência de problemas de saturação, essa abordagem apresenta menor sensibilidade e capacidade de registro de detalhes em comparação aos métodos de saturação mais tradicionais (Lo Presti e Meisina, 2022; Mayne, 2007).

Figura 7 - Procedimento de saturação



Fonte: Adaptado de Lunne *et al.* (1997)

#### 2.2.4 Calibração

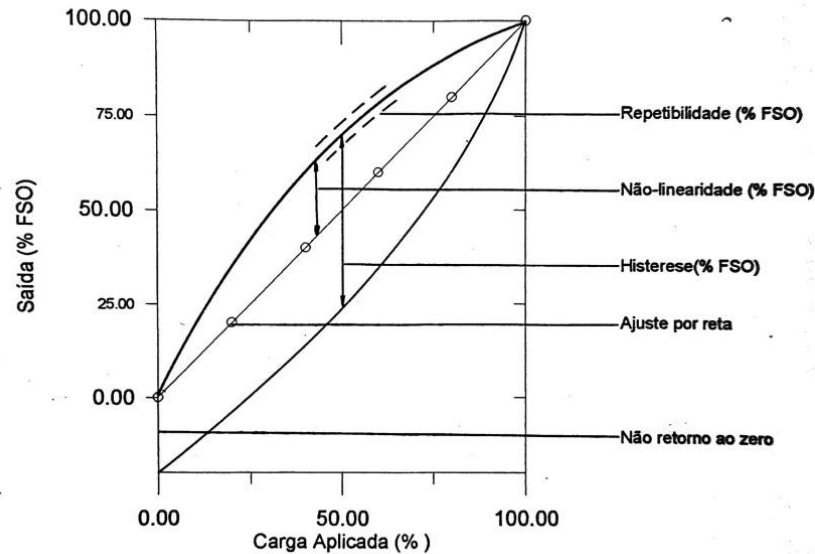
A calibração dos sensores da sonda é fundamental para garantir a precisão e a confiabilidade dos resultados obtidos nos ensaios. Esse processo deve ser realizado utilizando equipamentos de alta qualidade, com células de carga e transdutores de pressão devidamente revisados. A calibração deve ser conduzida com a sonda montada exatamente como será utilizada em campo, considerando os selos, o cabeamento e o sistema de aquisição de dados, que deve ser o mesmo empregado nas condições reais de operação (Lunne *et al.*, 1997).

A necessidade da calibração surge como uma forma de mitigação de possíveis erros que possam prejudicar o processo de realização do ensaio. Existem 4 principais tipos de erros, sendo eles os grosseiros, oriundos da falta de cuidado, fadiga ou inexperiência dos operadores, que podem ocorrer nas etapas de leitura ou gravação dos dados e montagem do equipamento; os erros sistemáticos, provenientes de problemas de calibração vencida ou mal executada, que geram erros baseados na não linearidade das leituras e na existência de histerese, sendo corrigidos com a execução da calibração e da aplicação de fatores de correção; os erros de conformidade, que surgem devido a instalações equivocadas e limitações do equipamento; e os erros de observação, que são causados devido a diferenças de procedimentos de observação entre diferentes operadores (Francisco, 1997).

Desta forma, visando mitigar os erros de natureza sistemática, um processo de calibração deve avaliar a repetibilidade dos resultados, onde se verifica a diferença entre ensaios repetidos com a mesma carga sendo aplicada em processos de carregamento e descarregamento; a não linearidade, onde se obtém o desvio máximo entre a curva de calibração e uma reta que representa os pontos de leitura após a aplicação de uma carga; a acurácia, avaliada a partir da

distância entre o valor medido e o valor de referência tido como verdadeiro; e a histerese, obtida pelo desvio máximo entre os valores de obtidos para uma mesma carga na etapa de carregamento e descarregamento (Francisco, 1997; Scholey, 2024). Na Figura 8 é possível observar a definição dos parâmetros descritos.

Figura 8 - Definição dos erros sistemáticos



Fonte: Francisco (1997)

Devido a existência de sondas proprietárias, que são aquelas desenvolvidas por empresas privadas na qual a tecnologia embarcada presente é patenteada e não disponível ao público externo, em muitos casos os procedimentos de calibração da sonda e verificação da integridade do sistema de aquisição de dados costumam ser realizados pelas próprias empresas fabricantes. Entretanto, também podem ser utilizados equipamentos presentes em laboratórios, como prensas hidráulicas para verificação da resistência de ponta e do atrito lateral, assim como equipamentos triaxiais para avaliação do transdutor de pressão da leitura da poropressão. Existem também equipamentos mais avançados que realizam os procedimentos de aplicação de carga e de aplicação de pressão externa de forma simultânea (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007).

Os procedimentos de calibração devem ser feitos em intervalos regulares, mas, dependendo do nível do projeto na qual os dados serão utilizados, devem ser realizados os procedimentos antes e depois da utilização do equipamento. A frequência da calibração também pode ser influenciada pelo tipo de solo na qual o equipamento está sendo utilizado, como em solos muito moles, que exigem uma checagem diária dos parâmetros de calibração (Lunne *et al.*, 1997).

### 2.2.5 *Aquisição e Transmissão de Dados*

Os penetrômetros modernos produzem sinais de forma contínua, o que necessita de um sistema de aquisição e tratamento de dados complexo. Normalmente, tratam-se de sistemas automatizados baseados em programas computacionais que gerenciam as medidas realizadas, se utilizando de conversores de dados analógicos para a forma digital e computadores. Essa conversão de dados pode ser proprietária das empresas que projetaram as sondas, ou seja, softwares que não tem seu código fonte divulgados ao público externo, além também de todo o sistema geral, ou construídos a partir de peças avulsas convencionais de hardware industrial na qual não são patenteados e podem ser reproduzidos (Lunne *et al.*, 1997; Schnaid e Odebrecht, 2012).

Inicialmente, esses sistemas de aquisição de dados eram completamente analógicos, utilizando-se de impressoras com canetas ou matriciais, na quais esses dados eram transmitidos por cabos até a superfície. Com o avanço da tecnologia, passou-se a utilizar mais a conversão de dados de analógico para digital, onde começou-se a utilizar formas mais modernas de impressão dos resultados em tempo real com aplicação de microprocessadores e até mesmo o armazenamento de dados em disquetes (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007).

Os avanços na eletrônica permitiram que os dados fossem digitalizados e amplificados na própria sonda, melhorando-se assim a qualidade dos dados obtidos e mitigando as possíveis falhas na coleta de dados devido a ruídos na transmissão, assim como também foram aumentadas as quantidades de fontes de leitura de dados, permitindo assim uma maior quantidade de sensores na sonda. Todavia, surgiram também algumas desvantagens em relação a aplicação de tecnologias mais avançadas utilizadas em sondas, pois sistemas proprietários e patenteados passaram a ser construídos, restringindo assim o conhecimento na forma de decodificação desses dados obtidos, além dos canais de transmissão de dados utilizados, fazendo com que a sonda apenas funcione caso esta esteja acoplada ao sistema de aquisição de dados de sua proprietária (Lo Presti e Meisina, 2022; Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007).

Os avanços tecnológicos também permitiram a modificação da forma na qual os dados são transmitidos para a superfície, existindo atualmente, além dos cabos elétricos que transmitem sinais analógicos e digitais, existem sistemas que não utilizam cabos, sendo chamado de *wireless*, que utilizam sistemas óticos e sonoros para transmitir os dados, assim como também sistemas onde os dados são armazenados nas próprias sondas, em cartões de memória ou sistemas híbridos, onde há a transmissão de dados de forma *wireless*, mas também há o armazenamento em cartões de memória, sendo esta forma a tendência atual, já que torna

os serviços de campo mais rápidos e eficientes, sem comprometer a exatidão das medições (Mayne, 2007; Schnaid e Odebrecht, 2012).

## 2.2.6 *Medidas de Profundidade*

Para a medida da profundidade de cravação, normalmente são utilizados sistemas referenciados na superfície do terreno na plataforma do equipamento de cravação, que podem conter roldanas, transdutores de deslocamento, potenciômetros, sensores ultrassônicos e leitores óticos, sendo esses equipamentos podendo ser obtidos de forma industrial ou de projetos patenteados. As medidas são realizadas a partir de metodologias como a soma do comprimento acumulado do movimento das hastes penetradas ou o monitoramento do comprimento do cabo utilizado (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007).

## 2.2.7 *Equipamentos de Cravação*

### 2.2.7.1 *Sistemas Terrestres*

Os sistemas terrestres utilizados para a penetração da sonda se caracterizam por um sistema hidráulico de aplicação de carga e uma estrutura de reação montados em caminhões, esteiras, reboques ou unidades portáteis, escolhidos conforme complexidade do local de ensaio e tipo de solo existente, de acordo com a Figura 9. O sistema hidráulico de aplicação de carga costuma ter capacidades que variam entre 5 tf e 20 tf (50 a 200 kN), sendo também encontrados equipamentos de menor capacidade para aplicação em solos moles, onde, para o diâmetro padrão de sonda, são recomendados no máximo a aplicação de 200 kN, de forma que exceder essa carga pode ocasionar danos ou a flambagem dos tubos utilizados na cravação (Lo Presti e Meisina, 2022; Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007).

Figura 9 - Tipos de veículos CPT terrestres



Fonte: Mayne *et al.* (2023)

Sistemas de cravação instalados em caminhões pesados tem sistemas de reação baseados no próprio peso, com carga em torno de 15 tf ou mais, existindo também veículos com pesos extras que alcançam até 40 tf de carga de reação. Para os sistemas mais leves, são utilizados sistemas próprios de ancoragem, baseados na fixação de hélices de forma manual ou automatizada, conforme a Figura 10, para complemento do peso do equipamento, com vantagem de serem mais leves e móveis, sem necessariamente ter menos capacidade de penetrar materiais mais densos e duros, em comparação com os grandes caminhões (Lo Presti e Meisina, 2022; Mayne, 2007; Schnaid e Odebrecht, 2012).

Figura 10 - Sistema de ancoragem



Fonte: Lo Presti e Meisina (2022)

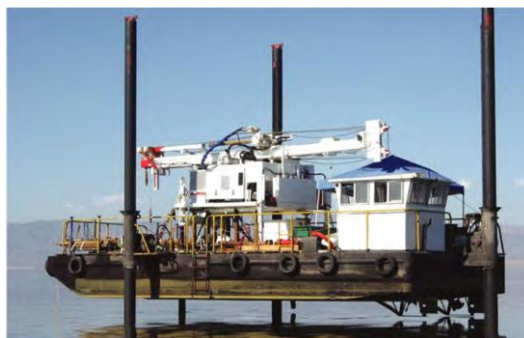
#### 2.2.7.2 *Sistemas Aquáticos*

Os ensaios realizados sobre a água podem ser classificados em ensaios sobre águas rasas, com profundidades menores do que 40 m, e ensaios sobre águas profundas, com profundidades maiores do que 40 m, sendo utilizados sistemas em plataformas auto elevatórias, barcos ou sistemas submergíveis (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Para a realização de ensaios sobre águas rasas, os equipamentos e procedimentos adotados são similares aos utilizados em terra. Plataformas ou balsas são amplamente empregadas, sendo essencial que balsas ancoradas possuam sistemas de compensação de movimento para mitigar esforços cíclicos causados por ondas. Também podem ser utilizadas plataformas com sustentação própria ou balsas do tipo jack-up, apoiadas no fundo, que são alternativas melhores por estarem protegidas da ação direta das ondas. A solução mais

econômica geralmente consiste na combinação de uma plataforma com sustentação própria e revestimento pesado com uma balsa flutuante. Nesse arranjo, o revestimento atravessa a balsa ancorada, servindo como suporte estável para o sistema de cravação hidráulico montado sobre sua estrutura (Lunne *et al.*, 1997). A Figura 11 mostra dois exemplos de equipamentos para águas rasas.

Figura 11 - Sistemas aquáticos tipo Plataforma (a) e Balsa (b)



(a)

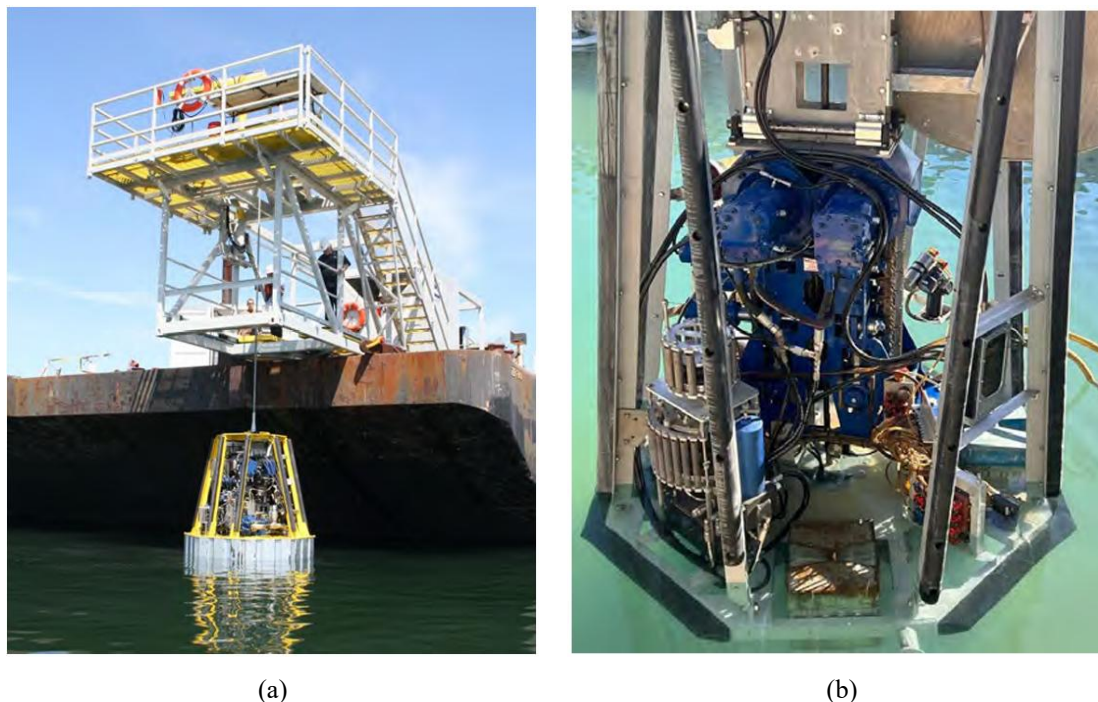


(b)

Fonte: Robertson e Cabal (2022).

Já sobre águas profundas existem dois principais métodos, o primeiro consiste na cravação direta do leito oceânico até o limite da capacidade do equipamento ou uma profundidade de penetração predeterminada, método chamado de *seabed mode* (modo leito oceânico), sendo este o método com melhor custo-benefício, obtendo resultados mais confiáveis, podendo alcançar até 50 m de profundidade em condições favoráveis. Já o segundo método, chamado de *down-hole mode* (modo de fundo de furo), consiste na perfuração de um poço e conseqüente posicionamento do sistema de cravação da sonda no fundo deste poço, onde a partir desse local é realizada a penetração da sonda, tendo como principal vantagem um alcance de maiores profundidades e a penetração em materiais muito rígidos (Lunne *et al.*, 1997; Lunne, 2010). A Figura 12 mostra dois exemplos de equipamentos para águas profundas.

Figura 12 - (a) Sistema de entrega e (b) de equipamento de cravação para leito oceânico



Fonte: Robertson e Cabal (2022).

### 2.2.7.3 Profundidades de Penetração

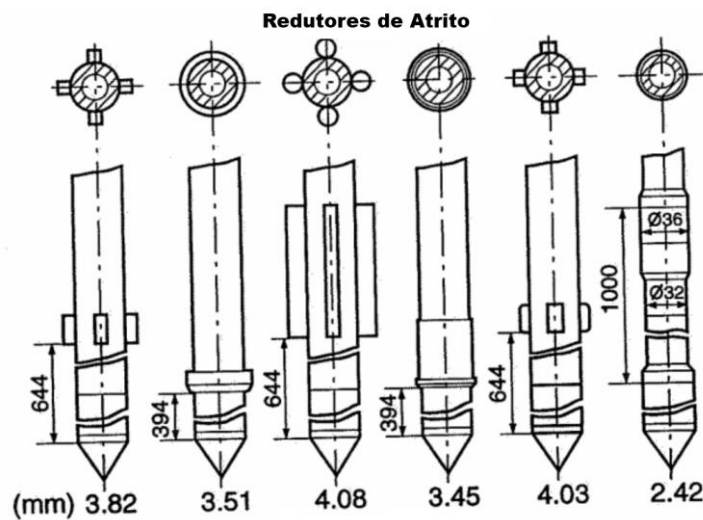
Os equipamentos de CPT têm sua profundidade de penetração influenciada pelas condições geológicas do local, sendo que a maioria dos sistemas comerciais é projetada para atingir até 30 m. Em casos excepcionais, é possível alcançar 100 m a partir da superfície utilizando tecnologia de empuxo direto. Além disso, em furos de sondagem, pode-se realizar ensaios profundos alternando com brocas rotativas, atingindo profundidades de até 300 m ou mais (Mayne, 2007).

A norma ASTM D 5778 (2020) estabelece uma taxa padrão de penetração para ensaios CPT de 2 cm/s. Com essa configuração, os equipamentos de cravação alcançam produtividades diárias entre 30 m/dia e 150 m/dia, com uma média de aproximadamente 60 m/dia. Comparativamente, métodos tradicionais de sondagem rotativa ou percussiva apresentam produtividades entre 15 e 30 m/dia, tornando o CPT de duas a cinco vezes mais eficiente. No entanto, sua aplicação é limitada à cravação e retirada da sonda, com capacidade restrita para coleta esporádica de amostras de solo, o que não constitui uma prática rotineira (Lo Presti e Meisina, 2022; Mayne, 2007).

É importante destacar que um teste pode falhar ao tentar alcançar determinada profundidade devido a fatores como obstruções, desvios verticais ou a incapacidade do sistema

de cravação de superar o atrito lateral nas hastes. Para mitigar esse problema, uma solução é aumentar a força de cravação, embora isso exija atenção para evitar a flambagem das hastes, especialmente em camadas superiores de solo mole. Outra estratégia é o uso de redutores de atrito, que consistem em proeminências de diferentes geometrias localizadas na sonda ou nas hastes. Esses dispositivos expandem a cavidade ao longo da cravação, criando um espaço entre as paredes da cavidade e as hastes, o que reduz significativamente o atrito lateral, conforme a Figura 13 (Lunne *et al.*, 1997; Mayne, 2007).

Figura 13 - Tipos de redutores de atrito utilizados em sondas



Fonte: Adaptado de Lunne *et al.* (1997)

Outros métodos para diminuição do atrito consistem em utilizar sondas com diâmetros maiores do que das hastes, lubrificar as hastes durante a cravação com uso de lamas específicas a partir de certas profundidades, e até mesmo sistemas de brocas sônicas que podem ser vibradas para auxílio na transposição de camadas muito rígidas, exigindo também sondas mais robustas para suportar os efeitos das elevadas acelerações aos utilizar esta técnica (Robertson e Cabal, 2022).

### 3 TRATAMENTO DE DADOS E OBTENÇÃO DE PARÂMETROS

Neste capítulo, apresenta-se uma revisão de literatura sobre metodologias existentes para previsão de parâmetros geotécnicos.

#### 3.1 Metodologias para Obtenção da Estratigrafia e Classificação do Solo

Para a obtenção da estratigrafia e da classificação dos solos com base nos resultados do ensaio de CPTu, são apresentadas a seguir as metodologias mais consagradas na literatura, fundamentadas em diagramas de interpretação desenvolvidos de forma empírica.

Um dos métodos mais conhecidos é o SBT (Soil Behaviour Type), proposto por Robertson *et al.* (1986) e o SBT normalizado, com aplicação da razão de atrito normalizada e do parâmetro Bq normalizado, conforme Robertson (1990).

Robertson *et al.* (1986), propõe um ábaco de classificação que é composto por 11 zonas, conforme mostra a Figura 14 (a), onde cada zona representa um comportamento diferente para o solo observado. No ábaco, o eixo x tem-se a razão de atrito (Rf) e no eixo y a resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), com Rf dado pela Equação 1:

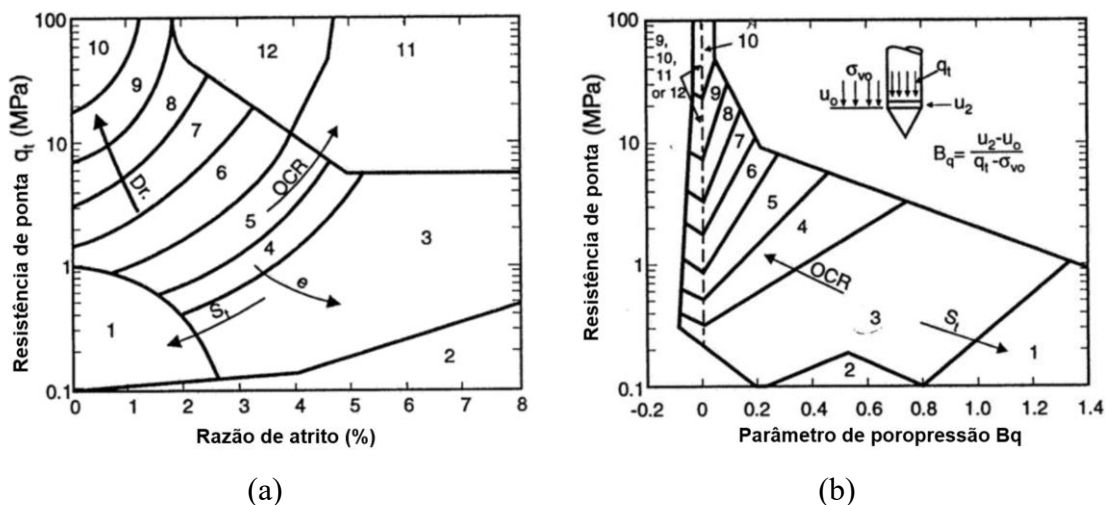
$$R_f = f_s/q_t \times 100\% \quad (1)$$

Em que:

$f_s$  é o atrito lateral;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida.

Figura 14 - Ábacos da metodologia SBT. a)  $F_r \times q_t$ ; b)  $B_q \times q_t$



Fonte: Adaptado de Robertson *et al.* (1986) apud Lunne *et al.* (1997)

Para o cone elétrico, Baligh *et al.* (1981) e Campanella *et al.* (1982) propuseram uma correção para que a resistência de ponta  $q_c$  fosse transformada na resistência de ponta total  $q_t$ , de acordo com a Equação 2:

$$q_t = q_c + u_2 \times (1 - a) \quad (2)$$

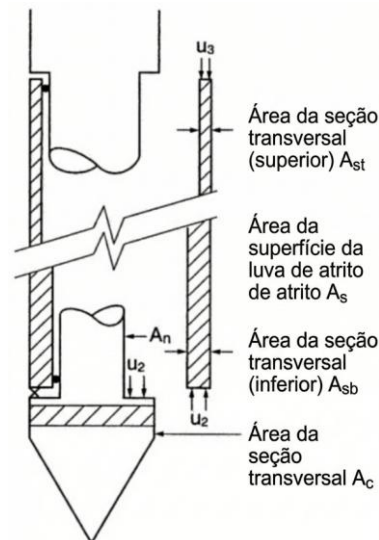
Em que:

$q_c$  = resistência de ponta;

$u_2$  = poropressão medida na base da sonda.

Em relação ao parâmetro  $a$ , este é obtido a partir da geometria da sonda, na região de leitura da poropressão, de acordo com a Figura 15, devido ao fato de a poropressão exercer uma força sobre a beirada do cone, no sentido oposto ao da cravação, no final da luva de atrito, efeito esse, de acordo com Lunne *et al.* (1997), chamado de “efeito da área desigual”, que acaba influenciando as tensões totais que são lidas pelo cone e pela luva de atrito.

Figura 15 - Atuação da poropressão na sonda.



Fonte: Adaptado de Lunne *et al.* (1997)

Há também, de acordo com Robertson *et al.* (1986), uma variação do ábaco, na qual o eixo das ordenadas ( $y$ ) é mantido e o eixo das abscissas ( $x$ ) é substituído pelo parâmetro  $B_q$ , chamado de parâmetro de poro-pressão, de acordo com a Figura 14 (b). O parâmetro  $B_q$  é obtido a partir da Equação 3:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (3)$$

Em que:

$u_2$  = poropressão medida na base da sonda;

$u_0$  = poropressão hidrostática;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical total na profundidade analisada.

Na Tabela 1 é são mostrados os tipos de solo considerados para cada zona do ábaco de Robertson *et al.* (1986).

Tabela 1 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco SBT de Robertson *et al.* (1986)

| Zona | Tipo de Solo  |
|------|---|
| 1    | Solo Fino Sensitivo                                   |
| 2    | Material Orgânico                                     |
| 3    | Argila  |
| 4    | Argila Siltosa para Argila                            |
| 5    | Silte Argiloso para Argila Siltosa                    |
| 6    | Silte Arenoso para Silte Argiloso                     |
| 7    | Areia Siltosa para Silte Arenoso                      |
| 8    | Areia para Areia Siltosa                              |
| 9    | Areia   |
| 10   | Areia com Pedregulhos para Areia                      |
| 11   | Solo Fino Rijo  |
| 12   | Areia para Areia Siltosa (Sobreadensada ou Cimentada) |

Fonte: Fonte: Robertson *et al.* (1986) apud Lunne *et al.* (1997)

Segundo Robertson (1990), observou-se que, em determinados ábacos de classificação que utilizam  $q_t$  e  $R_f$ , a classificação aparente dos solos pode variar com o aumento da resistência decorrente do acréscimo de profundidade. Esse comportamento ocorre porque os valores de  $q_t$ ,  $f_s$  e  $u$  tendem a crescer à medida que a profundidade aumenta, em função do incremento das tensões atuantes.

Desta forma, baseado nos parâmetros normalizados de Wroth (1984) e Houlsby (1988), e utilizando uma grande quantidade de dados de ensaios de CPTu, Robertson (1990) propôs uma atualização dos ábacos, conforme mostrado na Figura 16, onde os parâmetros normalizados  $Q_t$  e  $F_r$  são obtidos pelas Equações 4 e 5:

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4)$$

Em que:

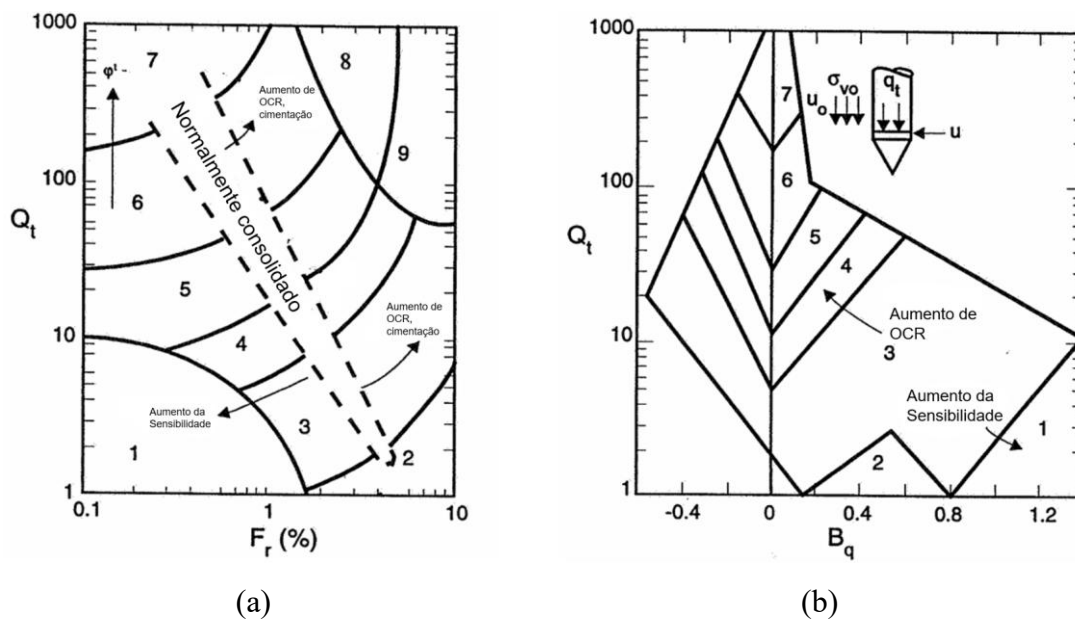
$q_t$  = resistência de ponta corrigida;  
 $\sigma_{v0}$  = tensão vertical total na profundidade analisada;  
 $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada.

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \times 100\% \quad (5)$$

Em que:

$f_s$  = razão de atrito;  
 $q_t$  = resistência de ponta corrigida;  
 $\sigma_{v0}$  = tensão vertical total na profundidade analisada.

Figura 16 - Ábacos da metodologia SBT normalizados. a)  $F_r \times Q_t$ ; b)  $B_q \times Q_t$



Fonte: Adaptado de Robertson (1990) apud Lunne *et al.* (1997)

Na Tabela 2 é constam os tipos de solo considerados para cada zona do ábaco de Robertson. (1990).

Tabela 2 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco SBT de Robertson (1990)

| <b>Zona</b> | <b>Tipo de Solo</b>                |
|-------------|------------------------------------|
| 1           | Solo Fino Sensitivo                |
| 2           | Solos Orgânicos                    |
| 3           | Argila para Argila Siltosa         |
| 4           | Silte Argiloso para Argila Siltosa |
| 5           | Areia Siltosa para Silte Arenoso   |
| 6           | Areias Limpas para Areias Siltosas |
| 7           | Areia com Pedregulho para Areia    |
| 8           | Areia Compacta para Areia Argilosa |
| 9           | Solo Fino Rijo                     |

Fonte: Robertson (1990)

Além das versões clássicas, existem, segundo Mayne et al. (2023), variações de ábacos baseados na SBT que incorporam outros parâmetros, permitindo avaliações mais precisas de solos com características específicas, como os solos de granulometria fina e orientado a avaliações de fenômenos como a liquefação.

Dentre essas variações, Jefferies e Davies (1991) desenvolveram um ábaco SBT normalizado que modificou o parâmetro  $Q_t$  originalmente utilizado, incorporando a propressão diretamente no cálculo da resistência de ponta normalizada. Posteriormente, Jefferies e Davies (1993) observaram que um índice derivado desse ábaco poderia representar as zonas do SBT normalizado, sendo definido como o raio de círculos concêntricos que delimitam os limites de cada zona no ábaco.

Com base nesse conceito, Robertson e Wride (1998) adaptaram o índice para que pudesse ser aplicado ao ábaco proposto por Robertson (1990). De acordo com Robertson (2009), esse índice representa um recurso conceitualmente importante, pois possibilita o ajuste de diversas correlações empíricas que variam em função do tipo de solo, sendo amplamente empregado nas formulações para a estimativa de múltiplos parâmetros geotécnicos a partir do CPTu. O índice  $I_c$  pode ser obtido a partir da Equação 6:

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (6)$$

Robertson e Wride (1998) também propuseram um aprimoramento do índice  $I_c$ , que posteriormente foi atualizado por Zhang *et al.* (2002), sugerindo uma nova resistência de ponta normalizada, chamada de  $Q_{tn}$ , que inclui em sua formulação um expoente variável chamado  $n$ ,

que deve ser selecionado conforme o estado de tensões do solo. Logo,  $Q_{tn}$  pode ser obtido a partir da Equação 7:

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0})/p_a](p_a/\sigma'_{v0})^n \quad (7)$$

Em que:

- $q_t$  = resistência de ponta corrigida;
- $\sigma_{v0}$  = tensão vertical total na profundidade analisada;
- $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada;
- $p_a$  = pressão atmosférica;
- $n$  = expoente de tensões.

Robertson (2009) realiza uma discussão a respeito de todas as metodologias propostas para obtenção do parâmetro  $n$ , e por fim propõe uma equação, que tem como parâmetros de entrada o próprio índice  $I_c$ , a tensão efetiva e a pressão atmosférica, tornando a obtenção do índice  $I_c$  um cálculo iterativo. O expoente de tensões conforme Robertson (2009) pode ser obtido a partir da Equação 8:

$$n = 0,381(I_c) + 0,05(\sigma'_{v0}/p_a) - 0,15 \quad (8)$$

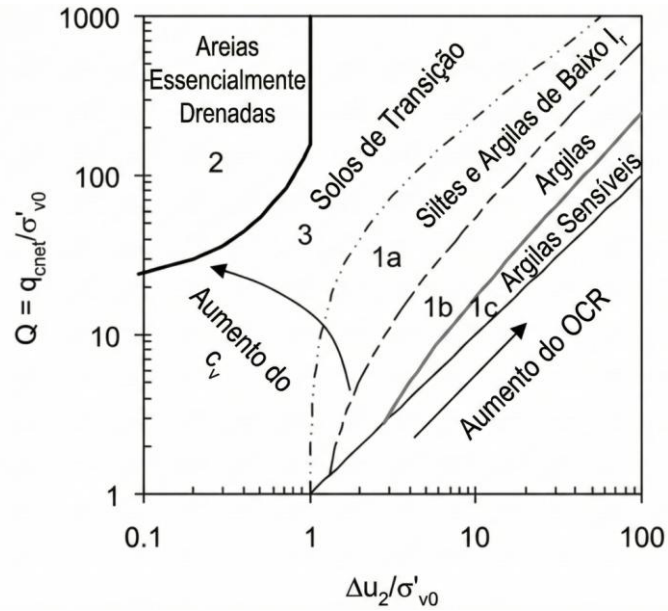
Em que:

- $I_c$  = índice SBT;
- $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada;
- $p_a$  = pressão atmosférica.

Schneider *et al.* (2008) discutiram o desenvolvimento de novos ábacos para a classificação de materiais a partir de ensaios CPTu, com enfoque no comportamento dos solos frente às condições de drenagem durante a cravação da sonda. A proposta baseia-se no fato de que materiais granulares tendem a apresentar comportamento drenado, enquanto solos finos se caracterizam por comportamento não drenado ao longo da cravação. Os autores destacam que os ábacos tradicionais podem levar a classificações equivocadas, uma vez que não consideram de forma adequada as particularidades e complexidades adicionais frequentemente observadas nos solos naturais, a exemplo das argilas encontradas no Mar do Norte, na qual ao serem aplicados dados do material no ábaco de Robertson (1990), acabam sendo distribuídos em praticamente todas as zonas de comportamento.

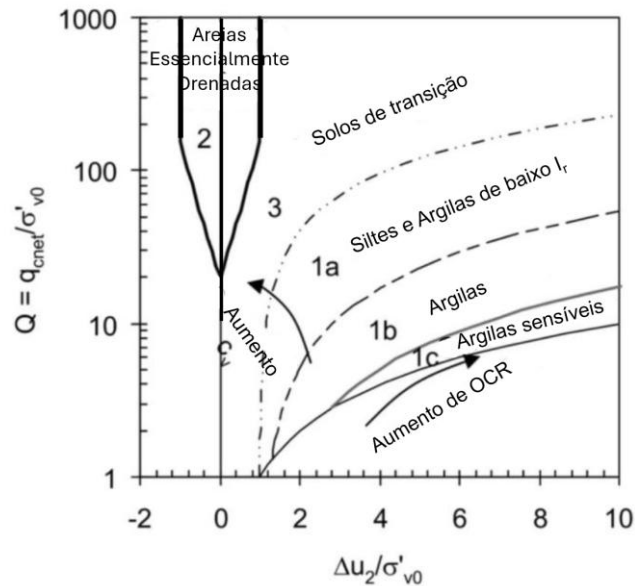
Desse modo, Schneider *et al.* (2008) propuseram os ábacos presentes na Figura 17 e 18, com descrição de cada zona na Tabela 3.

Figura 17 - Ábaco  $\Delta u_2/\sigma'_{v0} \times q_{cnet}/\sigma'_{v0}$ , com eixo das abscissas em escala logarítmica



Fonte: Adaptado de Schneider *et al.* (2008)

Figura 18 - Ábaco  $\Delta u_2/\sigma'_{v0} \times q_{cnet}/\sigma'_{v0}$ , com eixo das abscissas em escala linear



Fonte: Adaptado de Schneider *et al.* (2008)

Tabela 3 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco de Schneider *et al.* (2008)

| Zona | Tipo de Solo                   |
|------|--------------------------------|
| 1a   | Siltes e Argilas               |
| 1b   | Argilas                        |
| 1c   | Argilas Sensitivas             |
| 2    | Areias Essencialmente Drenadas |
| 3    | Solos de Transição             |

Fonte: Schneider *et al.* (2008)

Ambos os ábacos utilizam como dados de entrada as relações  $\Delta u_2/\sigma'_{v0}$  e  $q_{cnet}/\sigma'_{v0}$ , que podem ser obtidas a partir das Equações 4 e 9, respectivamente.

$$\frac{\Delta u_2}{\sigma'_{v0}} = \frac{u_2 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (9)$$

Em que:

$u_2$  = poropressão medida na base da sonda;

$u_0$  = poropressão hidrostática;

$\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada.

Visando a avaliação de processos de liquefação em projetos de baixo risco e a realização de avaliações iniciais para projetos de alto risco, Robertson (2009), baseado em dados disponíveis na literatura e nos estudos desenvolvidos para o projeto CANLEX (Canadian Liquefaction Experiment Project) de solos granulares não cimentados e sem efeitos de envelhecimento, realizando relações com o OCR e o parâmetro de estado de solos finos, desenvolveu contornos para o ábaco SBT com parâmetros normalizados  $Q_{tn}$  e  $F_r$  de Robertson (1990) representado o parâmetro de estado de solos granulares, conforme a Figura 19.

Robertson (2016) aponta que valores de parâmetro de estado menores que 0,05 no ábaco indicam o limite em que solos granulares apresentam comportamento contrativo e dilatante para grandes deformações, e propõe um parâmetro chamado CD, ou limite contrativo-dilatante, em que o valor de 70 marca o limite que separa os comportamentos contrativo (menores que 70) e dilatante (maiores que 70) dos materiais submetidos a grandes deformações. O parâmetro CD pode ser obtido a partir da Equação 10.

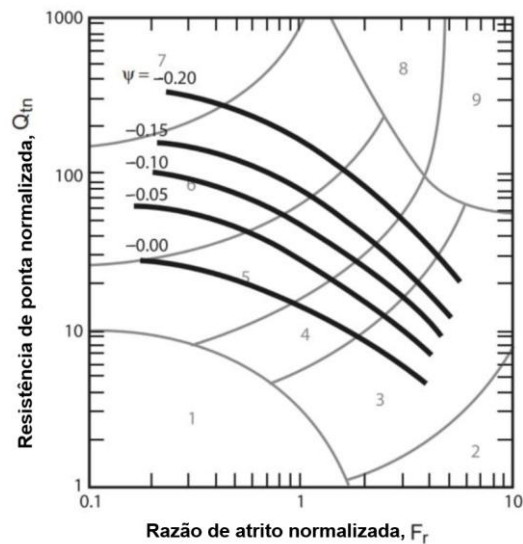
$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,66F_r)^{17} \quad (10)$$

Em que:

$Q_{tn}$  = resistência de ponta normalizada;

$F_r$  = razão de atrito normalizada.

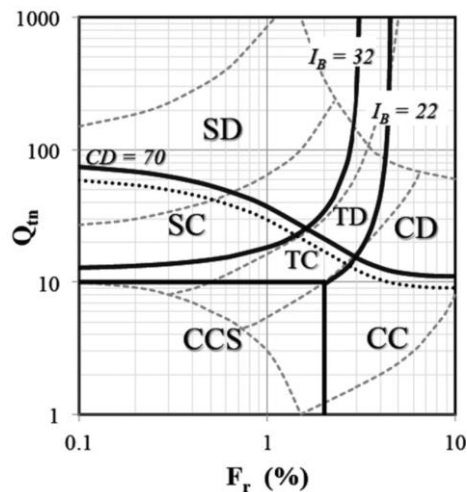
Figura 19 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos normalizados  $Q_{tn}$  e  $F_r$ , com contornos do parâmetro de estado



Fonte: Adaptado de Robertson (2009)

Ademais, Robertson (2016) também desenvolveu um ábaco, baseado na SBT  $Q_{tn}$ - $F_r$  de Robertson (1990), que indica o tipo de comportamento do solo em relação a grandes deformações, incluindo o limite CD, conforme a Figura 20.

Figura 20 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos normalizados  $Q_{tn}$  e  $F_r$ , com contornos do limite CD



Fonte: Robertson (2016)

A descrição de cada zona consta na Tabela 4.

Tabela 4 - Zonas e Tipo de Solo no ábaco Robertson (2016)

| <b>Zona</b> | <b>Tipo de Comportamento</b>      |
|-------------|-----------------------------------|
| CCS         | Argiloso – Contrativo - Sensitivo |
| CC          | Argiloso – Contrativo             |
| CD          | Argiloso – Dilatante              |
| TC          | Transição – Contrativo            |
| TD          | Transição – Dilatante             |
| SC          | Arenoso – Contrativo              |
| SD          | Arenoso – Dilatante               |

Fonte: Robertson (2016)

Tal ábaco também conta com os limites do parâmetro  $I_B$ , criado por Schneider *et al.* (2012), que utiliza um formato hiperbólico para definir limites entre solos granulares e finos, além de uma zona de transição, na qual valores maiores que 32 indicam comportamento arenoso, enquanto valores menores que 22 indicam comportamento argiloso, e valores entre 22 e 32 indicam solos de transição. O parâmetro  $I_B$  pode ser obtido pela Equação 11.

$$I_B = 100(Q_{tn} + 10)(Q_{tn}F_r + 70) \quad (11)$$

Em que:

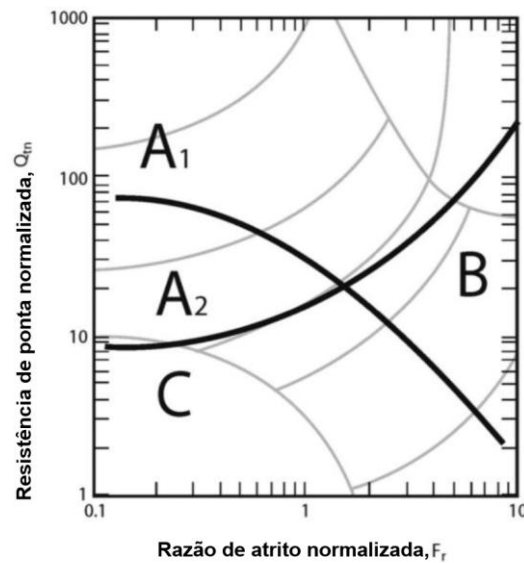
$Q_{tn}$  = resistência de ponta normalizada;

$F_r$  = razão de atrito normalizada.

Robertson (2010) apresenta um estudo no qual são propostas correlações entre resultados de ensaios de penetração de cone (CPT) e a avaliação da suscetibilidade dos solos à liquefação, abrangendo uma ampla variedade de materiais. O trabalho fundamenta-se na análise de casos históricos reportados na literatura e em dados de campo, sendo complementado por investigações laboratoriais e considerações teóricas que permitem a extrapolação dos resultados além do conjunto de dados observados.

Neste estudo, é proposto um ábaco baseado na SBT  $Q_{tn}$ - $F_r$  de Robertson (1990), na qual constam zonas que descrevem a potencialidade de liquefação e o seu tipo, conforme mostrado na Figura 21. A descrição de cada zona consta na Tabela 5.

Figura 21 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos normalizados  $Q_{tn}$  e  $F_r$ , com zonas para avaliação de liquefação



Fonte: Adaptado de Robertson (2010)

Tabela 5 - Zonas e comportamento do solo no ábaco de Robertson (2010)

| Tipo de Solo | Zona | Descrição   |
|--------------|------|---|
| Não coesivo  | A1   | Possibilidade de liquefação cíclica, dependendo do nível e da duração do carregamento cíclico.  |
|              | A2   | Suscetibilidade à liquefação cíclica e estática, dependendo das cargas aplicadas e da geometria da fundação.                            |
| Coesivo      | B    | Possibilidade de diminuição da rigidez, dependendo do nível e da duração da carga cíclica.  |
|              | C    | Possibilidade de diminuição da rigidez e liquefação estática, dependendo da sensibilidade do solo, da carga e da geometria da fundação. |

Fonte: Robertson (2010)

### 3.2 Estimativa de Parâmetros Geotécnicos de Aplicação Geral

De acordo com Lunne *et al.* (1997), a penetração da sonda do CPTu em solos finos, como argilas e siltes tem comportamento não drenado, enquanto em solos granulares, como

areias, a cravação tende a ter comportamento drenado, de forma que não há geração de qualquer excesso de poropressão, sendo registrada nessa forma a poropressão estática *in situ*.

Tal diferenciação é fundamental para a adequada seleção das correlações empíricas ou teóricas utilizadas na estimativa dos parâmetros dos solos analisados. Isso porque o comportamento distinto quanto à geração de poropressão em solos finos e grossos implica que correlações válidas para um tipo de solo não sejam necessariamente aplicáveis ao outro, uma vez que tal aspecto foi considerado no desenvolvimento dessas correlações.

Vale mencionar que o foco da presente dissertação são os solos arenosos. Dessa forma, a presente revisão se limitará a esse tipo de solo. Os solos argilosos, por sua vez, serão objeto de pesquisas futuras.

### 3.2.1 *Estimativa do Peso Específico dos Solos*

O peso específico do solo é um parâmetro fundamental na caracterização geotécnica, uma vez que influencia diretamente o estado de tensões *in situ*, sendo assim de fundamental importância para correlações que utilizam a tensão total e a tensão efetiva em suas formulações. A seguir, são apresentadas quatro dessas correlações, selecionadas dentre as diversas disponíveis na literatura, de modo a permitir uma análise comparativa de seus resultados e a avaliação de sua adequação aos solos analisados.

Lunne *et al.* (1997) propôs a obtenção do peso específico a partir do ábaco SBT desenvolvido por Robertson *et al.* (1986), conforme a Tabela 6:

Tabela 6 - Estimativa do Peso Específico a partir da SBT de Robertson *et al.* (1986)

| Zona SBT (Robertson <i>et al.</i> (1986)) | Peso Específico Aproximado (kN/m <sup>3</sup> ) |
|---|---|
| 1   | 17,5  |
| 2   | 12,5  |
| 3   | 17,5  |
| 4   | 18,0  |
| 5   | 18,0  |
| 6   | 18,0  |
| 7   | 18,5  |
| 8   | 19,0  |
| 9   | 19,5  |
| 10  | 20,0  |
| 11  | 20,5  |
| 12  | 19,0  |

Fonte: Lunne *et al.* (1997)

Com base em experiências e em correlações com ensaios sísmicos e dilatométricos, Robertson e Cabal (2010) propuseram uma equação para a estimativa do peso específico do solo, representada por um conjunto de contornos associados às zonas definidas no ábaco SBT. Logo, o peso específico do solo pode ser obtido pela Equação 12:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0,27 * (\log R_f) + 0,36 * \left[ \log \left( \frac{q_t}{p_a} \right) \right] + 1,236 \quad (12)$$

Em que:

$R_f$  = Razão de atrito;

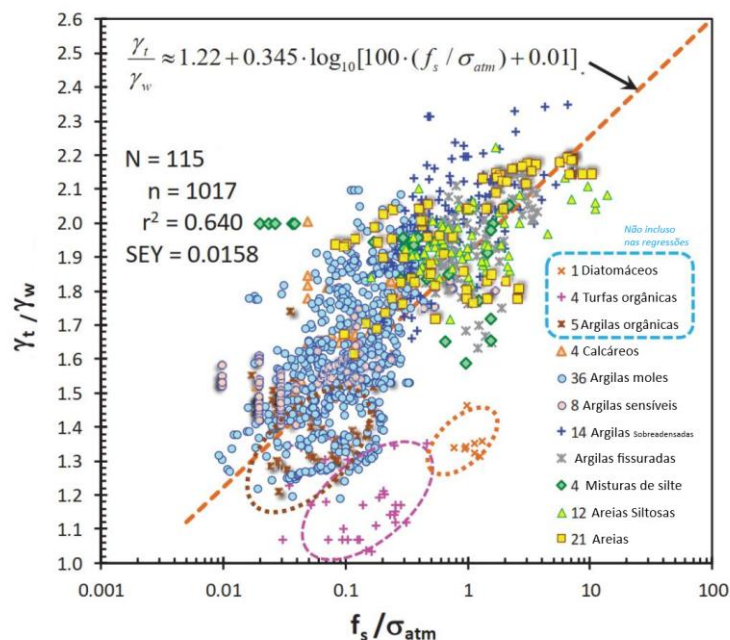
$\gamma_w$  = peso específico da água;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$p_a$  = pressão atmosférica.

Baseados em dados de 1017 ensaios onshore e offshore, realizados em diversos tipos de solos, em 115 locais diferentes, Mayne (2014) relacionou o peso específico com o atrito lateral de acordo com a Figura 22.

Figura 22 - Peso específico x atrito lateral



Fonte: Adaptado de Mayne (2014)

A partir dos dados plotados, Mayne (2014) desenvolveu a Equação 13, não aplicável a argilas orgânicas, turfas e solos diatomáceos.

$$\gamma_t \approx \gamma_w * [1,22 + 0,345 * \log_{10}(100 * f_s / \sigma_{atm}) + 0,010] \quad (13)$$

Em que:

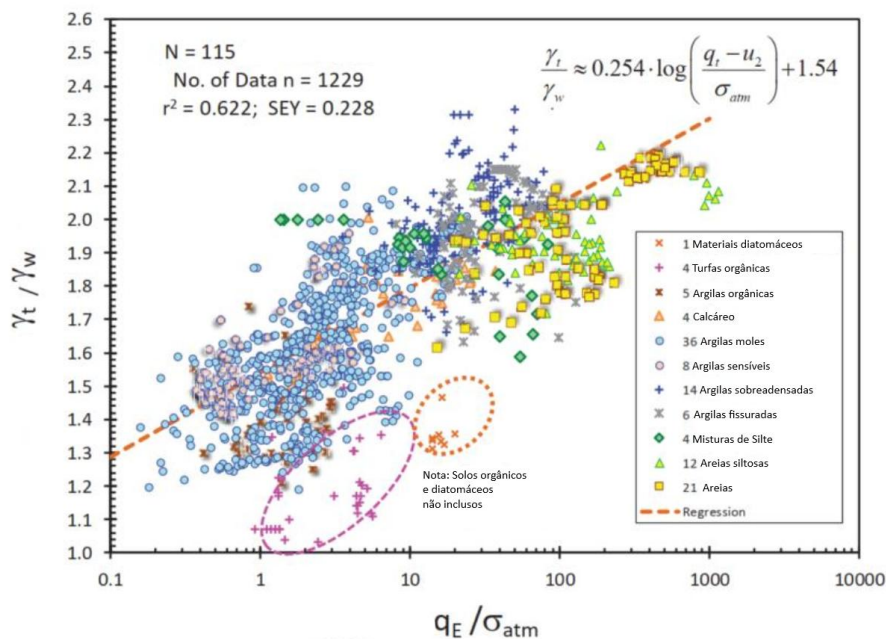
$\gamma_w$  = peso específico da água;

$f_s$  = atrito lateral;

$\sigma_{atm}$  = pressão atmosférica.

Em uma revisão dos dados, com acréscimo de mais 212 ensaios, Mayne *et al.* (2023) desenvolveu uma correlação baseada nos dados da Figura 23, relacionando o peso específico com a resistência de ponta efetiva ( $q_E$ ), obtida da resistência de ponta  $q_t$  subtraída da leitura da poropressão  $u_2$ .

Figura 23 - Peso específico x atrito lateral



Fonte: Adaptado de Mayne *et al.* (2023)

A partir dos dados plotados, Mayne *et al.* (2023) desenvolveu a Equação 14, novamente não aplicável a argilas orgânicas, turfas e solos diatomáceos.

$$\gamma_t \approx \gamma_w * \left[ 1,54 + 0,254 * \log_{10} \left( \frac{q_t - u_2}{\sigma_{atm}} \right) \right] \quad (14)$$

Em que:

$\gamma_w$  = peso específico da água;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$u_2$  = poropressão medida na base da sonda;

$\sigma_{atm}$  = pressão atmosférica.

### 3.2.2 *Estimativa do Teor de Finos do Solo*

Segundo Mayne *et al.* (2023) a quantidade de finos do solo, usualmente obtida em laboratório a partir da verificação da quantidade de material passante na peneira com malha de 0,075 mm, pode ser estimada de forma indireta a partir dos ensaios de CPTu.

Robertson e Wride (1998) desenvolveram uma correlação para a obtenção do teor de finos aparente dos solos a partir do índice  $I_c$ , conforme a Equação 15, 16 e 17:

$$I_c < 1,26 : \text{Teor de Finos} = 0 \quad (15)$$

$$1,26 \leq I_c \leq 3,5 : \text{Teor de Finos (\%)} = 1,75 * I_c^{3,25} - 3,7 \quad (16)$$

$$I_c > 3,5 : \text{Teor de Finos (\%)} \quad (17)$$

Agaiby e Mayne (2020), revisaram correlações existentes na literatura utilizando 53 tipos de solos diferentes, e propuseram a Equação 18, utilizando como dado de entrada o índice  $I_c$ , que posteriormente foi calibrada utilizando dados de 552 amostras.

$$\text{Teor de Finos (\%)} = 1,3 * I_c^{3,77} \quad (18)$$

Baseado em um índice SBT alternativo proposto por Robertson (2016), Agaiby e Mayne (2020) desenvolveram a Equação 19, utilizando 137 ensaios sísmicos e 93 ensaios em diversos tipos de solo.

$$\text{Teor de Finos (\%)} = (293/I_B)^{1,65} \quad (19)$$

O índice  $I_B$  pode ser obtido a partir da Equação 11.

### 3.2.3 *Definição do Comportamento Drenado e Não Drenado dos Solos*

O critério proposto por Robertson e Wride (1998) possibilita identificar as zonas de transição entre materiais finos e granulares, e, assim, separar ambos para a aplicação das correlações específicas a cada tipo de solo. Esse critério estabelece que o limite entre solos com comportamento drenado e não drenado ocorre em torno do valor de 2,6 do índice  $I_c$ . Valores superiores a 2,6 indicam solos com comportamento não drenado, enquanto valores inferiores a esse valor correspondem a solos com comportamento drenado. A obtenção desse limite entre comportamentos se deu a partir de estudos de liquefação cíclica conduzidos em solos ideais, predominantemente silicosos e normalmente consolidados.

Segundo Robertson (2016), o limiar de 2,6 para a distinção entre comportamentos drenado e não drenado nem sempre é eficaz em solos com microestrutura significativa, ou seja, solos em que as características de resistência e deformabilidade sofrem influência de ligações internas entre partículas, como em solos com cimentação ou envelhecimento. Diante disso, posteriormente apresenta-se a metodologia adotada para a avaliação da microestrutura nos solos analisados.

### 3.2.4 *Avaliação da presença de Microestrutura em Solos*

Conforme apontado por Robertson (2016), um fator que afeta os sistemas de classificação são os efeitos que afetam o solo depois de sua deposição que podem ocasionar o surgimento de uma microestrutura nestes solos. Desta forma, é importante primeiramente a identificação da existência de microestrutura nos solos, dada a sua influência no comportamento *in situ* que pode conseqüentemente afetar a efetividade dos sistemas de classificação.

Robertson (2016) destaca que dados obtidos com o SCPT podem auxiliar na identificação de microestrutura em solos, em um contexto de ausência ou complemento de informações geológicas. Esse auxílio surge, conforme Eslaamizaad e Robertson (1996) e Schnaid (2009) da correlação entre  $G_0$  e  $q_t$ , assim como da correlação com  $Q_{in}$ , que corre porque o envelhecimento e a cimentação tendem a aumentar a rigidez em pequenas deformações de forma significativamente mais pronunciada do que a resistência mobilizada em grandes deformações. Dessa forma, esses efeitos elevam o valor de  $G_0$  em proporção muito maior do que o incremento observado na resistência de ponta  $q_t$ , associada a níveis elevados de deformação, onde todos os outros fatores permanecem constantes.

A partir disso, Schneider e Moss (2011) sugeriram uma correlação entre os ensaios de CPT e  $G_0$ , baseadas em um parâmetro  $K_G$ , objetivando a identificação de solos arenosos com microestrutura. O parâmetro  $K_G$  pode ser obtido a partir da Equação 20.

$$K_G = \left( \frac{G_0}{q_t} \right) * (Q_{tn})^{0,75} \quad (20)$$

Em que:

$G_0$  = Módulo cisalhante para pequenas deformações;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$Q_{tn}$  = Resistência de ponta normalizada.

Para Robertson (2016), a relação entre  $G_0$  e  $q_t$  é um índice de rigidez para pequenas deformações, nomeado de  $I_G$ , visto que expressa a relação entre a rigidez do solo, expressa por  $G_0$  para pequenas deformações, e a resistência, representada por  $q_t$ .

Dado o fato de o parâmetro  $K_G$  e o índice  $I_G$  serem inicialmente desenvolvidos para solos arenosos, Robertson (2009) propôs que o índice  $I_G$  poderia ser estendido também para solos finos, substituindo  $q_t$  por  $q_n$ , posto que a resistência de ponta  $q_n$  é uma medida mais correta, segundo ele, da resistência do solo. Desta forma, o índice  $I_G$  pode ser obtido a partir da Equação 21.

$$I_G = G_0/q_n \quad (21)$$

Em que:

$G_0$  = Módulo cisalhante para pequenas deformações;

$q_n$  = diferença entre a resistência de ponta  $q_t$  e a tensão total  $\sigma_{v0}$ .

Com isso, foi proposto uma modificação no parâmetro  $K_G$ , sendo nomeada de  $K_G^*$ , definida a partir da Equação 22:

$$K_G^* = \left( \frac{G_0}{q_n} \right) * (Q_{tn})^{0,75} \quad (22)$$

Em que:

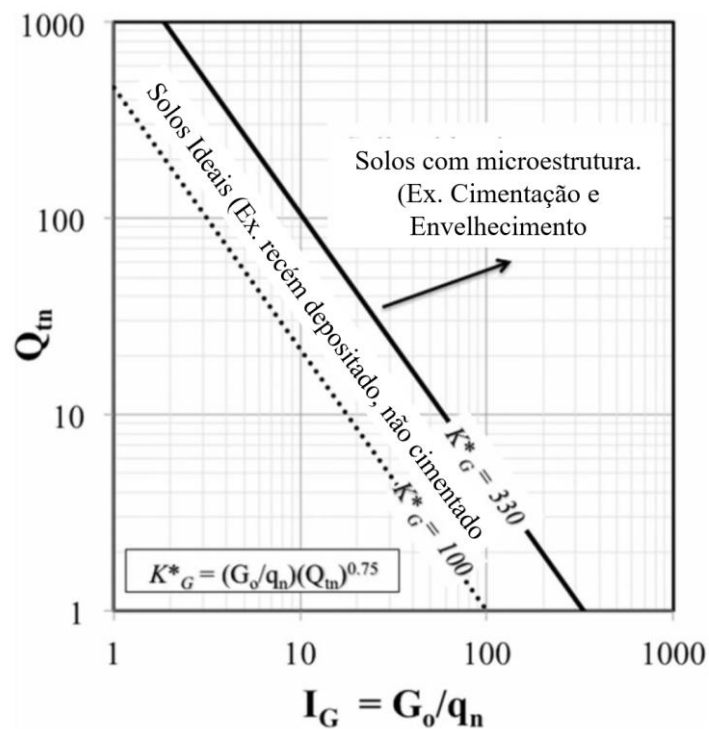
$G_0$  = Módulo cisalhante para pequenas deformações;

$q_n$  = diferença entre a resistência de ponta  $q_t$  e a tensão total  $\sigma_{v0}$ ;

$Q_{tn}$  = Resistência de ponta normalizada.

Na Figura 24 consta o ábaco estendido para uma maior gama de solos por Robertson (2016) a partir do trabalho de Schneider e Moss (2011), que verificaram que areias jovens, de origem silicosa e não cimentadas apresentam valores de  $K^*_G$  entre 100 e 330, com valor médio de 215. Valores de  $K^*_G$  menores que 330 indicam solos pouco ou não estruturados, na qual as correlações empíricas desenvolvidas tendem a apresentar boas estimativas e um bom comportamento. Já para valores de  $K^*_G$  maiores que 330 estão relacionados a presença de significativa microestrutura, característica de solos antigos ou cimentados, de forma que as correlações empíricas podem apresentar menor confiabilidade, exigindo ajustes em suas aplicações.

Figura 24 - Ábaco  $Q_{tn}$  x  $I_G$  para verificação de microestrutura em solos



Fonte: Robertson e Cabal (2022)

### 3.3 Estimativa de Parâmetros Geotécnicos de Solos Arenosos

Neste tópico são apresentadas propostas de correlações desenvolvidas majoritariamente para solos arenosos de origem quartzosa e silicosa.

### 3.3.1 Densidade Relativa

O índice de vazios de uma areia representa o estado em que esse material se encontra, podendo ser fofo, medianamente compacto ou compacto. Entretanto, o índice de vazios por si só não representa completamente o seu estado de forma isolada. Dessa forma, é necessária a determinação, em geral por procedimento de laboratório, do índice de vazios máximo, onde este se encontra no estado mais fofo possível, e do índice de vazios mínimo, onde este se encontra o mais compacto possível (Pinto, 2006).

Logo, para a classificação do estado de areias em relação a sua compacidade, utiliza-se a densidade relativa, definida pela Equação 23, que leva em conta o índice de vazios natural e os seus valores extremos, assim:

$$D_R = \frac{e_{m\acute{a}x} - e_{nat}}{e_{m\acute{a}x} - e_{m\acute{i}n}} \quad (23)$$

Em que:

$e_{nat}$  = índice de vazios *in-situ*;

$e_{m\acute{a}x}$  = índice de vazios máximo;

$e_{m\acute{i}n}$  = índice de vazios mínimo.

Devido à dificuldade de retirada de amostras indeformadas de areias sem alterar as suas características naturais, Mayne *et al.* (2023) ressalta que uma das principais formas de desenvolvimento de correlações a partir do ensaio de CPTu para obtenção da densidade relativa é utilizando-se câmaras de teste que, em resumo, são grandes células triaxiais com uma entrada especial que permite a inserção da sonda e a execução do ensaio. Dessa forma, consegue-se simular diversas situações relativas a aplicação de tensões e as características do solo, podendo-se assim relacionar tais condições de contorno com os valores encontrados no ensaio.

Baldi *et al.* (1986), utilizando-se de diversos ensaios em câmaras de teste com as areias de Ticino, recomendou a Equação 24 para a obtenção da densidade relativa de areias de diversas características, como normalmente adensadas ou sobreadensadas, e de baixa ou alta compressibilidade.

$$D_r = \frac{1}{C_2} * \ln \left( \frac{q_c}{C_o * (\sigma')^{C_1}} \right) \quad (24)$$

Em que:

$C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  são constantes do solo;  
 $\sigma'$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada;  
 $q_c$  = resistência de ponta.

As constantes do solo  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  são utilizadas para relacionar a tensão efetiva horizontal e a compressibilidade das areias analisadas em relação a areia de Ticino usadas nas câmaras de teste, sendo definidos os valores de 157, 0,55 e 2,41 para  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  respectivamente, considerando que o material as areias estudadas tem baixa compressibilidade, são normalmente adensadas e não cimentadas.

Jamiolkowski *et al.* (2001), ao revisar um estudo próprio desenvolvido em 1985 a partir de ensaios em câmaras de teste de areias puras quartzosas e silicosas, corrigiu a resistência de ponta utilizada para valores de campo equivalentes, propondo uma correlação entre  $D_r$  e uma resistência de ponta nomeada  $q_{t1}$ . Posteriormente, Mayne (2006) expandiu a base de dados utilizada, adicionando dados de amostras indeformadas e, de modo consequente, propondo a Equação 25.

$$D_r(\%) = 100 * (0,268 * \ln(q_{t1}) - b_x) \quad (25)$$

Em que:

$q_{t1}$  = resistência de ponta normalizada;  
 $b_x$  = constante de ajuste, que varia conforme a compressibilidade da areia.

A resistência de ponta normalizada  $q_{t1}$  pode ser obtida a partir da Equação 26.

$$q_{t1} = q_t / (\sigma_{atm} / \sigma'_{v0})^{0,5} \quad (26)$$

Em que:

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;  
 $\sigma_{atm}$  = pressão atmosférica;  
 $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada.

A constante  $b_x$ , utilizada como a relação entre o material analisado e as areias utilizadas no desenvolvimento da correlação, varia entre 0,525 para areias de alta compressibilidade, 0,675 para areias de média compressibilidade e 0,825 para areias de baixa

compressibilidade, na qual, de acordo com Mayne *et al.* (2023), para aplicação em areias de mineralogia desconhecida, recomenda-se utilizar o valor intermediário.

Utilizando dados de 705 ensaios em câmaras de teste em 26 areias diferentes, Kulhawy e Mayne (1990) desenvolveram a Equação 27 para a obtenção de  $D_r$ .

$$D_r^2 = \frac{q_{t1}}{305 * Q_C * Q_{OCR} * Q_A} \quad (27)$$

Em que:

$q_{t1}$  = resistência de ponta normalizada;

$Q_C$  = fator de compressibilidade, variando entre 0,91 para baixa compressibilidade até 1,09 para alta compressibilidade;

$Q_{OCR}$  = fator de sobreadensamento, equivalente a  $OCR^{0,18}$ ;

$Q_A$  = fator de envelhecimento, obtido a partir da relação  $1,2 + 0,05 * \log(t/100)$ , sendo t em anos, representando a idade do depósito.

### 3.3.2 *Ângulo de Atrito de Pico*

O ângulo de atrito de pico corresponde ao valor máximo de resistência ao cisalhamento observado em curvas tensão–deformação, obtidas em ensaios como o cisalhamento direto ou a compressão triaxial (Lambe e Whitman, 1969). Esse parâmetro resulta de duas contribuições principais, sendo o ângulo de atrito associado ao estado crítico, que representa o atrito efetivo entre partículas quando a deformação ocorre sem alteração volumétrica, e a parcela adicional proveniente da dilatância, decorrente do intertravamento e do rearranjo das partículas durante o cisalhamento.

Conforme Mayne *et al.* (2023), a estimativa do ângulo de atrito de pico pode ser realizada por diferentes metodologias. Entre essas, incluem-se os modelos baseados na dilatância, que utilizam a resistência de ponta aplicada à expressão de Bolton, os métodos fundamentados em teorias de capacidade de carga, como a expansão de cavidades e a plasticidade limite, as abordagens numéricas que recorrem a técnicas de elementos finitos, diferenças finitas ou elementos discretos, bem como métodos desenvolvidos diretamente a partir dos resultados obtidos em ensaios CPT, câmaras de teste e ensaios em amostras reconstituídas.

Baseados em ensaios em câmaras de teste, Robertson e Campanella (1983) desenvolveram uma correlação empírica para a obtenção do ângulo de atrito de pico para areias

sem microestrutura, pouco compressíveis e predominantemente quartzosas, conforme a Equação 28. De acordo com Robertson e Cabal (2022), esta correlação quando aplicada a areias com alta compressibilidade, a exemplo das areias carbonáticas, tende a resultar em valores baixos de  $\phi'$ .

$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} * \left[ \left( \log \frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad (28)$$

Em que:

$q_c$  = resistência de ponta;

$\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada.

Utilizando-se de amostras não deformadas obtidas a partir de complexos processos de congelamento de areias *in-situ*, e posteriormente ensaiadas em ensaios triaxiais, em conjunto com ensaios de campo, Kulhawy e Mayne (1990) propuseram uma correlação para a obtenção do ângulo de atrito de pico, conforme a Equação 29.

$$\phi'_p = 17,6^\circ + 11 * \log_{10}(q_{t1}) \quad (29)$$

Em que:

$q_{t1}$  = resistência de ponta normalizada.

Uzielli *et al.* (2013) analisaram um banco de dados de ensaios triaxiais realizados em areias naturais, marinhas, aluviais e de aterro hidráulico, provenientes de diferentes regiões, incluindo China, Japão, Canadá, Noruega, Itália e locais no Atlântico Norte, utilizando de processos estatísticos para avaliação da confiabilidade dos resultados, obtendo assim uma correlação determinística, conforme a Equação 30, válida para s valores de  $q_{t1}$  maiores que 25.

$$\phi'_p = 25^\circ * (q_{t1})^{0,10} \quad (30)$$

Em que:

$q_{t1}$  = resistência de ponta normalizada.

Uzielli e Mayne (2019) desenvolveram, a partir de 63 amostras de 27 tipos de areias, uma correlação usando o índice  $I_c$  para a obtenção do ângulo de atrito de pico, aplicável para materiais com valor de  $I_c$  menores que 2,6, ou seja, para solos de comportamento drenado, conforme a Equação 3.31.

$$\phi'_p = 53,0^\circ - 6,9 * (I_c) \quad (31)$$

### 3.3.3 *Módulo de Young Drenado*

De acordo com Caputo *et al.* (2022), o módulo de Young, também chamado de módulo de elasticidade, é a relação entre a tensão e a deformação do material, quando considerada a aplicação da teoria da elasticidade e da lei de Hooke para a obtenção de tensões e deformações em maciços terrosos.

Lunne *et al.* (1997) destacam que a determinação de parâmetros de rigidez ou deformabilidade de areias a partir de ensaios *in situ* é de grande relevância, sobretudo diante da dificuldade de obtenção de amostras indeformadas em solos não coesivos, o que inviabiliza ensaios laboratoriais representativos, bem como as limitações devido à representatividade de amostras reconstituídas. Entretanto, a estimativa precisa desses parâmetros por meio de ensaios de penetração *in situ* apresenta elevada complexidade, uma vez que o módulo de deformabilidade depende não apenas das tensões efetivas e do histórico de tensões, características inerentes ao solo, mas também de condições específicas do ensaio, como o nível de tensões atingido, o regime de drenagem e a direção de carregamento, assim como do fato de valores de referência serem raramente documentados.

Uma metodologia para a obtenção do módulo de elasticidade drenado é proposta por Robertson e Cabal (2022), considerando pequenas deformações, em torno de 0,1%, sendo recomendado para areias recém depositadas e não cimentadas, predominantemente silicosas, conforme a Equação 32.

$$E' = \alpha_E * (q_t - \sigma_{v0}) \quad (32)$$

Em que:

$\alpha_E$  = parâmetro obtido a partir do índice  $I_c$ ;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical total na profundidade analisada.

O parâmetro  $\alpha_E$  é obtido a partir da Equação 33.

$$\alpha_E = 0,015 * [10^{(0,55*I_c+1,68)}] \quad (33)$$

Uma alternativa avaliada para a obtenção do módulo de elasticidade é a aplicação da metodologia proposta por Mayne (2006) para obtenção do módulo edométrico ( $D'$ ), desenvolvida a partir de diversos materiais como areias, siltes e argilas, que é diretamente relacionável com o módulo de elasticidade ( $E'$ ) a partir de correlações oriundas de relações entre constantes elásticas provenientes da aplicação da Lei de Hooke generalizada para um estado tridimensional de tensões.

Para a obtenção do módulo edométrico ( $D'$ ) conforme Mayne (2006), pode-se utilizar a Equação 34.

$$D' \approx \alpha_{c'} * (q_t - \sigma_{v0}) \quad (34)$$

Em que:

$\alpha_{c'}$  = constante variável conforme o tipo de solo;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$\sigma_{v0}$  = tensão vertical total na profundidade analisada.

Para argilas moles a rijas e areias normalmente consolidadas, é indicado para a constante  $\alpha_{c'}$  um valor de aproximadamente 5, de acordo com Mayne (2008).

Segundo Lambe e Whitman (1969), a obtenção do módulo de elasticidade a partir do módulo edométrico se dá a partir da Equação 35:

$$D' = E' * \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad (35)$$

Em que:

$\nu$  = coeficiente de Poisson.

### 3.3.4 *Módulo de Cisalhamento Máximo*

Um dos parâmetros dinâmicos mais importantes para o comportamento do solo é o módulo de cisalhamento máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ), sendo fundamental, por exemplo, no estudo de interações solo-estrutura de fundações de estruturas offshore. (Stuyts *et al.*, 2024).

Para a obtenção desse parâmetro, de acordo com Barroso (2022), podem ser utilizados ensaios de laboratório, como ensaios de coluna ressonante, triaxial cíclico ou com bender elements, ensaios sísmicos, como cross-hole, down-hole, up-hole, e a partir de correlações por meio de ensaios de campo, como o PMT e o CPT.

Para a obtenção de parâmetros dinâmicos diretamente a partir de ensaios CPT, pode-se recorrer ao ensaio de piezocone sísmico (SCPTu), que permite determinar diretamente a velocidade de propagação das ondas cisalhantes  $V_s$ . Alternativamente, quando a realização de ensaios sísmicos não é viável, podem ser empregadas correlações baseadas em dados de resistência de ponta. Entretanto, esta última abordagem apresenta maior nível de incerteza, uma vez que os resultados são indiretamente inferidos e, portanto, mais sensíveis às particularidades do solo e às limitações das correlações utilizadas (Mayne *et al.* (2023).

A velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) é diretamente relacionável com o módulo de cisalhamento máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) quando se conhece o peso específico do solo ( $\rho$ ), seguindo a Equação 36.

$$G_{max} = \rho v_s^2 \quad (36)$$

Baldi *et al.* (1989), propõe a Equação 35, desenvolvida a partir de dados de ensaios CPT, ensaios sísmicos do tipo cross-hole, além de ensaios de SCPT, executados em areias localizadas no Rio Pó e na comuna de Gioia Tauro, na Itália.

$$V_s = 277 * (q_t)^{0,13} * (\sigma'_{v0})^{0,27} \quad (37)$$

Em que:

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada.

Com o objetivo de estabelecer uma correlação para a estimativa da velocidade de propagação de ondas cisalhantes ( $V_s$ ), Hegazy e Mayne (1995) conduziram um estudo

estatístico de abrangência global, a partir de dados provenientes de ensaios CPT. Utilizando análises de regressão linear, obteve-se a correlação de melhor ajuste, conforme a Equação 38, para a previsão de  $V_s$ . Os dados utilizados foram obtidos de 73 localidades distintas, abrangendo uma ampla variedade de materiais, incluindo areias, argilas, solos mistos e rejeitos de mineração. Os valores de  $V_s$  empregados na calibração foram obtidos por meio de diferentes métodos sísmicos, tais como SCPT, ensaios down-hole, cross-hole e SAWS (Spectral Analysis of Surface Waves).

$$V_s = 0,0831 * q_{c1N} * \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{0,25} * e^{(1,786 * I_c)} \quad (38)$$

Em que:

$q_{c1N}$  = resistência de ponta considerada para o desenvolvimento da correlação;  
 $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada;  
 $p_a$  = pressão atmosférica;  
 $I_c$  = índice SBT.

A resistência de ponta  $q_{c1N}$ , para solos não drenados, ou seja, com valor do índice  $I_c$  menor do que 2,6, pode ser obtida a partir da Equação 39.

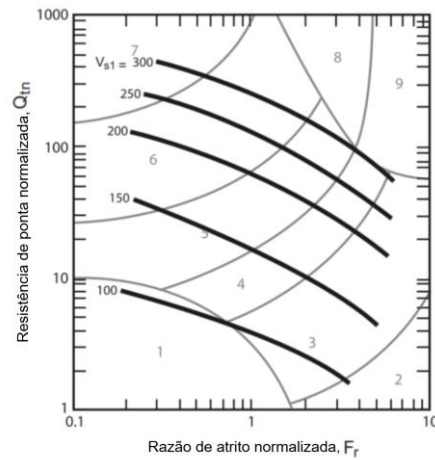
$$q_{c1N} = \left( \frac{q_c}{P_a} \right) * \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,5} \quad (39)$$

Em que:

$q_c$  = resistência de ponta;  
 $p_a$  = pressão atmosférica;  
 $\sigma'_{v0}$  = tensão vertical efetiva na profundidade analisada.

Robertson (2009) ressalta que, até então, embora existissem algumas correlações entre a velocidade de propagação de ondas cisalhantes ( $V_s$ ) e a resistência de ponta do cone, estas eram formuladas a partir de tipos específicos de solo, o que restringia sua aplicabilidade. Com o objetivo de superar tais limitações, o autor compilou mais de 100 ensaios SCPT realizados em 22 locais distintos na Califórnia, complementados por dados previamente publicados, a partir dos quais desenvolveu um conjunto atualizado de correlações abrangendo uma ampla variedade de solos. Essas correlações foram elaboradas com base no ábaco SBT normalizado, conforme ilustrado na Figura 25.

Figura 25 - Ábaco SBT de Robertson (1990) com eixos s  $Q_{tn}$  e  $F_r$ , com contornos de  $V_s$



Fonte: Robertson e Cabal (2022)

Dessa forma, os contornos de  $v_{s1}$  podem ser aproximados a partir da Equação 40.

$$V_{s1} = (\alpha_{vs} * Q_{tn})^{0,5} \quad (40)$$

Em que:

$\alpha_{vs}$  = fator de velocidade da onda cisalhante do cone;

$Q_{tn}$  = Resistência de ponta normalizada.

A partir do desenvolvimento da Equação 3.36, a velocidade da onda cisalhante pode ser diretamente obtida pela Equação 41.

$$V_s = [\alpha_{vs} * (q_t - \sigma_v) / p_a]^{0,5} \quad (41)$$

Em que:

$\alpha_{vs}$  = fator de velocidade da onda cisalhante do cone;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida;

$\sigma_v$  = tensão vertical total na profundidade analisada;

$p_a$  = pressão atmosférica.

O fator  $\alpha_{vs}$  pode ser obtido a partir da Equação 42.

$$\alpha_{vs} = 0,015 * [10^{(0,55*I_c+1,68)}] \quad (42)$$

Em que:

$I_c$  = índice SBT.

### 3.4 Estimativa de Parâmetros Geotécnicos de Areias Carbonáticas

Este tópico apresenta uma discussão a respeito das areias carbonáticas e o seu comportamento típico, da validade das correlações convencionais para obtenção de parâmetros a partir do CPTu e das correlações exclusivas para esse material.

#### 3.4.1 *Origem das Areias Carbonáticas*

Solos carbonáticos ou calcáreos, de acordo com Sterianos (1988), são sedimentos que apresentam uma quantidade maior do que 30% de  $\text{CaCO}_3$  em sua composição, com ampla variação de tipos que dependem de seus processos de formação.

Conforme Milliman *et al.* (1974), mais de 90% dos solos carbonáticos encontrados ao redor do mundo se originaram de processos bioquímicos provenientes da sedimentação de restos de esqueletos oriundos de organismos marinhos.

Sharma *et al.* (2024) destacam que as partículas que compõem os sedimentos carbonáticos apresentam elevada fragilidade, sendo facilmente quebradas ou deformadas quando submetidas a carregamentos. Essas características peculiares conferem aos sedimentos carbonáticos um comportamento distinto em relação aos materiais não carbonáticos, resultando em propriedades geotécnicas que frequentemente se desviam das zonas de comportamento típico conhecidas.

#### 3.4.2 *Terminologia*

Sharma e Boylan (2025) ressaltam que, na literatura, os termos “carbonática” e “calcária” são frequentemente empregados como sinônimos para descrever materiais que contêm componentes carbonáticos, como o carbonato ( $\text{CO}_3$ ), além de minerais associados, como calcita ( $\text{CaCO}_3$  - trigonal), dolomita [ $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ ] e aragonita ( $\text{CaCO}_3$  – ortorrômbico). No entanto, conforme Fokes (1988), essas terminologias não devem ser tratadas como equivalentes, uma vez que apresentam distinções em suas propriedades dependendo do teor de carbonato presente no material em questão.

Logo, Sharma e Boylan (2025) utilizam a classificação proposta por Clark e Walker (1977), para a correta utilização do termo conforme o teor de carbonato, de acordo com a Tabela 7.

Tabela 7 - Classificação do sedimento por teor de carbonato

| <b>Terminologia</b>         | <b>Teor de Carbonato (CO<sub>3</sub>)</b> |
|-----------------------------|---|
| Carbonático                 | > 90%                                     |
| Carbonato Silicoso/Argiloso | 50% - 90%                                 |
| Calcáreo                    | 10% - 50 %                                |
| Não Carbonático/Calcáreo    | < 10%                                     |

Fonte: Clark e Walker (1977)

Nesta dissertação, adota-se o termo carbonático em sentido genérico. Entretanto, ao tratar especificamente dos materiais analisados, será empregado o termo correspondente ao teor de carbonato identificado em cada caso.

### 3.4.3 *Características básicas de areias carbonáticas*

De acordo com Sharma *et al.* (2024) e Park (2023), as areias carbonáticas apresentam, em geral, elevados valores de índice de vazios ( $e$ ), frequentemente superiores a 1 e podendo atingir até 3. Esse comportamento decorre do formato angular dos grãos, de sua fragilidade e da elevada porosidade das partículas, o que pode ser visualizado na Figura 26, características essas associadas à quebra incompleta dos esqueletos marinhos que originam os sedimentos carbonáticos, bem como à presença de cavidades internas e poros superficiais nessas partículas.

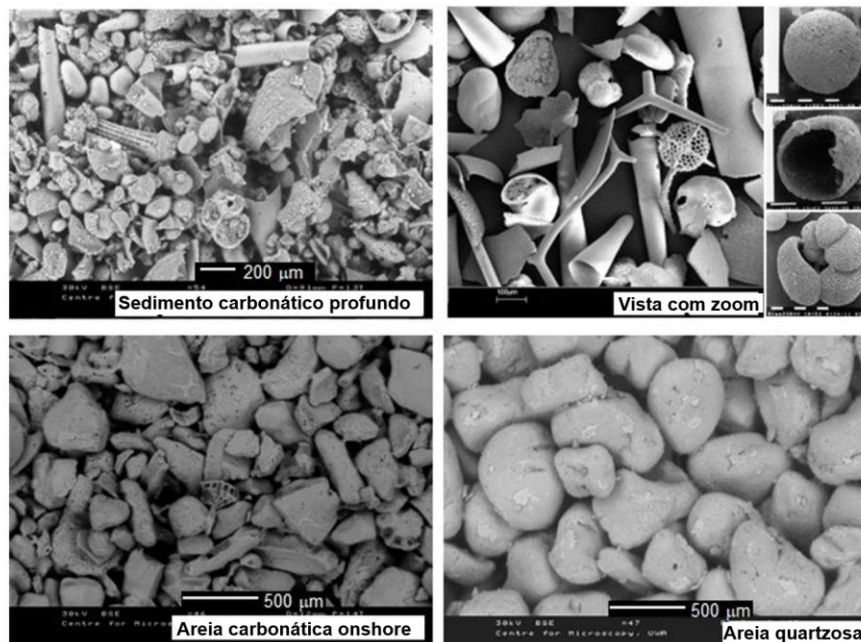
Para Park (2023), a densidade relativa dos grãos ( $G_s$ ) dos materiais carbonáticos variam conforme a sua composição mineralógica e o tipo de mineral carbonático presente, sendo observados valores de 2,72, 2,85 e 2,95, para materiais carbonáticos com presença de calcita, dolomita e aragonita respectivamente.

Ainda de acordo com Park (2023), a distribuição granulométrica de solos carbonáticos varia amplamente, assim como a quantidade de finos que pode ser observada, sendo verificadas curvas com graduações suaves até abruptas. Sharma e Ismail (2006) ressaltam que o tamanho das partículas observadas tem influência dos mecanismos deposicionais, onde em locais com elevada energia são observadas partículas maiores e grãos carbonáticos mais

resistentes, enquanto em locais com baixa energia, são verificadas partículas mais finas e frágeis.

No que tange ao ângulo de atrito de solos carbonáticos, Bransby *et al.* (2020) ressalta que estes apresentam elevados valores devido à alta angularidade dos grãos, com faixas de variação entre 40° e 50°, acima de valores máximos usualmente encontrados para areias silicosas, com valores em torno de 40°. Segundo Park (2023), ambas as areias apresentam uma diminuição no ângulo de atrito com o aumento das tensões confinantes, todavia, conforme Hull *et al.* (1988), este comportamento se pronuncia de forma mais intensa nas areias carbonáticas do que nas silicosas.

Figura 26 - Imagens obtidas a partir de micrografia de solos carbonáticos e silicosos



Fonte: Adaptado de Sharma e Joer (2015)

#### 3.4.4 *Uso de Metodologias Tradicionais de Interpretação para Areias Carbonáticas*

De acordo com Lunne *et al.* (1997), correlações desenvolvidas para areias quartzosas e silicosas nem sempre são diretamente aplicáveis a areias carbonáticas, em razão das particularidades destas, como a elevada compressibilidade, devido à quebra de partículas, e a cimentação resultante da precipitação de materiais.

Todavia, não há consenso na literatura em relação a um teor de carbonato que invalide a aplicação destas correlações desenvolvidas a partir de areias silicosas, sendo

observadas considerações distintas em relação a consideração do impacto do teor de carbonato existente.

Ortigão *et al.* (1986), em um trabalho de estudo das areias carbonáticas existentes na Bacia de Campos, no estado do Rio de Janeiro, utilizando coleta de amostras *in situ* e ensaios de CPT para a implantação de plataformas de petróleo, considera areias superficiais, encontradas a até 24 m de profundidade em relação ao leito oceânico, com teor de carbonato ( $\text{CaCO}_3$ ) entre 30% e 40% como areias não carbonáticas, considerando como areias carbonáticas as encontradas após os 24 m de profundidade, na qual foram encontrados teores de carbonato ( $\text{CaCO}_3$ ) entre 60% e 90%, além da presença de camadas cimentadas.

Lunne *et al.* (1997) ressalta que teores de carbonato menores que o intervalo de 50% a 70% tendem a se comportar como areias não calcáreas, na qual os grãos de material carbonático desempenham papel pouco importante no comportamento do solo e na sua resposta mecânica. Destaca-se também que em relação a compressibilidade e a cimentação de areias, as carbonáticas tendem a ter altos valores de razão de atrito quando comparadas com areias quartzosas, sendo observados valores maiores que 3%.

Na pesquisa conduzida por Mayne *et al.* (2014), foram utilizados dados de SCPTu para desenvolver correlações destinadas à determinação de parâmetros geotécnicos em diferentes tipos de solo. Para a estimativa da densidade relativa ( $D_r$ ) em areias carbonáticas a partir da resistência de ponta, observou-se um comportamento distinto em relação às areias quartzosas para  $D_r > 30\%$ . Enquanto, nas areias quartzosas, a resistência de ponta aumenta com a densidade relativa, refletindo a maior dificuldade de penetração, nas areias carbonáticas essa relação permanece aproximadamente linear, pois a compactação maior resulta em quebra de partículas, sem aumento significativo da resistência de ponta. A correlação proposta para a obtenção de  $D_r$  a partir da resistência de ponta, assim como o comportamento verificado é válido para teores de carbonato ( $\text{CaCO}_3$ ) entre 42% e 98%.

Sharma *et al.* (2024), em um artigo a respeito da responsividade de ensaios CPT em sedimentos carbonáticos, discute a aplicabilidade de ábacos empíricos de classificação, como a SBT de Robertson (1990) e os desenvolvidos por Schneider *et al.* (2008), na qual conforme o autor, são muito utilizados para materiais não carbonáticos, mas que ao serem aplicados em materiais carbonáticos, podem retornar interpretações equivocadas devido a diversos fatores inerentes aos solos carbonáticos, como a complexa combinação de frações finas e grossas das partículas, tal qual características como a alta sensibilidade, fragilidade e graus variados de cimentação, que não são contempladas nos modelos tradicionais, recomendando o uso dos

resultados de CPT em conjunto com dados laboratoriais específicos para a correta classificação de sedimentos carbonáticos, contrastando com o que ressalta Lunne *et al.*(1997), na qual até o presente momento de sua publicação, com os dados até então disponíveis, que os ábacos empíricos eram aplicáveis a materiais carbonáticos, evidenciando os avanços nas análises de resultados de CPT.

### 3.4.5 *Correlações Específicas para Areias Carbonáticas*

Correlações empíricas específicas para estimativa de parâmetros geotécnicos em areias carbonáticas são escassas na literatura, visto que a ampla maioria das correlações foram desenvolvidas para os materiais mais usualmente observados, como areias silicosas.

Há exemplos como a correlação para obtenção da densidade relativa de areias desenvolvida por Kulhawy e Mayne (1990), que em sua formulação leva em consideração um fator de compressibilidade que varia conforme o tipo de mineral observado, o que inclui minerais altamente compressíveis como os observados nas areias carbonáticas, assim como também a correlação desenvolvida por Mayne (2014), de acordo com a Equação 42, utilizando-se de diversos resultados de ensaios em câmaras de teste com CPT, tendo como materiais areias carbonáticas de diversos locais.

$$D_r = 0,87 * q_{t1} \quad (42)$$

Em que:

$q_{t1}$  = resistência de ponta normalizada.

No estudo do comportamento geotécnico de areias carbonáticas e na determinação de seus parâmetros, é comum a adoção de abordagens integradas que combinam investigações de campo com ensaios laboratoriais em amostras reconstituídas para definição dos parâmetros a serem utilizados nos projetos. Em laboratório, destacam-se o uso de câmaras de calibração e centrífugas, que permitem a reprodução controlada das condições de tensão e deformação atuantes no campo, possibilitando o desenvolvimento de correlações mais realistas entre as respostas obtidas em ensaios *in situ* e o comportamento do material verificado em laboratório. Essa metodologia tem sido amplamente empregada em pesquisas recentes, como as conduzidas por Lehane *et al.* (2023), Moug *et al.* (2019), Girreti *et al.* (2018a, 2018b), Mengé *et al.* (2016) e Van Impe *et al.* (2015).

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Este capítulo discorre a respeito das características do equipamento utilizado nos trabalhos de campo, assim como também apresenta as informações sobre os locais escolhidos para a realização dos ensaios, que foram divididos em duas etapas, sendo a primeira realizada na Praia de Moitas, no município de Amontada, enquanto a segunda etapa foi realizada na Praia de Requenguela, no município de Icapuí.

### 4.1 Equipamento Utilizado

Neste tópico serão abordados os detalhes disponíveis do equipamento utilizado na execução dos ensaios de campo do presente trabalho, que consiste em um equipamento de cravação, modelo TG-63-150, movido à gasolina, e um conjunto de sonda e unidade de aquisição de dados proprietários da marca Pagani.

#### 4.1.1 Descrição da Sonda

A sonda que acompanha o equipamento é do modelo padrão proprietário da fabricante Pagani, tendo como dimensões um diâmetro de 35,8 mm, com área do cone de 10 cm<sup>2</sup> e 60° de ângulo, uma área da luva de atrito de 150 cm<sup>2</sup>, com um comprimento total de 320 mm e um peso de 1,8 kg, conforme a Figura 27.

Figura 27 - Sonda Pagani



Fonte: Pagani (2025)

A sonda conta com 4 tipos de sensores, sendo eles o de leitura de resistência de ponta ( $q_c$ ), com capacidade máxima de 50 MPa, resolução de dados de 24 bits e uma acurácia de 0,005 MPa; um sensor para registro do atrito lateral ( $f_s$ ), com capacidade máxima de 1600 kPa, resolução de dados de 24 bits e uma acurácia de 0,04 kPa; um sensor para leitura das poropressões sobre o cone ( $u_2$ ), com capacidade máxima de 2500 kPa, resolução de dados de 24 bits e uma acurácia de 0,04 kPa; e um sensor de inclinação com leitura máxima de 20°, resolução de dados de 12 bits e uma acurácia de 0,5°.

#### **4.1.2 Procedimento de Calibração**

A sonda utilizada nos trabalhos de campo desta dissertação passou por dois processos de calibração e checagem, sendo o primeiro realizado nos laboratórios da empresa Pagani, e o segundo realizado nos laboratórios da Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho” (UNESP) – Campus Bauru.

A calibração realizada pela empresa Pagani se divide em três partes distintas, sendo uma calibração relativa à leitura dos sensores, na qual verifica-se as diferenças entre o que é aplicado e o que é registrado pelos sensores, uma calibração relativa à obtenção do parâmetro  $a$  para correção da resistência de ponta devido a poropressão atuante, e uma calibração relativa à geometria da sonda, com o objetivo de comprovar a ausência de defeitos na geometria externa da sonda que viessem a prejudicar a realização dos ensaios, sendo todos os procedimentos realizados conforme as recomendações de ASTM (2020).

Já a checagem realizada pela UNESP, teve foco na avaliação da eficiência dos três sensores principais, reproduzindo o mesmo procedimento realizado nos laboratórios da empresa Pagani, visando avaliar se, após 1 ano de utilização, os sensores da sonda registravam qualquer diferença entre o que é aplicado e o que é registrado pelos sensores, mas, seguindo dentro do possível as recomendações previstas em ISO (2022).

Os resultados da calibração realizada pela Pagani encontram-se no Anexo A, enquanto os resultados da checagem realizada pela UNESP se encontram no Anexo B.

#### **4.1.3 Saturação da Sonda**

Para a saturação da sonda, são possíveis duas metodologias. A primeira consiste no uso de filtros porosos de cerâmica, previamente saturados e imersos no fluido de saturação, na qual para montagem é seguida a metodologia de imersão das partes montáveis da sonda no fluido de saturação dentro de um recipiente, sendo neste caso óleo de silicone utilizado como fluido de saturação.

Já a segunda metodologia consiste no uso de anel metálico no lugar do filtro poroso de cerâmica, que mantém após a instalação uma abertura de 0,03 mm para a leitura da poropressão gerada. Nesta metodologia, todo o interior da sonda e do cone é saturada com graxa de silicone, utilizando-se uma seringa.

#### 4.1.4 Sistema de Aquisição de Dados

O sistema de aquisição de dados consiste, conforme a Figura 28, em um microcomputador, com sistema operacional *Windows*, na qual executa software proprietário da fabricante do equipamento que realiza desde os procedimentos de testagem antes do ensaio, como a verificação de conexão da sonda e do equipamento de mediação da profundidade, até a realização do ensaio, onde é mostrado em tempo real as informações obtidas pelos sensores da sonda, assim como também registra as informações dos testes de dissipação realizados.

Figura 28 - Sistema de aquisição de dados e *depth encoder*.



Fonte: Pagani (2025)

O equipamento para medição da profundidade de penetração, nomeado de *Depth Encoder*, consiste em um sistema de roldana e cabo, conectado diretamente a torre do equipamento de cravação, que em conjunto com as informações da sonda, mede a profundidade de cravação a partir da soma dos movimentos da torre.

Todas as conexões da unidade de aquisição de dados (UAD) com a sonda e com o equipamento de medição da profundidade são realizadas via cabo, onde todo o sistema registra informações a cada um centímetro de penetração, gerando ao fim do ensaio um arquivo bruto em formato CSV (*Comma-separated values*).

#### 4.1.5 *Descrição do Equipamento de Cravação*

O equipamento de cravação, conforme Figura 29, consiste em uma unidade terrestre de pequeno porte, movida com uso de esteiras, com capacidade de cravação de 150 kN e capacidade de retirada de 160 kN.

Figura 29 - Equipamento de cravação Pagani



Fonte: Pagani (2025)

O sistema de bombeamento hidráulico do equipamento de cravação, que é responsável por acionar todos os subsistemas operacionais, incluindo os mecanismos de movimentação, cravação e ancoragem, possui uma capacidade máxima de geração de pressão de 24.500 kPa e é acionado por um motor a combustão interna da marca Briggs & Stratton, modelo Vanguard, alimentado por gasolina, que apresenta potência de 16 cv a 3600 rpm.

A ancoragem do sistema de cravação se dá com a utilização de trados helicoidais e hastes de extensão, sendo 8 trados com diâmetro de 100 mm para utilização em solos argilosos e 4 trados, com diâmetros de 220 mm e 300 mm, para utilização em solos arenosos, alcançando na configuração máxima uma profundidade de ancoragem de 6,5 metros.

## 4.2 Ensaios na Praia de Moitas

Neste tópico será abordado todos os detalhes relativos a primeira etapa do programa experimental, realizado na foz do Rio Aracatiaçu na Praia de Moitas, Amontada-CE.

### 4.2.1 Descrição do Local

A campanha de ensaios na Praia de Moitas, no município de Icarai de Amontada, foi realizada no dia 27 de março de 2025, na Foz do Rio Aracatiaçu, onde foram realizados três ensaios distintos, sendo nomeados, respectivamente, de MT1, MT2 e MT3. Os ensaios MT1 e MT2 foram realizados em uma região mais próxima ao mar, com uma distância entre si de 5,0 m, em um local que fica submerso em eventos de maré cheia normal. Já o ensaio MT3 foi realizado a uma distância de aproximadamente 20,0 m dos outros dois, em uma região em torno de 2,0 m mais alta, que apenas fica parcialmente submersa em eventos de maré de Sizígia. Na Figura 30 é possível verificar a região da realização dos ensaios.

A escolha do local baseou-se na análise do mapa faciológico elaborado por Almeida et al. (2021), o qual indicou elevada probabilidade de ocorrência de areias bioclásticas na região, caracterizadas por um alto teor de carbonato. A localização da região onde os ensaios foram realizados se encontra na Figura 30.

No local, além da realização do CPTu por esta pesquisa, foram realizados outros ensaios *in situ*, como o SPT (*Standard Penetration Test*), ensaio sísmico do tipo “downhole” com uso de um equipamento SDMT (*Seismic Dilatometer*) e o PMT (*Pressuremeter Test*) por Nascimento (2026).

Também foram coletadas amostras deformadas para a realização de ensaios de laboratório, como ensaios triaxiais estáticos e ensaios de cisalhamento direto saturado, além de ensaios com uso do calcímetro de Bernard modificado para obtenção do teor de carbonato de cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ) nos solos, na qual vale mencionar que estas coletas e ensaios foram realizados pelo Grupo de Pesquisa Areias Calcáreas, e que o presente autor participou e colaborou para a realização de grande parte dos ensaios.

Na Figura 31 (a) observa-se o perfil de teor de carbonato do local, determinado a partir do ensaio com uso do calcímetro de Bernard, até a profundidade de 10,0 m, onde verifica-se majoritariamente a presença de sedimentos calcáreos, com teor de carbonato abaixo de 40%, sendo observada uma camada com mais de 90% de teor de carbonato, sendo esta uma camada de sedimento carbonático.

Em relação ao SPT na Figura 31 (b), verifica-se os valores de  $N_{SPT}$  obtidos no ensaio, na qual, a partir das amostras recuperadas e analisadas tátil-visualmente, foram verificados majoritariamente a presença de solos arenosos até a profundidade analisada.

Figura 30 - Mapa de localização de realização dos ensaios em Amontada



#### Legenda

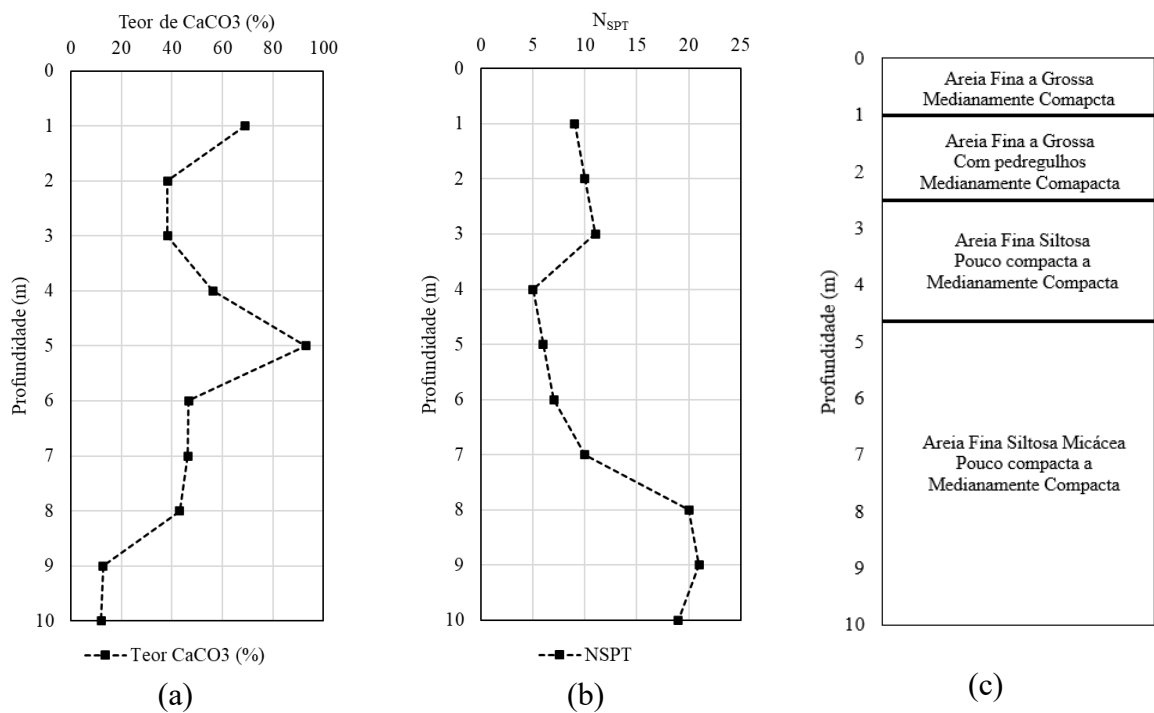
 Local de Estudo - Amontada

Bases Cartográficas: IBGE (2019); IPECE (2023)  
Imagem de Satélite: Google Satellite

Fonte: Autor (2026)

Observa-se um  $N_{SPT}$  médio até a profundidade de 3,0 m em torno de 10 golpes, sendo o material observado areias finas a grossas de compactidade medianamente compacta. De 3,0 m a 7,0 m verifica-se um  $N_{SPT}$  médio de 7 golpes, sendo observadas areias finas com silte, com presença de matéria orgânica e pedregulhos, de compactidade variável. Após os 7,0 m até a profundidade de 10,0 m, nota-se um  $N_{SPT}$  médio de 20 golpes, com ocorrência dos mesmos materiais.

Figura 31 - Perfil de teor de carbonato (a),  $N_{SPT}$  (b) e Estratigrafia do Solo (c) na Praia de Moitas



Fonte: Autor (2026)

#### 4.2.2 Descrição dos Procedimentos dos Ensaios

Após a definição e movimentação do equipamento para cada local de ensaio, primeiramente efetuou-se a estabilização do equipamento, na qual realiza-se o levantamento por meio dos três pés hidráulicos até que as esteiras estejam a aproximadamente 10 cm da superfície, sendo os pés hidráulicos apoiados em peças de madeira para melhor distribuição das cargas relativas ao peso próprio, sempre atentando-se aos níveis da torre, quanto do equipamento, que devem estar dentro dos limites recomendados pelo fabricante do equipamento.

Com o procedimento de estabilização concluído, procede-se a ancoragem, na qual foram utilizados os trados próprios para ancoragem em areia, utilizando-se a versão com 220 mm de diâmetro. Na ponta do trado, efetuou-se a instalação da ponta nomeada “rabo de peixe”, que tem como objetivo afastar possíveis obstáculos no caminho do trado. Além do trado, foram usadas 4 hastes extensoras e no final a haste extensora com furos para fixação da ancoragem na base da torre, alcançando em ambos os lados uma ancoragem com aproximadamente 5 m de profundidade.

Com o equipamento devidamente ancorado, realizou-se os procedimentos de organização das hastes de penetração no porta hastes na lateral do equipamento, a passagem do cabo da sonda pelas hastes, a montagem da UAD em seu suporte e a conexão dos cabeamentos relativos à sonda, ao *depth encoder* e a fonte de energia da UAD.

Com todo o equipamento montado, procedeu-se com a saturação da sonda, sendo esta a última etapa antes da realização do ensaio. Para saturação da sonda, já posicionada em seu suporte, retirou-se a ponta cônica e o anel metálico, e com uso de uma seringa, preencheu-se o interior da sonda e da ponta cônica com graxa de silicone, posicionando novamente de forma rápida o anel metálico e a ponta cônica, para evitar a perda de saturação. Após esse procedimento, encaixou-se a sonda no cabo e na primeira haste de penetração, já fixando este conjunto na torre de cravação do equipamento.

O primeiro procedimento para realização do ensaio é a checagem da conexão da UAD com a sonda e com o *depth encoder*, onde esse procedimento é realizado em aba específica da UAD, na qual há uma checagem de comunicação prévia entre a sonda, o *depth encoder* e a UAD.

Após todas as checagens de conexão concluídas, procede-se para o posicionamento da sonda próximo ao solo e inicia-se o ensaio na UAD, preenchendo informações a respeito do ensaio, como data, local, coordenadas de posição, etc., e realizando a verificação das *zero readings*, que representam as leituras em tempo real dos sensores da sonda ainda suspensa, sendo estes parâmetros verificados também após a conclusão do ensaio, funcionando como uma checagem do correto funcionamento dos sensores, que não devem apresentar diferenças entre o pré ensaio e o pós ensaio. A partir disso, inicia-se a cravação da sonda no solo, controlando a torre do equipamento pelo seu respectivo comando.

A execução do ensaio segue basicamente os mesmos procedimentos, na qual cravam-se as hastes até certa profundidade, levantando posteriormente a torre para o

rosqueamento de uma nova haste e procede-se novamente com a cravação do conjunto, sendo este procedimento repetido até alcançar a profundidade desejada do ensaio.

Ao longo da execução do ensaio, observa-se a UAD em tempo real para a verificação de possíveis problemas ou alertas que possam ocorrer, na qual podem indicar que a sonda está trabalhando perto dos seus limites técnicos de capacidade, a respeito da leitura da resistência de ponta ( $q_c$ ), do atrito lateral ( $f_s$ ), da poropressão ( $u_2$ ) e do *tilt*, já que uma inclinação excessiva poderia ocasionar a quebra da sonda ou das hastes de cravação.

O critério de parada escolhido para os ensaios realizados na praia de Moitas foi alcançar profundidades em torno de 12 m, já que as areias a serem estudadas se encontravam dentro desse intervalo de profundidade.

Desta forma, ao alcançar as profundidades desejadas, procedia-se com o encerramento do ensaio e a verificação das *zero readings* na UAD.

Para a desmobilização, os procedimentos são opostos ao da cravação, na qual utiliza-se outros ferramentais para a retirada das hastes até alcançar a última haste na qual se encontra acoplada a sonda. Após desmonte da sonda da última haste, sendo esta guardada em seu respectivo suporte para posterior limpeza e saturação, procede-se para a retirada da ancoragem, com procedimento inverso ao da realização da ancoragem, na qual, após todas as peças retiradas, movimentava-se o equipamento para o próximo ponto de ensaio.

#### **4.2.3 Descrição das Ocorrências de Problemas**

Ao longo da execução dos dois primeiros ensaios, foram verificados certos problemas em relação a execução de alguma etapa, sendo estes problemas variando desde erros de operação até fatores naturais externos aos ensaios.

Após início do ensaio MT1, verificou-se que a potência do equipamento utilizada para a ancoragem se mostrou muito elevada para a cravação da sonda, resultando assim em velocidades acima de 2 cm/s, tendo uma média ao longo da cravação de 2,46 cm/s.

Velocidades de cravação superiores ou inferiores à recomendada podem influenciar significativamente os valores registrados pelos sensores da sonda, resultando em possíveis distúrbios nos dados, causados por fluência do solo ou quebra de partículas durante a penetração. Tais efeitos se manifestam, sobretudo, nas medições de poropressão. No entanto, conforme indicado por Lunne *et al.* (1997), velocidades de cravação compreendidas no intervalo de 2 cm/s  $\pm$  0,5 cm/s são consideradas aceitáveis e não comprometem a validade dos resultados. Dessa forma, optou-se por não descartar os dados deste ensaio.

O primeiro problema identificado durante a execução do ensaio MT2 ocorreu no procedimento de ancoragem. Inicialmente, optou-se pela utilização de um trado para ancoragem em areias de maior diâmetro (300 mm), diferentemente do que foi adotado no primeiro ensaio (220 mm). No entanto, conforme observado no ensaio MT1, havia uma camada com presença de seixos rolados entre as profundidades de 1,0 m e 2,0 m. Essa camada, que havia sido atravessada sem dificuldades pelo trado de menor diâmetro no primeiro ensaio, não conseguiu ser vencida com o trado maior. Diante disso, optou-se por remover o que havia sido realizado de ancoragem e reposicionou-se o equipamento alguns centímetros adiante, a fim de reiniciar o procedimento utilizando o trado de menor diâmetro.

Durante a execução do ensaio MT2, observou-se uma rápida aproximação da maré do local de ensaio, já que os pontos MT1 e MT2, em marés altas, ficam completamente submersos. A execução de todas as etapas desde a ancoragem no local novo até a execução do ensaio foram realizadas sem maiores problemas, inclusive com a velocidade de ensaio sendo corrigida. Todavia, ao se aproximar da profundidade de 10,0 m, optou-se por encerrar o ensaio como medida de segurança, devido a aproximação das ondas, sendo este o motivo do ensaio MT2 ter alcançado uma profundidade inferior em relação aos ensaios MT1 e MT3.

Além disso, devido à maior proximidade da maré com o local do ensaio MT2 no momento da retirada da ancoragem, observou-se o início do afundamento do equipamento, ocasionado por seu peso e pela redução da capacidade de suporte do solo saturado. Essa condição comprometeu o procedimento padrão de remoção da ancoragem, tornando necessário o reposicionamento constante dos “pés” do equipamento por meio de movimentos alternados de elevação e rebaixamento para possibilitar o alinhamento adequado das hastes de ancoragem com os respectivos parafusos e suportes laterais. Apesar das dificuldades enfrentadas, a operação de retirada foi concluída em tempo hábil, evitando-se danos ao equipamento.

Por fim o ensaio MT3 ocorreu sem maiores ocorrências.

### **4.3 Ensaio na Praia de Requenguela**

Neste tópico será abordado todos os detalhes relativos a segunda etapa do programa experimental, realizado na Praia de Requenguela, em Icapuí-CE.

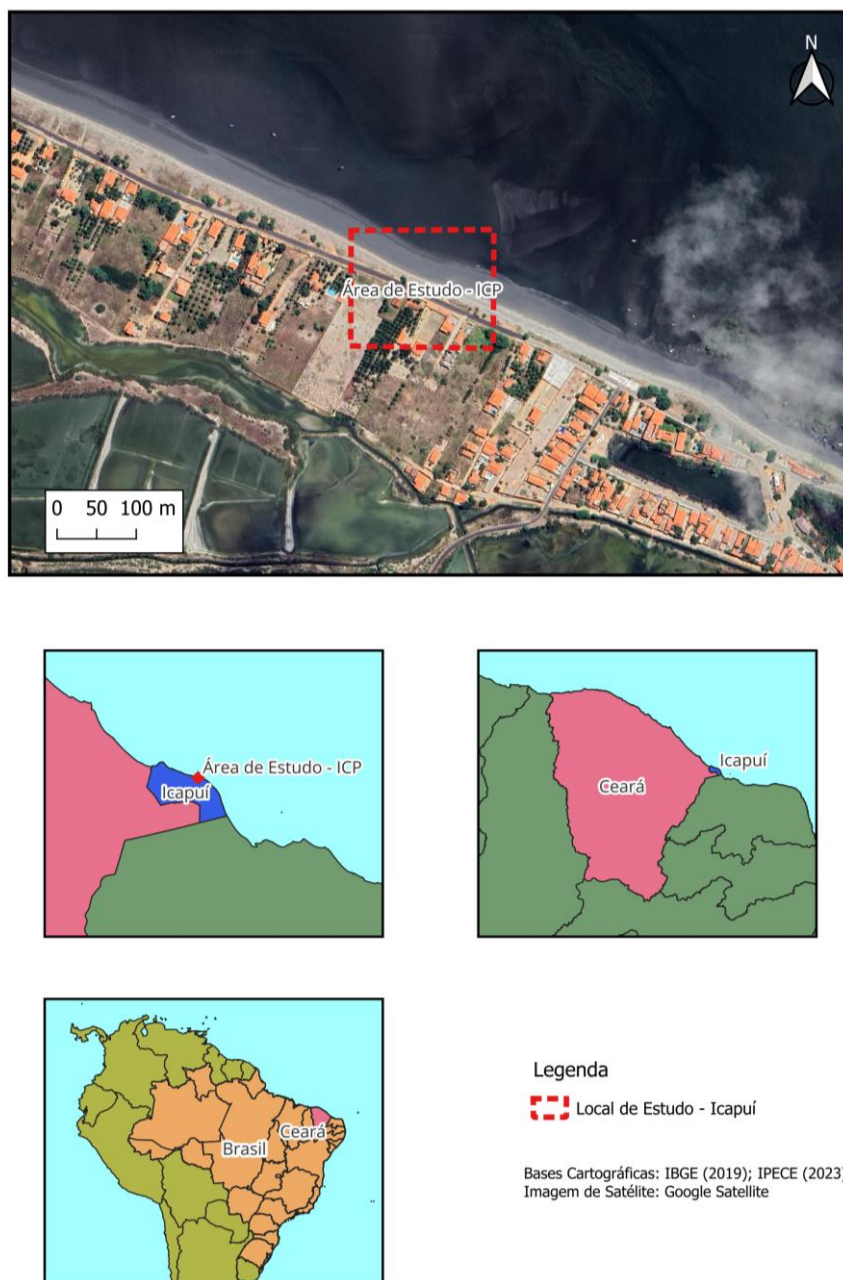
#### **4.3.1 Descrição do Local**

A campanha de ensaios na praia de Requenguela, no município de Icapuí, foi realizada no dia 26 de setembro de 2025, sendo realizados três ensaios distintos, espaçados

entre si em torno de 5,0 m no sentido paralelo a faixa de areia, sendo nomeados de ICP1, ICP2 e ICP3.

A escolha do local para a realização dos ensaios replicou a metodologia empregada em Amontada, utilizando como critérios o mapa faciológico de Almeida *et al.* (2021) e os dados de Salomão (2018). Este último estudo observou a presença de teores de carbonato no local variando percentuais entre 38,71% e 100%. A localização da região onde os ensaios foram executados é apresentada na Figura 32.

Figura 32 - Mapa de localização de realização dos ensaios em Icapuí-CE



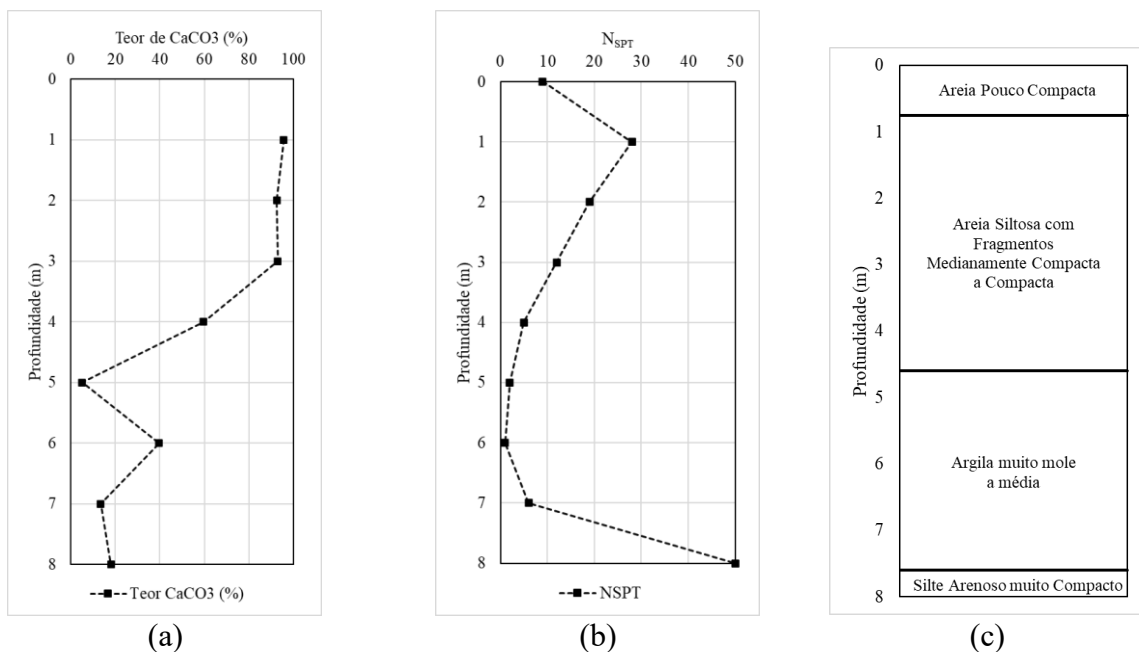
Fonte: Autor (2026)

No local, além da realização do CPTu, foram realizados outros ensaios *in situ*, como o SPT (*Standard Penetration Test*), ensaio sísmico do tipo “downhole” com uso de um equipamento SDMT (*Seismic Dilatometer*) e o PMT (*Pressuremeter Test*) por Nascimento (2026). Assim como em Moitas, ressalta-se que estes ensaios foram realizados pelo Grupo de Pesquisa Areias Calcáreas, de forma que o presente autor também participou e colaborou para a realização de grande parte destes ensaios.

Em relação ao teor de carbonato do local, conforme a Figura 33 (a), verifica-se um maior percentual na superfície, até profundidades em torno de 4,0 m, podendo esta camada ser classificada como uma camada de sedimentos carbonáticos. Após esta profundidade, há uma queda no teor de carbonato, sendo verificados teores abaixo de 40 %, sendo estas camadas mais profundas classificadas como de sedimentos calcáreos.

Em relação a variação do  $N_{SPT}$ , de acordo com a Figura 33 (b) e 33 (c), observa-se uma cama superficial de areia fofa, com  $N_{SPT}$  de 10 golpes, sendo seguida por uma camada de areia siltosa que varia de compacta, alcançando um  $N_{SPT}$  de 28 golpes. Após o pico na quantidade de golpes, observa-se uma tendência de decréscimo linear do  $N_{SPT}$  até a profundidade de 6,0 m, onde se verifica um  $N_{SPT}$  de 1 golpe, sendo verificados materiais como argilas moles. Após esta camada, nota-se o aumento brusco do  $N_{SPT}$ , sendo verificada uma camada de silte-arenoso muito compacto, que se antecede a camada de material rochoso, alcançando um  $N_{SPT}$  de 50 golpes.

Figura 33 - Perfil de teor de carbonato (a) e  $N_{SPT}$  (b) e Estratigrafia (c) na Praia da Requenguela



Fonte: Autor (2026)

#### 4.3.2 *Descrição dos Procedimentos dos Ensaios*

Após a definição do ponto de ensaio e o posicionamento do equipamento, realizou-se inicialmente a sua estabilização. Para isso, procedeu-se à elevação da estrutura por meio dos três “pés” hidráulicos, de forma a manter as esteiras a aproximadamente 10 cm da superfície. Os “pés” hidráulicos foram apoiados sobre peças de madeira, visando uma melhor distribuição das cargas decorrentes do peso próprio do equipamento. Durante esse processo, foi constantemente verificado o nivelamento tanto da torre quanto do conjunto, assegurando-se que permanecessem dentro dos limites recomendados pelo fabricante.

Depois da conclusão do procedimento de estabilização e nivelamento, procedeu-se com a ancoragem, onde, devido ao perfil verificado nos ensaios SPT realizados no local, optou-se pela utilização dos trados de ancoragem de menor diâmetro para solos finos, que já se encontravam com a ponta “rabo de peixe” instalada. Além dos trados, foram usadas 4 hastes extensoras comuns, assim como também a haste extensora com furos para fixação da ancoragem na base da torre, alcançando em ambos os lados uma ancoragem com aproximadamente 5,5 m de profundidade.

Em relação ao procedimento de organização das hastes e passagem do cabo, este foi realizado ainda no interior do laboratório LEEG (Laboratório de Ensaios Especiais em Geotecnia), onde o equipamento fica estacionado, de forma a otimizar o tempo no campo, na qual optou-se por utilizar 8 hastes redutoras de atrito e 8 hastes convencionais. Dessa forma, após os procedimentos de ancoragem, procedeu-se a montagem da UAD em seu suporte e a conexão dos cabeamentos relativos à sonda, ao *depth encoder* e a fonte de energia da UAD.

Com o equipamento devidamente preparado para o ensaio, procedeu-se à saturação da sonda. Inicialmente, a sonda foi posicionada em seu suporte, sendo em seguida removidos a ponta cônica e o anel metálico. Utilizando-se uma seringa, o interior da sonda e da ponta cônica foi preenchido com graxa de silicone. Em seguida, o anel metálico e a ponta cônica foram recolocados de forma rápida, a fim de evitar a perda da saturação. Concluída essa etapa, a sonda foi acoplada ao cabo e à primeira haste de penetração, fixando-se o conjunto à torre de cravação do equipamento com o auxílio de um alicate de pressão.

Inicialmente realizou-se a verificação das conexões entre a UAD, a sonda e o *depth encoder*, realizada em aba específica da UAD, confirmando a comunicação entre os dispositivos. Concluída essa etapa, posicionou-se a sonda próxima ao solo e, na própria UAD,

foram inseridas as informações do ensaio e verificadas as *zero readings*. Em seguida, iniciou-se a cravação da sonda no solo por meio do controle da torre do equipamento.

A execução do ensaio consistiu na cravação sucessiva das hastes até a profundidade desejada, com interrupções para o rosqueamento de novas hastes mediante o levantamento da torre. Durante todo o processo, houve monitoramento da UAD em tempo real para identificação de possíveis problemas, como limites técnicos de resistência de ponta ( $qc$ ), atrito lateral ( $fs$ ), poropressão ( $u_2$ ) e inclinação ( $tilt$ ).

O critério de parada escolhido para os ensaios realizados na praia de Requenguela foi alcançar o material impenetrável ao CPTu, onde, conforme ensaio SPT, se encontrou entre 8 m e 9 m de profundidade, de forma que, ao alcançar as profundidades desejadas, procedia-se com o encerramento do ensaio e a verificação das *zero readings* na UAD.

Ao fim dos ensaios, a desmobilização seguiu o procedimento inverso à cravação, com a retirada sucessiva das hastes até alcançar a sonda, que é desmontada e guardada para limpeza e posterior saturação. Em seguida, removeu-se a ancoragem, deslocando o equipamento para o próximo ponto de ensaio.

#### **4.3.3 Descrição das Ocorrências de Problemas**

Ao longo da execução dos três ensaios, foram verificados certos problemas em relação a execução de alguma etapa, sendo estes problemas relativos ao mal funcionamento do equipamento de cravação e a UAD.

Depois de todos os procedimentos anteriores ao início da cravação realizados, foi-se iniciar a operação de descida do martelo de cravação da torre, onde verificou-se um mal funcionamento do sistema. O primeiro problema verificado era a não liberação dos controles, mesmo com todos os mecanismos de segurança ativados, onde só foi superado após um aumento de potência no motor. Mesmo após a liberação dos controles, eles continuavam a não funcionar, sendo necessário um aumento ainda maior de potência para que estes viessem a funcionar, mesmo que de forma errática.

Por consequência, observou-se a necessidade de utilização de elevada potência para que se pudesse realizar a cravação das hastes. Devido a isso, a execução do primeiro ensaio ocorreu com elevada velocidade, ainda se verificando o comportamento inconstante de movimento do martelo, sendo observados valores acima e abaixo dos recomendados, que ultrapassaram os limites sugeridos em algumas profundidades, sendo a velocidade média no ensaio ICP1 equivalente a 2,45 cm/s, com valor mínimo de 0,10 cm/s e máximo de 4,7 cm/s.

Já no ensaio ICP2, ocorreram problemas com a UAD, que após a realização das checagens das conexões com a sonda e com o *depth encoder*, durante a leitura das informações da sonda preliminares ao início do ensaio, ocorria algum tipo de erro que fazia com que o software de aquisição de dados fechasse, sendo necessário reiniciar a UAD e refazer todos os processos de checagem anteriores ao início do ensaio. Foram realizadas algumas tentativas de realização do ensaio até que o erro não ocorresse mais, sendo assim possível iniciar o ensaio.

No que tange aos problemas com o martelo de cravação e o seu controle, foi observada uma melhora no comportamento geral deste sistema, sendo possível obter velocidades mais próximas do ideal durante a realização do ensaio, além de um comportamento mais constante ao longo da cravação, sendo observada uma velocidade média de 2,29 cm/s, com um valor mínimo de 0,1 m/s e um valor máximo de 3,2 cm/s.

No terceiro ensaio, o ICP3, o único problema observado foi novamente em relação ao martelo de cravação e o seu controle, sendo novamente observada uma melhoria no funcionamento em relação ao ensaio anterior, com velocidades ainda mais próximas a ideal de 2,0 cm/s, mas ainda com certa variação em algumas profundidades, sendo assim observada uma velocidade média de 2,20 cm/s, com um valor mínimo de 0,3 cm/s e um valor máximo de 4,3 cm/s.

## 5 RESULTADO DOS ENSAIOS E DAS ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS

### 5.1 Praia de Moitas

Neste tópico são apresentados os resultados obtidos no ensaio na Praia de Moitas, além das aplicações desses resultados nos ábacos de classificação e nas correlações para estimativa de parâmetros.

#### 5.1.1 *Apresentação e análise dos resultados brutos*

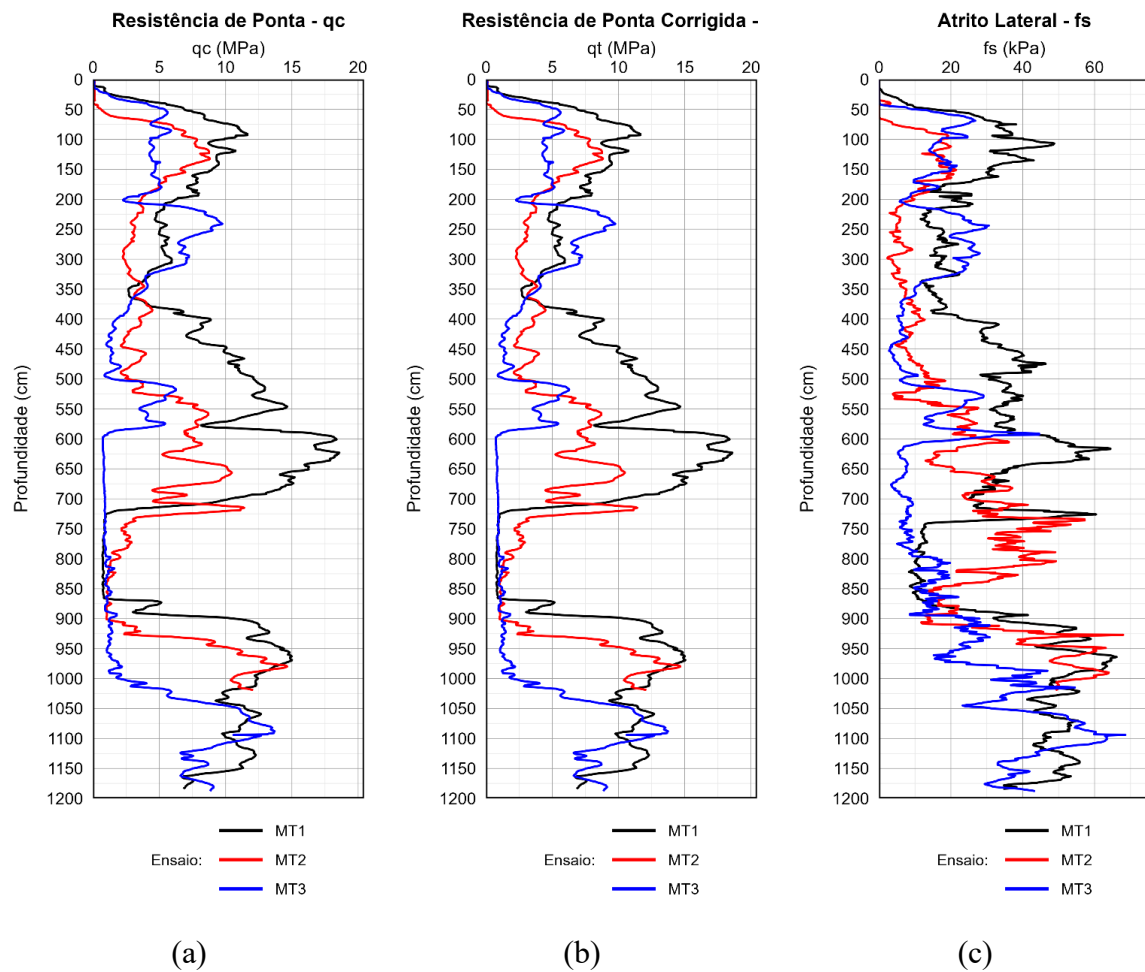
Na Figura 34 é possível visualizar os resultados de resistência de ponta ( $q_c$ ), resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) e do atrito lateral ( $f_s$ ) obtidos nos ensaios realizados na Praia de Moitas.

Em relação à resistência de ponta ( $q_c$ ) e à resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), observa-se uma ampla variabilidade entre os resultados. Nos ensaios MT1 e MT2, destaca-se uma camada mais resistente em torno de 1,5 m de profundidade, seguida por um decréscimo da resistência de ponta, tendência também observada no ensaio MT3 até aproximadamente 3,5 m. A partir dessa profundidade, verifica-se novamente o aumento da resistência de ponta nos três ensaios, embora com magnitudes distintas.

Constata-se, ainda, a presença de uma camada com baixa resistência de ponta em todos os ensaios, variando, entretanto, quanto à espessura: ela é mais espessa no ensaio MT3 e mais delgada nos ensaios MT1 e MT2. Abaixo dessa camada de menor resistência, identifica-se uma nova camada com valores mais elevados de resistência de ponta.

Quanto ao atrito lateral ( $f_s$ ) observado nos três ensaios, não se identificam padrões de comportamento consistentes entre eles, evidenciando-se uma elevada variabilidade dos resultados. Ainda assim, nota-se uma correlação entre o atrito lateral e a resistência de ponta nas camadas mais resistentes, onde ambos os valores tendem a aumentar e diminuir de forma concomitante. A principal exceção ocorre no ensaio MT2, em que, ao atravessar a camada de baixa resistência de ponta, o atrito lateral mantém-se em valores elevados, voltando a acompanhar o comportamento da resistência de ponta apenas nas camadas subsequentes.

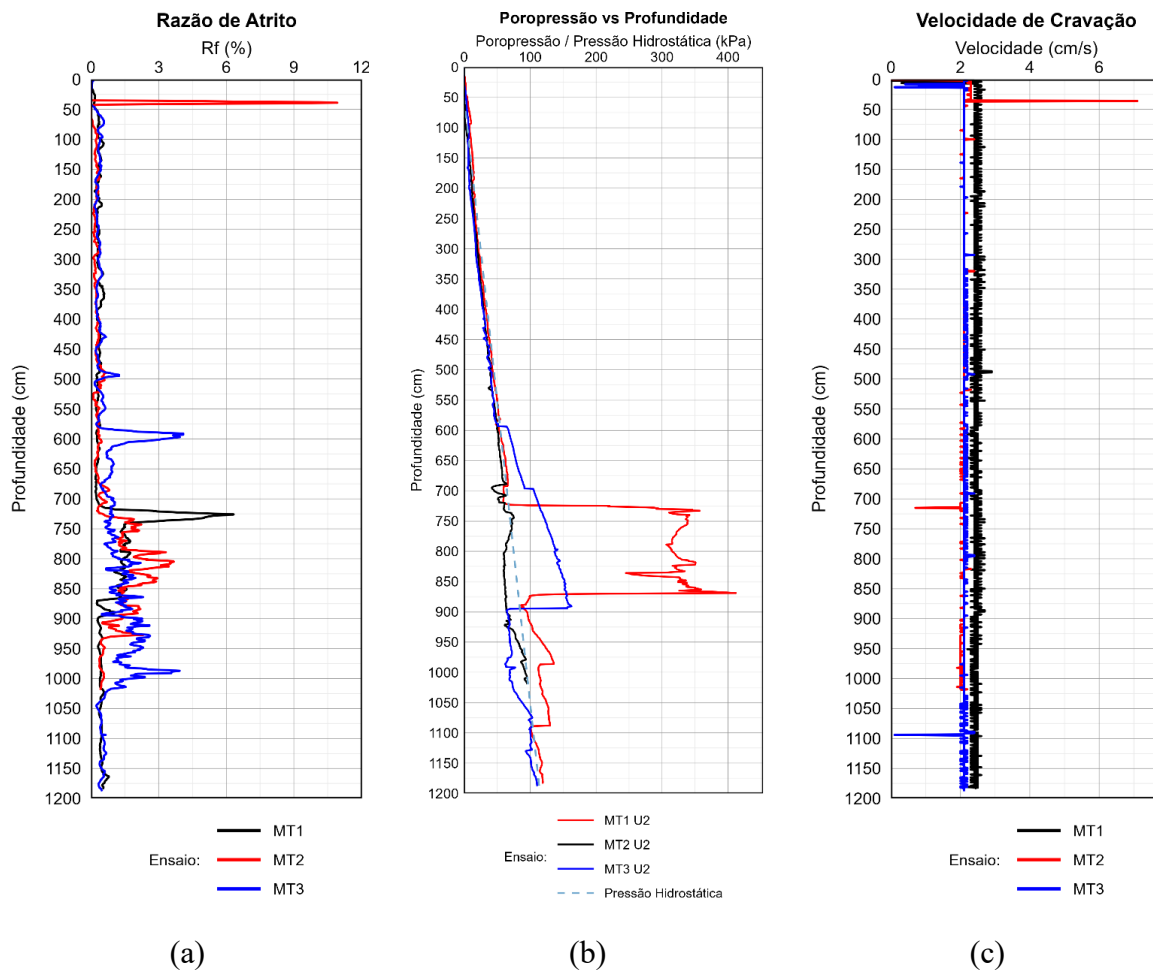
Figura 34 - Perfil resistência de ponta ( $q_t$ ) (a); Perfil de resistência de ponta corrigida ( $q_c$ ) (b); Perfil de atrito lateral ( $f_s$ ) (c) para os ensaios na Praia de Moitas



Fonte: Autor (2026)

Na Figura 35, são apresentados os perfis da razão de atrito ( $R_f$ ), das leituras de poropressão ( $u_2$ ) e da velocidade de cravação. A análise da razão de atrito evidencia comportamentos distintos ao longo da profundidade. Observam-se valores reduzidos de  $R_f$  até cerca de 7,0 m, indicando a presença de materiais predominantemente granulares, seguidos por um aumento nos valores de  $R_f$ , característico de materiais mais finos, até aproximadamente 10,0 m de profundidade. A partir desse ponto, os valores voltam a diminuir, sugerindo o retorno a camadas granulares. Esse padrão indica, portanto, a existência de uma camada intermediária de material fino inserida entre depósitos de natureza granular. No ensaio MT2, destaca-se um pico isolado de  $R_f$ , possivelmente associado à passagem da sonda por algum tipo de detrito superficial, como pedregulhos ou pedaços de conchas ou rodolitos, considerando o valor destoante em relação aos resultados adjacentes e aos demais ensaios.

Figura 35 - Perfil de razão de atrito ( $R_f$ ) (a); Perfil poropressão ( $u_2$ ) (b); Perfil de velocidade de cravação (c) para os ensaios na Praia de Moitas



Fonte: Autor (2026)

Ao analisar o perfil das leituras de poropressão ( $u_2$ ), observam-se comportamentos coerentes com a alternância entre camadas granulares e finas identificadas no perfil da razão de atrito em dois dos três ensaios realizados. No ensaio MT1, observa-se uma variação acentuada da poropressão em torno de 7,25 m de profundidade, evidenciando a transição de um material com leituras próximas à pressão hidrostática, característica de solos granulares, para outro que apresenta elevado excesso de poropressão durante a cravação, comportamento típico de materiais mais finos. Em profundidades maiores, as leituras voltam a se aproximar da pressão hidrostática, indicando o retorno a um comportamento granular. Esse mesmo padrão é observado no ensaio MT3, no qual se destaca uma zona com geração de excesso de poropressão superior às camadas adjacentes.

No ensaio MT2, por sua vez, esse comportamento não foi identificado, apresentando leituras de poropressão próximas à pressão hidrostática ao longo de todo o perfil.

No que se refere à velocidade de cravação, observa-se que esta se manteve praticamente constante ao longo dos ensaios, sendo o ensaio MT1 aquele que apresentou os maiores valores, seguido pelos ensaios MT2 e MT3. Verificam-se, entretanto, pequenos picos de variação, tanto superiores quanto inferiores a 2 cm/s, especialmente no início das sondagens. Esses desvios são atribuídos à presença de um material superficial muito fofo e suscetível à alteração de sua estrutura em função das movimentações do equipamento e dos procedimentos de ancoragem, fato que também impacta a leitura dos parâmetros realizadas nessa região.

### 5.1.2 *Classificação e Interpretação de Ábacos*

O tratamento dos dados obtidos dos ensaios na Praia da Moitas foi realizado, e procedeu-se à utilização de ábacos selecionados, com o objetivo de classificar os solos e interpretar seu comportamento geotécnico.

Destaca-se que uma melhor visualização das figuras correspondentes a esta etapa de análise pode ser encontrada nos Apêndices A a C.

#### 5.1.2.1 *Ábacos de Robertson et al. (1986)*

A aplicação do ábaco de Robertson *et al.* (1986), considerando a relação  $q_t \times R_f$ , evidencia a presença de diferentes zonas ao longo da profundidade nos três ensaios realizados. No ensaio MT1, observam-se, de modo geral, baixos valores de  $R_f$  e variação considerável de  $q_t$ , o que faz com que os resultados transitem entre as zonas 6 e 9, representando materiais desde areias misturadas com silte ou argila até areias mais limpas. Os dados brutos também revelam uma camada de material mais fino, refletida na presença de pontos entre as zonas 3 e 6, com predominância na zona 5, característica de solos silto-argilosos.

No ensaio MT2, as classificações variam entre as zonas 4 e 9. Nas porções superficiais, até cerca de 6,0 m de profundidade, predominam as zonas 7 a 9, associadas a areias puras ou levemente siltosas. Com o aumento da profundidade, nota-se maior dispersão de pontos entre as zonas 4 e 7, sugerindo incremento de frações finas nas areias. A partir dessas camadas, os pontos retornam à zona 9, indicando novamente a presença de areias mais limpas.

No ensaio MT3, até aproximadamente 6,0 m, os resultados distribuem-se entre as zonas 6 e 9, reforçando a predominância de materiais arenosos. Abaixo dessa profundidade, ocorre concentração expressiva de pontos nas zonas 5 e 6, evidenciando o espessamento de uma camada de areia com conteúdo significativo de finos, coerente com o comportamento identificado neste ensaio. Pontos isolados também aparecem nas zonas 3 e 4. Após cerca de

10,0 m, observa-se o retorno predominante à zona 9, compatível com os demais ensaios, o que indica a ocorrência de areias mais puras após esta profundidade.

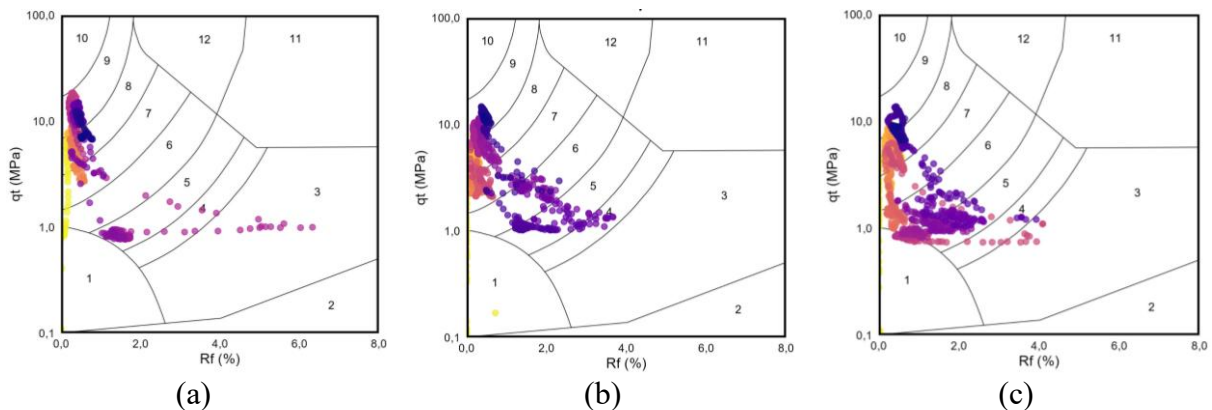
Na análise com o ábaco  $q_t \times B_q$ , mais voltado à diferenciação de solos finos, o ensaio MT1 apresenta a maioria dos pontos próximos à reta correspondente a  $B_q = 0$ , sugerindo predominância de solos arenosos, distribuídos em zonas equivalentes às observadas no ábaco  $q_t \times R_f$ . Uma parcela menor de pontos se afasta dessa linha, localizando-se entre as zonas 3 e 4, o que reflete a camada de material fino identificada anteriormente.

No ensaio MT2, os pontos concentram-se majoritariamente sobre a reta de  $B_q = 0$ , confirmando o predomínio de materiais granulares, condizente com os baixos valores do parâmetro  $B_q$ . As zonas identificadas apresentam correspondência direta com aquelas verificadas no ábaco  $q_t \times R_f$ .

Por fim, o ensaio MT3 mostra comportamento semelhante ao do MT1, com ampla distribuição de pontos ao longo da linha de  $B_q = 0$  e ocorrência de dispersões entre as zonas 4 e 5, indicativas da mesma camada de material mais fino observada no ábaco anterior, embora sem a presença de pontos na zona 3.

Na Figura 36 é possível verificar as plotagens do ábaco  $q_t \times R_f$  para os ensaios MT1, MT2 e MT3.

Figura 36 - Ábaco  $q_t \times R_f$  para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

### 5.1.2.2 Ábacos de Robertson (1990)

A aplicação dos parâmetros normalizados  $Q_t$  e  $F_r$  do ensaio MT1 no ábaco de Robertson (1990) indica predominância de pontos situados nas zonas 6 e 7, correspondentes a areias com silte e areias limpas, respectivamente. Entre as profundidades de 6,0 m e 8,0 m, observa-se um agrupamento de dados nas zonas 3 a 5, com concentração na zona 4, o que revela uma camada de solos predominantemente finos, variando entre siltes argilosos e argilas siltosas.

O ensaio MT2 apresenta comportamento semelhante ao do MT1, com pontos distribuídos entre as zonas 6 e 7 até cerca de 6,0 m de profundidade, indicando estratos arenosos limpos a levemente siltosos. Abaixo dessa profundidade, os dados migram para as zonas 3 a 5, o que reforça a presença de uma camada de material fino composta por misturas de argila e silte.

No ensaio MT3, que apresenta a camada de solos finos mais espessa entre os três perfis, os resultados distribuem-se de maneira mais ampla, abrangendo as zonas 3 a 7. Até aproximadamente 6,0 m, os pontos concentram-se das zonas 7 a 5, evidenciando a transição gradual de areias limpas para areias com silte. Abaixo dessa profundidade, entre 6,0 m e 10,0 m, verifica-se forte concentração nas zonas 5 e 4, indicando predomínio de materiais silto-argilosos. Após 10,0 m, observa-se o retorno dos pontos à zona 6, refletindo a ocorrência de materiais granulares após esta profundidade, de modo compatível com o padrão identificado nos demais ensaios.

A análise no ábaco  $Q_t \times B_q$ , direcionada à diferenciação de solos finos, apresenta comportamento análogo ao verificado no modelo de Robertson *et al.* (1986). No ensaio MT1, a maior parte dos pontos localiza-se sobre a reta correspondente a  $B_q = 0$ , característica de solos arenosos, enquanto o intervalo entre 6,0 m e 8,0 m concentra pontos nas zonas 3 a 5, sobretudo na zona 3, sugerindo que a camada de material fino identificada é predominantemente argilosa.

O ensaio MT2 também apresenta a maioria dos dados sobre a linha de  $B_q = 0$ , o que confirma o predomínio de materiais granulares no perfil, compatíveis com baixos valores do parâmetro  $B_q$ .

De forma semelhante, o ensaio MT3 exibe concentração expressiva de pontos próximos à linha de  $B_q = 0$ , com variação discreta entre 6,0 m e 8,0 m, onde surgem pontos nas zonas 4 e 5. Esse comportamento indica a presença de uma camada de solos finos constituída por misturas de silte e argila, coerente com as observações realizadas nos demais ábacos.

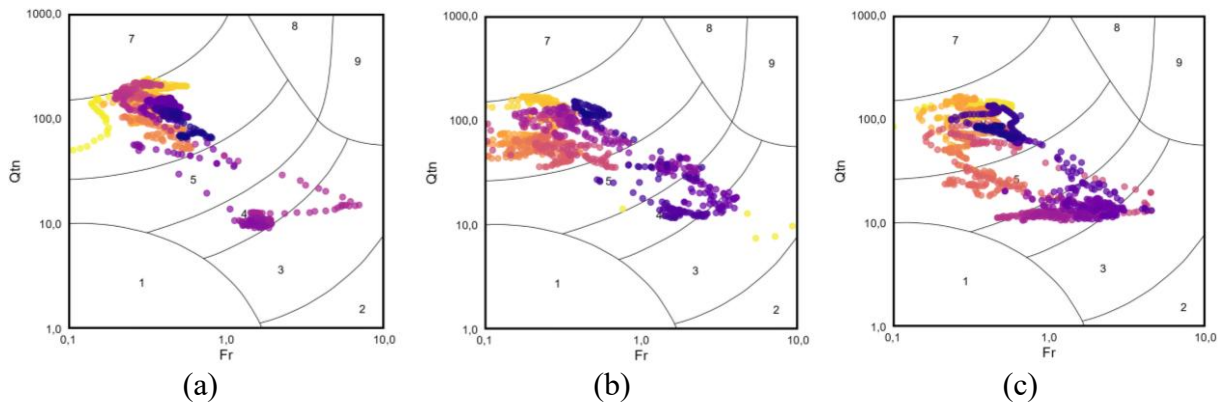
Por fim, a aplicação do parâmetro  $Q_{tn}$ , reforça o comportamento observado nas análises anteriores. No ensaio MT1, a maioria dos pontos se concentra nas zonas 6 e 4, evidenciando a alternância entre camadas arenosas limpas ou levemente siltosas (zona 6) e estratos finos compostos por misturas de silte e argila (zona 4).

No ensaio MT2, os resultados distribuem-se predominantemente entre as zonas 4 e 6. As zonas mais granulares, associadas à zona 6, representam areias limpas a areias com silte, enquanto os pontos nas zonas 3, 4 e 5 indicam a presença de materiais finos variando de argilas puras a misturas silto-argilosas.

O ensaio MT3 apresenta comportamento análogo, com concentração significativa de pontos nas zonas 6 e 4, o que confirma a tendência observada nos demais perfis: as camadas granulares correspondem a areias limpas ou com silte, e a camada de solos finos é composta por misturas de materiais argilosos e arenosos.

Na Figura 37 é possível verificar as plotagens do ábaco Qtn x Fr para os ensaios MT1, MT2 e MT3.

Figura 37 - Ábaco Qtn x Fr para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

### 5.1.2.3 Ábacos de Schneider *et al.* (2008)

A aplicação dos dados nos ábacos de Schneider *et al.* (2008), desenvolvidos para identificar o comportamento drenado ou não drenado dos solos, permitiu distinguir com clareza o regime de drenagem predominante em cada ensaio a partir desta metodologia.

No ensaio MT1, observa-se que a maior parte dos pontos se encontra na zona 2, correspondente a materiais arenosos com comportamento drenado, característicos de solos granulares de alta permeabilidade. Verifica-se também a presença de pontos nas zonas 1a e 1b, associadas, respectivamente, a misturas silto-argilosas e argilas puras, classificadas como materiais de comportamento não drenado. Essa distribuição reflete, portanto, a alternância entre camadas de areia e horizontes finos identificada nos demais ábacos aplicados.

No ensaio MT2, os resultados reforçam o predomínio de comportamento drenado, com a ampla maioria dos dados concentrada na zona 2 em ambos os diagramas de Schneider *et al.* (2008). Esse padrão indica que o perfil é composto essencialmente por areias limpas ou levemente siltsas, sem evidências significativas de camadas com comportamento não drenado.

Por sua vez, o ensaio MT3 apresenta distribuição semelhante, com predominância de pontos na zona 2, confirmando a natureza drenada das camadas arenosas. Entretanto, entre as profundidades de aproximadamente 6,0 m e 8,0 m, observam-se pontos localizados na zona

3, a qual representa materiais de comportamento transicional, ou seja, solos com resposta intermediária entre drenada e não drenada sob a velocidade de cravação padronizada. Essa característica é coerente com a presença da camada mais espessa de materiais silto-argilosos identificada neste ensaio.

De modo geral, a análise pelos ábacos de Schneider *et al.* (2008) evidencia que os três perfis apresentam predominância de comportamento drenado, típico de solos arenosos, sendo observadas condições não drenadas ou de transição apenas nas porções intermediárias onde ocorrem camadas de solos finos, coerente com a observação destas camadas nos ábacos anteriormente analisados.

#### 5.1.2.4 *Ábaco $Q_m \times F_r$ de Robertson (1990) com contorno de parâmetro de estado*

A aplicação dos dados de no ábaco  $Q_m \times F_r$  proposto por Robertson (1990), acrescido das linhas de contorno do parâmetro de estado ( $\psi$ ), permite avaliar o grau de compactidade e o comportamento tensão-deformação dos solos. Considerando que valores negativos de  $\psi$  indicam solos mais densos que o estado crítico e, portanto, comportamento dilatante, enquanto valores positivos refletem solos de comportamento contrativo, torna-se possível compreender o estado relativo de cada camada identificada.

No ensaio MT1, observa-se que a ampla maioria dos pontos correspondentes a solos granulares situa-se entre as linhas de  $\psi = -0,05$  e  $\psi = -0,20$ , o que caracteriza materiais com índice de vazios inferior ao do estado crítico e comportamento dilatante em ruptura por cisalhamento, sendo, portanto, solos compactos e densos. Já os pontos associados a materiais mais finos, localizados na zona 4, distribuem-se em torno da linha de  $\psi = 0$ , indicando que esses solos se encontram próximos ao estado crítico, com menor tendência à dilatância.

No ensaio MT2, os dados concentram-se predominantemente entre as linhas de  $\psi = 0$  e  $\psi = -0,15$ , sugerindo que os materiais arenosos apresentam compactidade intermediária a alta, com tendência dilatante crescente com o aumento da profundidade. Essa variação negativa do parâmetro de estado indica densificação progressiva do solo granular. Para as camadas mais finas, observa-se maior dispersão dos valores de  $\psi$ , sem uma tendência clara em função da profundidade, refletindo a heterogeneidade do material silto-argiloso local.

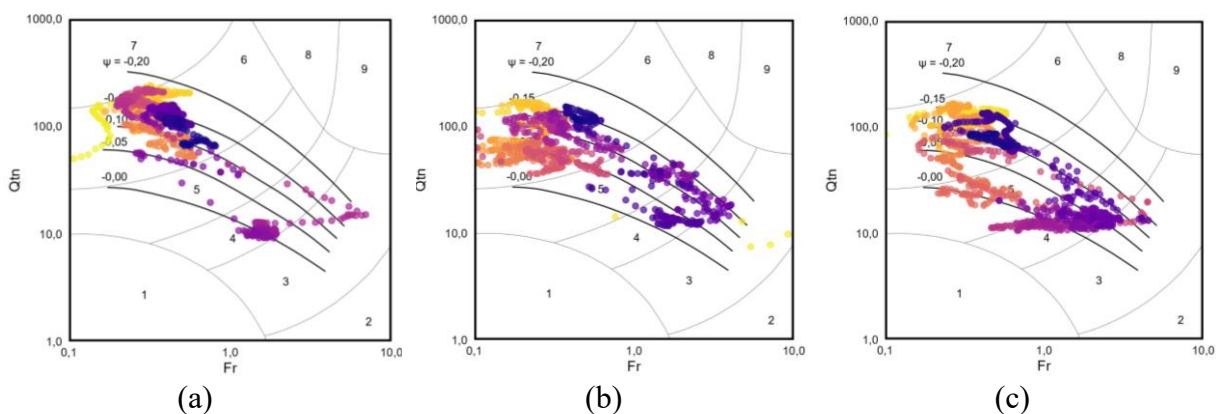
No ensaio MT3, verifica-se padrão semelhante ao do MT2, com os valores de  $\psi$  variando entre 0 e  $-0,15$  na maior parte do perfil. Contudo, até cerca de 6,0 m de profundidade, as areias apresentam comportamento inverso, aproximando-se gradualmente da linha de  $\psi = 0$  com o aumento da profundidade, o que indica redução da densidade relativa nesse intervalo.

Nas camadas mais finas, predominam pontos entre  $\psi = 0$  e  $\psi = -0,10$ , com ocorrência expressiva de valores positivos de  $\psi$ , revelando comportamento contrativo e maior índice de vazios em relação ao estado crítico.

De modo geral, a interpretação dos três ensaios neste ábaco indica que os materiais granulares predominam em estado mais denso ( $\psi < 0$ ), apresentando tendência dilatante e maior rigidez, enquanto as camadas silto-argilosas concentram-se próximas ou acima da linha de  $\psi = 0$ , caracterizando-se por comportamento mais compressível e contrativo.

Na Figura 38 é possível verificar as plotagens do ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  com contornos de parâmetro de estado para os ensaios MT1, MT2 e MT3.

Figura 38 - Ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  com contornos de parâmetro de estado para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

#### 5.1.2.5 Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ de Robertson (1990) com zonas de comportamento para grandes deformações

O ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  de Robertson (1990), acrescido das zonas de comportamento para grandes deformações, possibilita identificar a tendência volumétrica dos solos durante o cisalhamento, distinguindo materiais de comportamento dilatante (SD, TD, CD) daqueles de comportamento contrativo (SC, TC, CC).

No ensaio MT1, a maior parte dos dados localizados na zona 6 enquadra-se na região SD, representando areias de comportamento dilatante em grandes deformações, típicas de materiais com alta compactidade e alta densidade relativa. Já as camadas finas, posicionadas na zona 4, encontram-se majoritariamente na região TC, que corresponde a solos de transição com comportamento contrativo, ou seja, materiais que tendem à redução de volume sob grandes

deformações. Observa-se que a linha de contorno correspondente a  $CD = 70$  define de maneira clara o limite entre os comportamentos dilatante e contrativo neste perfil.

O ensaio MT2, por sua vez, revela padrão compatível com o MT1, mas com variação mais ampla do comportamento com a profundidade. As camadas arenosas na zona 6 apresentam pontos distribuídos tanto acima quanto abaixo da linha  $CD = 70$ , o que indica a coexistência de areias dilatantes (SD) e areias contrativas (SC). Nas zonas 5, 4 e 3, observa-se uma dispersão maior dos pontos, com ocorrência em múltiplas zonas de comportamento SD, TD, TC, CD e CC, refletindo a heterogeneidade das camadas finas. Entre essas, as zonas TC e CC dominam, representando solos de transição e argilosos com comportamento contrativo, enquanto TD e CD aparecem em menor quantidade, associadas a materiais mais densos com tendência de comportamento dilatante.

No ensaio MT3, as porções superficiais situadas na zona 6 concentram-se na região SD, indicando camadas arenosas com comportamento dilatante, mas com transição gradual para a zona SC em direção ao aumento da profundidade, sugerindo redução da densidade relativa e mudança para comportamento contrativo. As camadas intermediárias, predominantemente na zona 5, também se enquadram na zona SC, confirmando essa tendência. Já os solos finos classificados na zona 4 encontram-se, em sua maioria, dentro da zona TC, caracterizando-se como solos de transição contrativos, com poucos pontos dispersos nas zonas TD, CD e CC.

De modo geral, a aplicação dos dados ao ábaco de Robertson (1990) demonstra que os três perfis apresentam predominância de comportamento dilatante nas camadas arenosas e comportamento contrativo nas camadas silto-argilosas.

#### 5.1.2.6 *Ábaco $Q_{tm} \times F_r$ de Robertson (1990) com zonas de avaliação de liquefação*

O ábaco  $Q_{tm} \times F_r$  de Robertson (1990) com zonas de avaliação de suscetibilidade à liquefação permite identificar a propensão dos solos à perda de resistência em função do tipo de material e das condições de carregamento.

No ensaio MT1, a maioria dos pontos localizados na zona 6 se enquadra na zona A1 do ábaco, caracterizando solos arenosos suscetíveis à liquefação cíclica, cuja ocorrência depende da intensidade e da duração das cargas aplicadas. As camadas de solos mais finos, predominantemente na zona 4, concentram-se na zona C, indicando materiais coesivos potencialmente sujeitos à perda de resistência ou à liquefação estática, conforme a sensibilidade e as condições de carregamento.

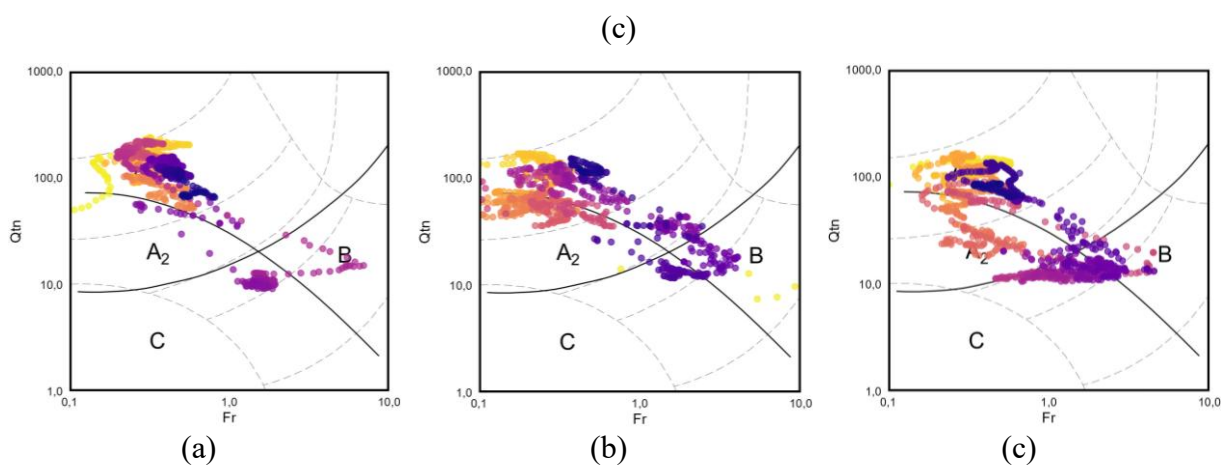
O ensaio MT2 revela comportamento similar, porém com distribuição mais ampla. As camadas arenosas da zona 6 se dividem entre as zonas A1 e A2, indicando tanto susceptibilidade à liquefação cíclica quanto à liquefação estática. Já os materiais mais finos, situados nas zonas 5 e 4, apresentam dispersão entre as zonas A1, B e C, refletindo variação na resposta mecânica, em que solos finos sujeitos à redução de resistência por deformações cíclicas (zona B) e solos coesivos com propensão à liquefação estática (zona C), dependendo do nível de saturação e da geometria do carregamento.

No ensaio MT3, observa-se a presença de pontos distribuídos em todas as zonas do ábaco, denotando maior heterogeneidade estratigráfica. As camadas arenosas da zona 6 situam-se predominantemente na zona A1, confirmando a susceptibilidade à liquefação cíclica, enquanto a transição para os materiais mais finos, na zona 4, apresenta pontos nas zonas A2 e B, indicando a possibilidade de liquefação estática ou perda de resistência cíclica. Os solos finos localizados na zona 4 concentram-se majoritariamente nas zonas C e B, o que sugere comportamento coesivo com propensão à perda de resistência e à liquefação estática, conforme as condições de carga e sensibilidade do material.

No geral, os três ensaios demonstram que as camadas arenosas possuem susceptibilidade predominante à liquefação cíclica, especialmente sob cargas repetitivas de alta intensidade, enquanto as camadas silto-argilosas apresentam potencial à liquefação estática ou à redução de resistência, condicionado ao nível de sensibilidade e saturação.

Na Figura 39 é possível verificar as plotagens do ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  com zonas para avaliação de liquefação para os ensaios MT1, MT2 e MT3.

Figura 39 - Ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  com zonas de liquefação para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3



Fonte: Autor (2026)

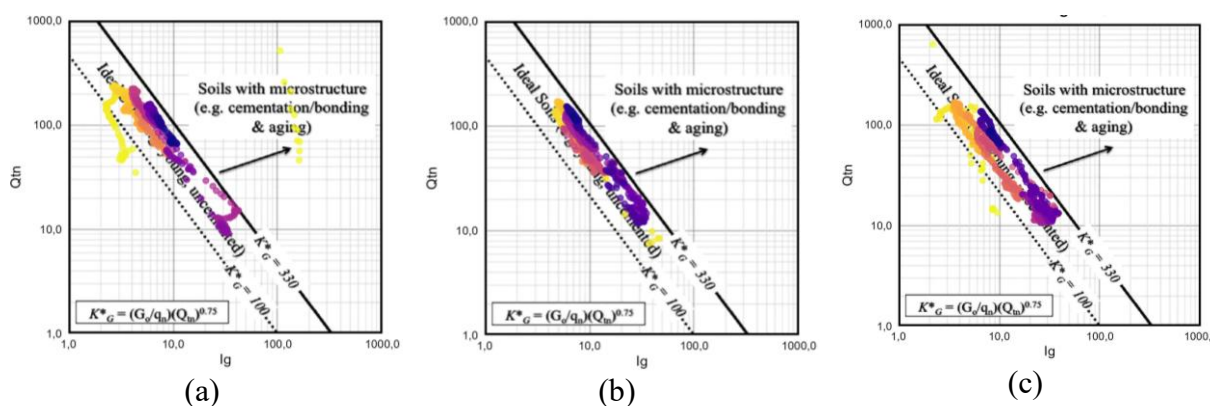
### 5.1.2.7 Ábaco $Q_{tn} \times I_G$ de Robertson (2016) para verificação de microestrutura

Para aplicação desse ábaco, foram utilizados os parâmetros necessários obtidos tanto diretamente dos dados brutos dos ensaios, como  $I_c$  e  $Q_{tn}$ , quanto de correlações complementares. O peso específico foi estimado a partir da correlação proposta por Lunne *et al.* (1997), enquanto a velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) foi obtida por meio da correlação de Robertson e Cabal (2022), escolhidas por apresentarem comportamento intermediário entre as alternativas discutidas no capítulo seguinte.

Os resultados obtidos para os três ensaios mostraram-se bastante uniformes, com todos os pontos posicionados entre valores de  $K^*_G$  superiores a 100 e inferiores a 330, faixa que, segundo Robertson (2016), caracteriza solos não estruturados, sem evidências de cimentação ou efeitos de envelhecimento.

Na Figura 40 é possível verificar as plotagens para verificação de microestrutura para os ensaios MT1, MT2 e MT3.

Figura 40 - Ábaco para verificação de microestrutura para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

### 5.1.3 Visualização estratigráfica

De forma a permitir a visualização dos resultados em forma de perfil estratigráfico, foram desenvolvidos para esse capítulo perfis baseados nos valores obtidos do índice  $I_c$ , e nos parâmetros  $Q_{tn}$  e  $F_r$ , conforme critérios da Tabela 8 resumida por Mayne *et al.* (2023).

Tabela 8 - Tipo de solo a partir do parâmetro  $I_c$ 

| Zona | Tipo de Solo                       | Critério                      |
|------|------------------------------------|-------------------------------|
| 1    | Solo Fino Sensitivo                | $Q_u < 12 * \exp(-1,4 * F_r)$ |
| 2    | Solos Orgânicos                    | $I_c \geq 3,60$               |
| 3    | Argila para Argila Siltosa         | $2,95 \leq I_c < 3,60$        |
| 4    | Silte Argiloso para Argila Siltosa | $2,60 \leq I_c < 2,95$        |
| 5    | Areia Siltosa para Silte Arenoso   | $2,05 \leq I_c < 2,60$        |
| 6    | Areias Limpas para Areias Siltosas | $1,31 \leq I_c < 2,05$        |
| 7    | Areia com Pedregulho para Areia    | $I_c < 1,31$                  |
| 8    | Areia Compacta para Areia Argilosa | $1,5\% < F_r < 4,5\%$         |
| 9    | Solo Fino Rijo                     | $F_r \geq 4,5\%$              |

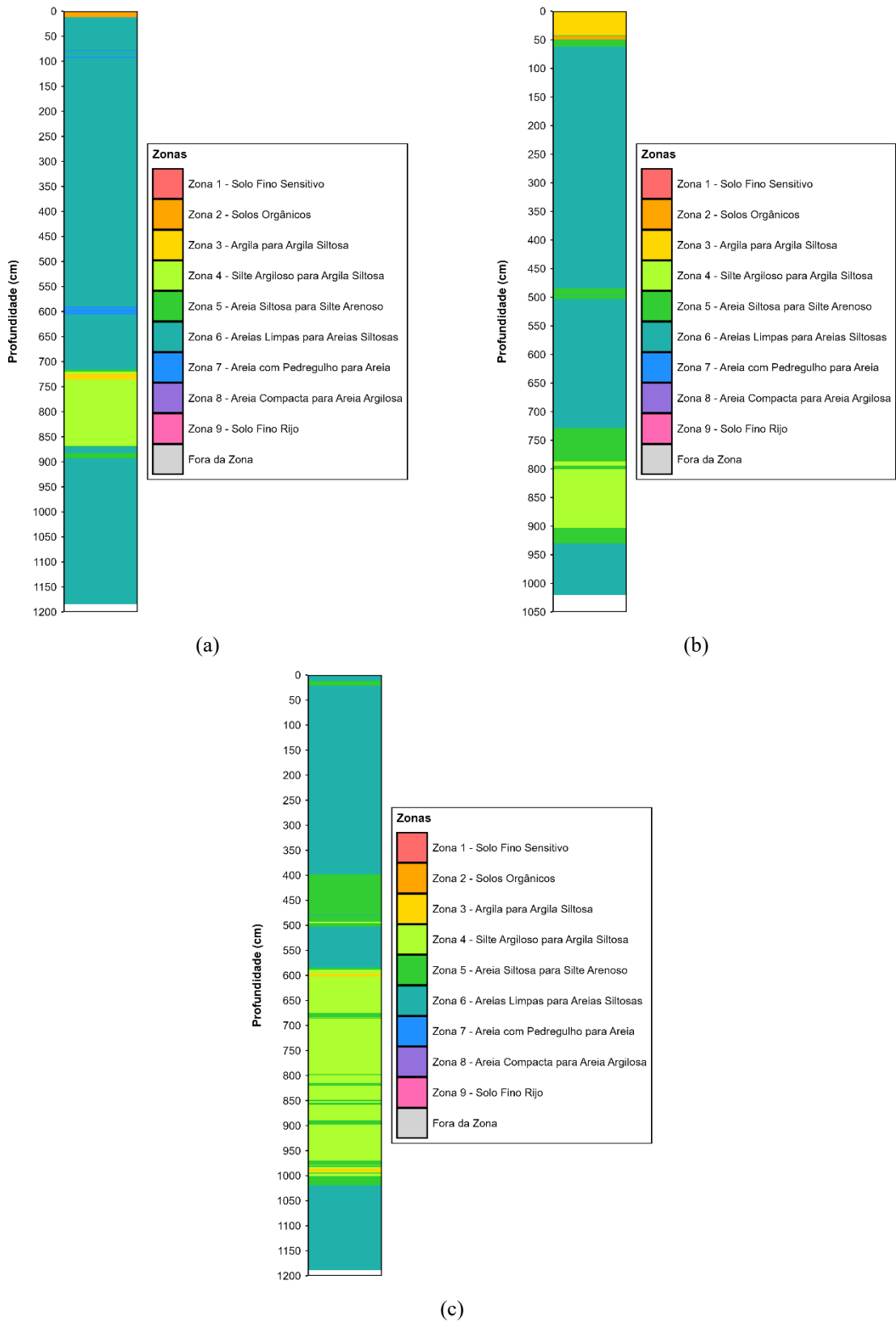
Fonte: Mayne *et al.* (2023)

Observa-se na Figura 41 (a), referente ao ensaio MT1 a predominância de materiais pertencentes à zona 6, classificados como areias limpas a areias com presença de silte, estendendo-se desde a superfície até aproximadamente 7,0 m de profundidade e reaparecendo a partir de 8,5 m. Entre essas duas faixas, identifica-se a camada de material mais fino, com espessura em torno de 1,5 m, predominantemente enquadrada na zona 4, composta por misturas de silte e argila, além de uma delgada camada associada à zona 3, correspondente a uma argila de maior pureza.

Próximo à profundidade de 6,0 m, observa-se a presença de uma estreita camada de material classificada na zona 7, indicando uma areia mais limpa, possivelmente com frações de pedregulho. No trecho inicial do perfil, verifica-se a ocorrência de uma camada identificada como solo orgânico, todavia, tal classificação decorre do efeito da movimentação do equipamento na camada superficial, que acabou por alterar as condições naturais do solo, resultando em leituras imprecisas e, conseqüentemente, em uma interpretação incorreta do material de topo, que na realidade corresponde a uma areia.

Na Figura 41 (b), referente ao ensaio MT2, observa-se a mesma tendência verificada no ensaio MT1, com predominância de materiais enquadrados na zona 6, classificados como areias limpas a areias com presença de silte, estendendo-se desde a superfície até aproximadamente 7,25 m de profundidade e reaparecendo a partir de 9,25 m.

Figura 41 - Perfis estratigráficos dos ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c) pelas zonas da metodologia SBT a partir de  $I_c$ .



Fonte: Autor (2026)

A camada de materiais finos apresenta-se mais espessa neste ensaio, atingindo cerca de 2,0 m, sendo compostas por materiais das zonas 4 e 5, correspondentes, respectivamente, a misturas de silte e argila e a areias contendo silte ou argila.

Identifica-se ainda uma delgada camada associada à zona 5 em torno da profundidade de 5,0 m. As camadas superficiais, por sua vez, foram classificadas como argilosas, entretanto, essa classificação resultou das alterações nas condições superficiais do solo durante a execução do ensaio que foi ressaltado anteriormente.

No ensaio MT3, apresentado na Figura 41 (c), observa-se novamente a predominância de materiais arenosos limpos a arenosos com presença de silte pertencentes à zona 6. Contudo, verifica-se uma maior variabilidade ao longo do perfil, com intercalações de materiais da zona 5, indicando maior presença de silte na areia, entre 4,0 m e 5,0 m de profundidade, interrompendo a continuidade da zona 6. Abaixo dessa faixa, identifica-se uma camada de materiais finos com espessura mais significativa em comparação aos ensaios anteriores, atingindo cerca de 4,0 m. Essa camada é composta predominantemente por materiais da zona 4, indicando a presença marcante de misturas entre silte e argila, intercaladas por delgadas porções de material mais arenoso, associadas à zona 5.

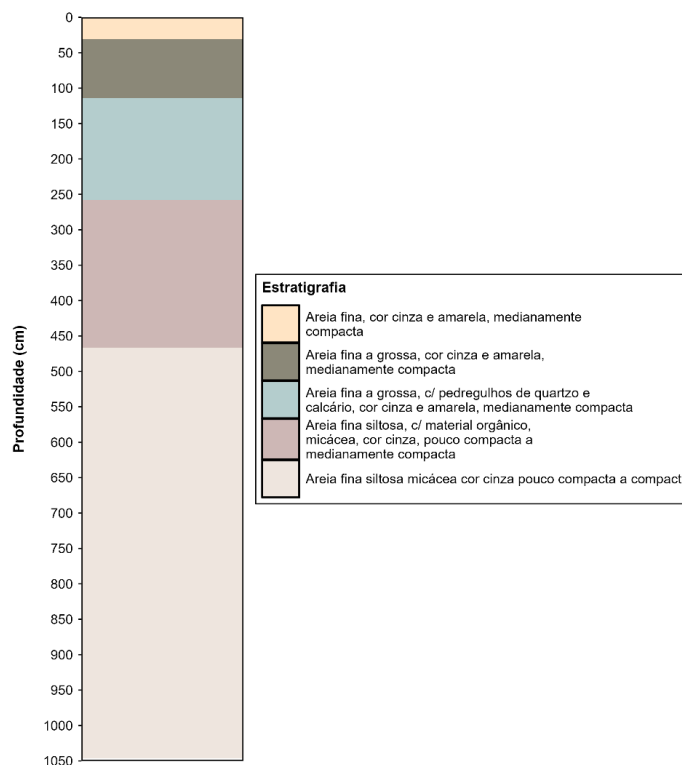
Em resumo, a análise conjunta dos três ensaios evidencia a predominância de materiais arenosos pertencentes à zona 6, classificados como areias limpas a areias com presença de silte. Em todos os perfis, essas areias se estendem desde a superfície até aproximadamente 7,0 m de profundidade, reaparecendo em níveis mais profundos, o que sugere variações na dinâmica de deposição de sedimentos na foz. Entre essas camadas arenosas, observam-se intercalações de materiais mais finos, com espessura variável entre 1,5 m e 4,0 m, compostos por misturas de silte e argila, formadas em períodos de predominância da sedimentação de materiais finos provenientes do rio. A variação observada entre os ensaios reflete a natureza heterogênea da região, influenciada por oscilações na dinâmica local, resultando na alternância entre horizontes finos e granulares.

Com o objetivo de comparar e validar a estratigrafia determinada a partir dos resultados do ensaio CPTu, elaborou-se uma plotagem análoga do perfil estratigráfico, utilizando, neste caso, os dados provenientes da análise tátil-visual dos materiais coletados no ensaio SPT realizado no mesmo local.

Observa-se, a partir da Figura 42, que o perfil é composto predominantemente por materiais arenosos, apresentando areias puras até aproximadamente 1,0 m de profundidade. A partir desse nível, identificam-se areias contendo fragmentos de calcário e pedregulhos de

quartzo até cerca de 2,0 m, seguidas por areias siltosas que se estendem até o final do perfil, com presença de matéria orgânica e compactidade variável ao longo da profundidade.

Figura 42 - Perfil estratigráfico obtido no ensaio SPT.



Fonte: Autor (2026)

A comparação entre as estratigrafias determinadas pelos ensaios CPTu e SPT evidencia uma boa correspondência geral entre os perfis, principalmente quanto à predominância de materiais arenosos ao longo da profundidade. O CPTu indicou a presença de areias limpas a siltosas desde a superfície até aproximadamente 7,0 m, intercaladas por camadas de materiais mais finos compostos por misturas de silte e argila. De forma coerente, o SPT confirmou a predominância de areias, inicialmente puras até cerca de 1,0 m, passando a conter fragmentos de calcário e pedregulhos de quartzo até aproximadamente 2,0 m, e evoluindo para areias siltosas até o final do perfil.

No entanto, as camadas finas de misturas entre areias e materiais finos identificadas pelo CPTu não foram reconhecidas na análise tátil-visual das amostras do SPT, o que se deve às diferenças de resolução entre os métodos. Enquanto o CPTu fornece um perfil contínuo e de alta sensibilidade às variações nas propriedades do solo, o SPT baseia-se em amostragens discretas e em observações tátil-visuais pontuais, de natureza subjetiva, o que pode levar à não

identificação de camadas delgadas ou de transição, resultando em menor nível de detalhamento estratigráfico.

#### 5.1.4 *Aplicação das correlações para estimativa de parâmetros geotécnicos*

Neste capítulo são discutidos os resultados das aplicações das correlações escolhidas para aplicação nos dados obtidos na Praia de Moitas.

Devido ao efeito da movimentação do equipamento e da equipe na superfície de realização dos ensaios, optou-se por retirar os 50 cm iniciais dos resultados das correlações, para evitar que as leituras anômalas realizadas prejudicassem as escalas das figuras plotadas.

##### 5.1.4.1 *Peso específico*

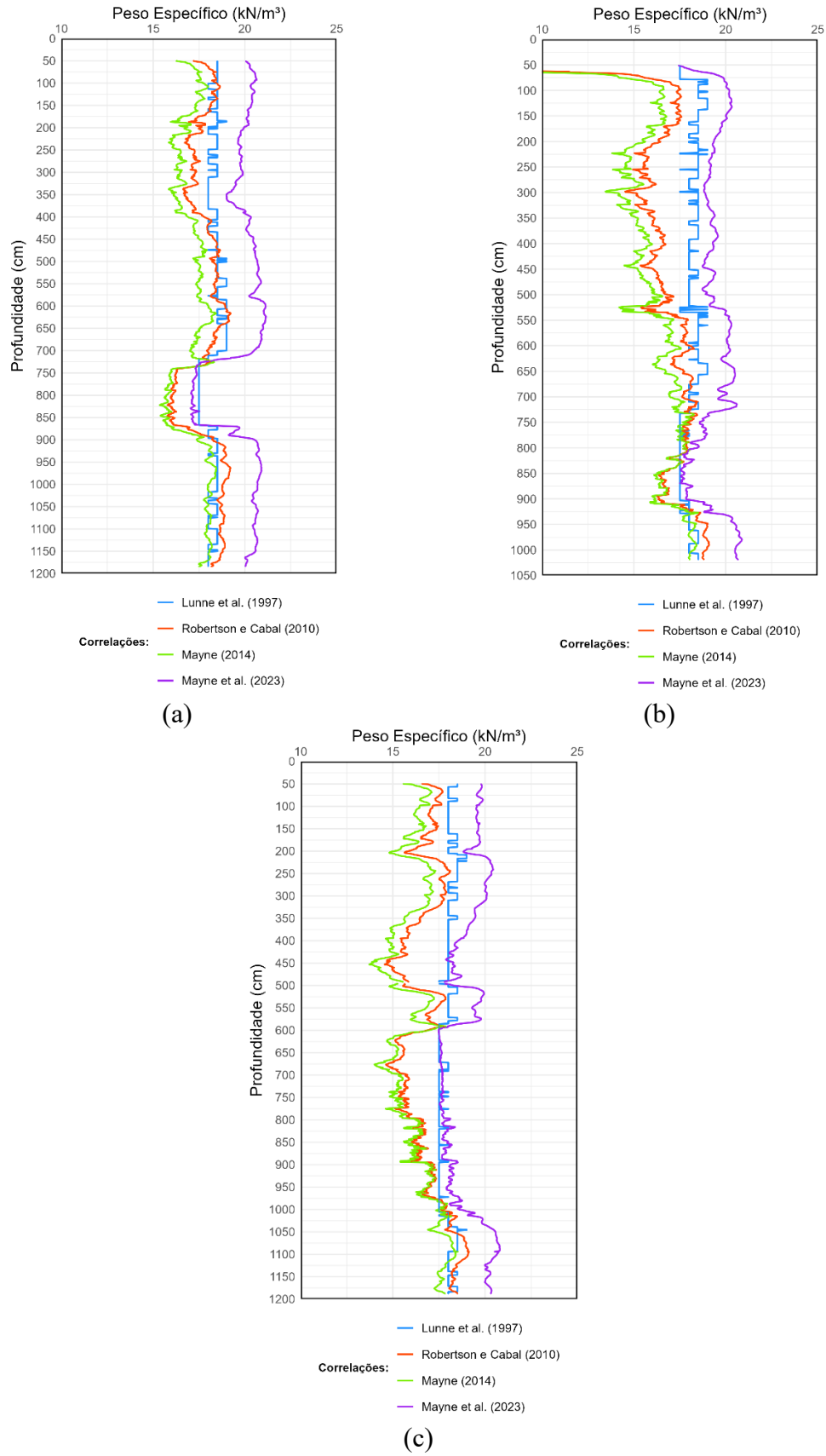
Na Figura 43 observa-se uma variação considerável entre as quatro correlações aplicadas para estimar o peso específico dos solos ao longo dos perfis. A correlação de Mayne (2014) foi a que resultou nos menores valores, seguida pelas de Robertson e Cabal (2010) e Lunne *et al.* (1997), enquanto a de Mayne *et al.* (2023) apresentou as maiores estimativas desse parâmetro.

Entre as quatro propostas, a de Lunne *et al.* (1997) destaca-se por apresentar menor variação ao longo do perfil. Essa correlação é baseada na associação entre o peso específico e a zona em que o material se enquadra no ábaco de Robertson *et al.* (1986), tratando-se, portanto, de uma relação qualitativa. Por considerar apenas a zona de classificação, ela tende a generalizar o comportamento de solos distintos que se encontram em uma mesma região do ábaco, o que implica maior incerteza nos resultados. Essa limitação decorre da amplitude das zonas e da significativa variação de  $q_t$  e  $R_f$  dentro de cada uma, configurando-se como uma correlação indireta e de caráter mais simplificado.

As demais correlações apresentam comportamento semelhante em relação ao aumento da profundidade, pois suas formulações incorporam diretamente a resistência de ponta e o atrito lateral. Dessa forma, refletem de maneira mais consistente a variação dos parâmetros medidos ao longo do perfil, resultando em estimativas mais sensíveis às mudanças de comportamento do solo.

Além disso, nota-se a proximidade entre os resultados obtidos pelas correlações de Robertson e Cabal (2010) e Mayne (2014), ambas fundamentadas na combinação de  $q_c$  e  $f_s$ . Em contraste, a correlação de Mayne *et al.* (2023), que considera apenas a resistência de ponta, apresenta valores mais elevados e maior afastamento em relação às demais.

Figura 43 - Perfis de peso específico dos solos para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

Em relação aos valores estimados, observa-se que as correlações de Robertson e Cabal (2010) e de Mayne (2014) resultam, predominantemente, em pesos específicos inferiores a 18 kN/m<sup>3</sup>, situando-se abaixo das faixas usualmente reportadas na literatura para areias, que variam, em geral, entre 18 kN/m<sup>3</sup> e 21,5 kN/m<sup>3</sup>. Por sua vez, a correlação de Lunne *et al.* (1997) apresenta valores mais concentrados entre 18 kN/m<sup>3</sup> e 19 kN/m<sup>3</sup>, mostrando maior compatibilidade com os intervalos esperados. Em contraste, a correlação proposta por Mayne *et al.* (2023) fornece valores sistematicamente mais elevados, superiores a 19 kN/m<sup>3</sup> e, em determinadas profundidades, ultrapassando 20 kN/m<sup>3</sup>, o que sugere uma possível superestimativa dos pesos específicos por esse método.

#### 5.1.4.2 Teor de finos

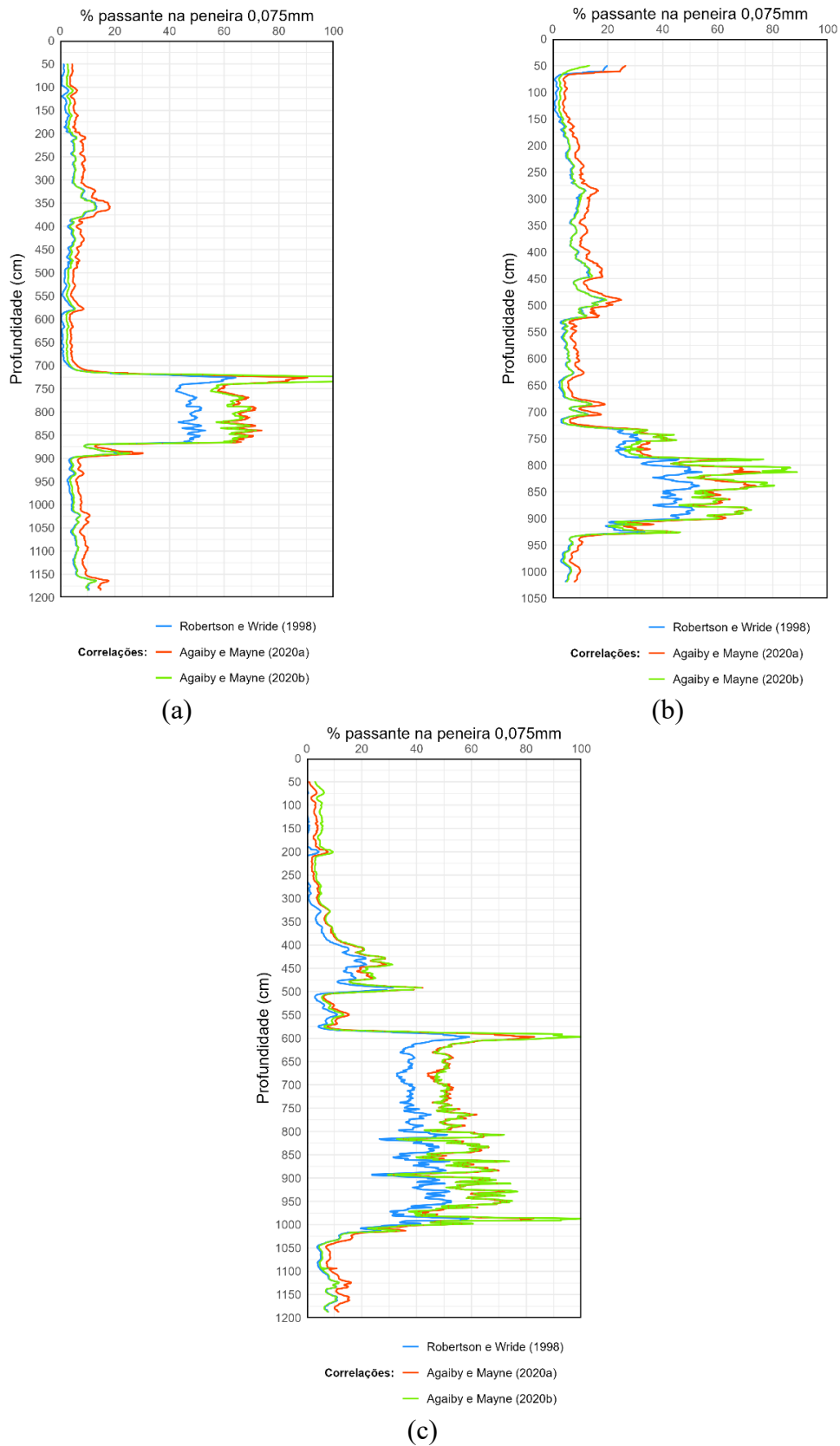
Na Figura 44 são apresentados os resultados obtidos pelas correlações utilizadas para estimar o teor de finos dos solos. Nos três ensaios analisados, observa-se uma elevada proximidade entre os valores estimados nas camadas predominantemente arenosas, evidenciando variações sutis que são coerentes com a estratigrafia observada. Essa coerência é reforçada pela indicação da presença de finos, confirmada pela classificação dupla das camadas, que variam de areias limpas a areias siltosas, caracterizando a ocorrência de frações mais finas nesses horizontes.

Em relação às camadas mais delgadas identificadas na análise estratigráfica, as correlações apresentaram resultados consistentes com a presença desses materiais, indicando teores mais elevados de finos nessas regiões. Nessas zonas, também se verificam as maiores variações de comportamento, tanto entre as próprias correlações quanto dentro de cada uma delas. Observa-se, por exemplo, a proximidade entre os resultados das propostas de Agaiby e Mayne (2020a) e Agaiby e Mayne (2020b), enquanto a correlação de Robertson e Wride (1998) tende a fornecer valores ligeiramente menores nessas mesmas camadas, para todos os ensaios analisados.

Esse comportamento difere do observado nas regiões essencialmente arenosas, onde as correlações mais próximas são as de Agaiby e Mayne (2020b) e Robertson e Wride (1998), sendo a correlação de Agaiby e Mayne (2020a) aquela que resulta nas maiores porcentagens estimadas de finos.

De modo geral, observa-se que a correlação de Agaiby e Mayne (2020b), que utiliza o parâmetro  $I_B$ , apresenta comportamento semelhante ao da correlação de Robertson e Wride (1998), baseada no índice  $I_c$ , sobretudo em solos de comportamento drenado. Por outro lado,

Figura 44 - Perfis do teor de finos dos solos para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



para solos de comportamento não drenado, as indicações da correlação de Agaiby e Mayne (2020b) aproximam-se mais do modelo de Agaiby e Mayne (2020a), que também utiliza o parâmetro  $I_c$ .

#### 5.1.4.3 *Perfil do índice $I_c$*

Neste tópico são apresentados os perfis do índice  $I_c$  obtidos para os três ensaios realizados na Praia de Moitas. O valor de  $I_c$  foi adotado como critério para a aplicação das correlações específicas a solos arenosos, utilizadas na estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais investigados.

A análise dos perfis representados na Figura 45 permite identificar as zonas de comportamento não drenado, determinadas a partir do referido índice. Essas regiões correspondem às camadas com maior presença de finos, previamente reconhecidas na análise estratigráfica. Observa-se que os ensaios MT1 e MT2 apresentam zonas não drenadas mais delgadas, enquanto o ensaio MT3 exibe uma camada de maior espessura.

#### 5.1.4.4 *Densidade relativa das areias*

Conforme apresentado na Figura 46, observa-se que, para o ensaio MT1, todas as correlações indicam que o perfil é constituído predominantemente por areias em estado compacto, de acordo com a classificação de Pinto (2006), visto que os valores de densidade relativa ( $D_r$ ) permanecem superiores a 0,66 ao longo da maior parte da profundidade. As camadas superficiais exibem os maiores valores de  $D_r$ , com tendência de decréscimo gradual até atingir valores praticamente constantes em níveis intermediários. Após a camada composta por materiais mais finos, essa tendência de redução se mantém, sendo observados valores de  $D_r$  inferiores a 0,66 no trecho final do perfil, o que indica a transição para um estado medianamente compacto.

No ensaio MT2, verifica-se comportamento semelhante ao do MT1, com valores mais elevados de  $D_r$  nas camadas superficiais, classificadas como compactas, seguidos de um decréscimo com a profundidade. Entretanto, neste caso, os valores atingem patamares inferiores a 0,66, caracterizando camadas medianamente compactas em níveis mais profundos. Abaixo dessa região, observa-se um aumento gradual da compactidade, com retorno à condição compacta antes da camada de material fino. Após essa camada, ocorre novamente um aumento da  $D_r$ , indicando a passagem das areias de estado medianamente compacto para compacto.

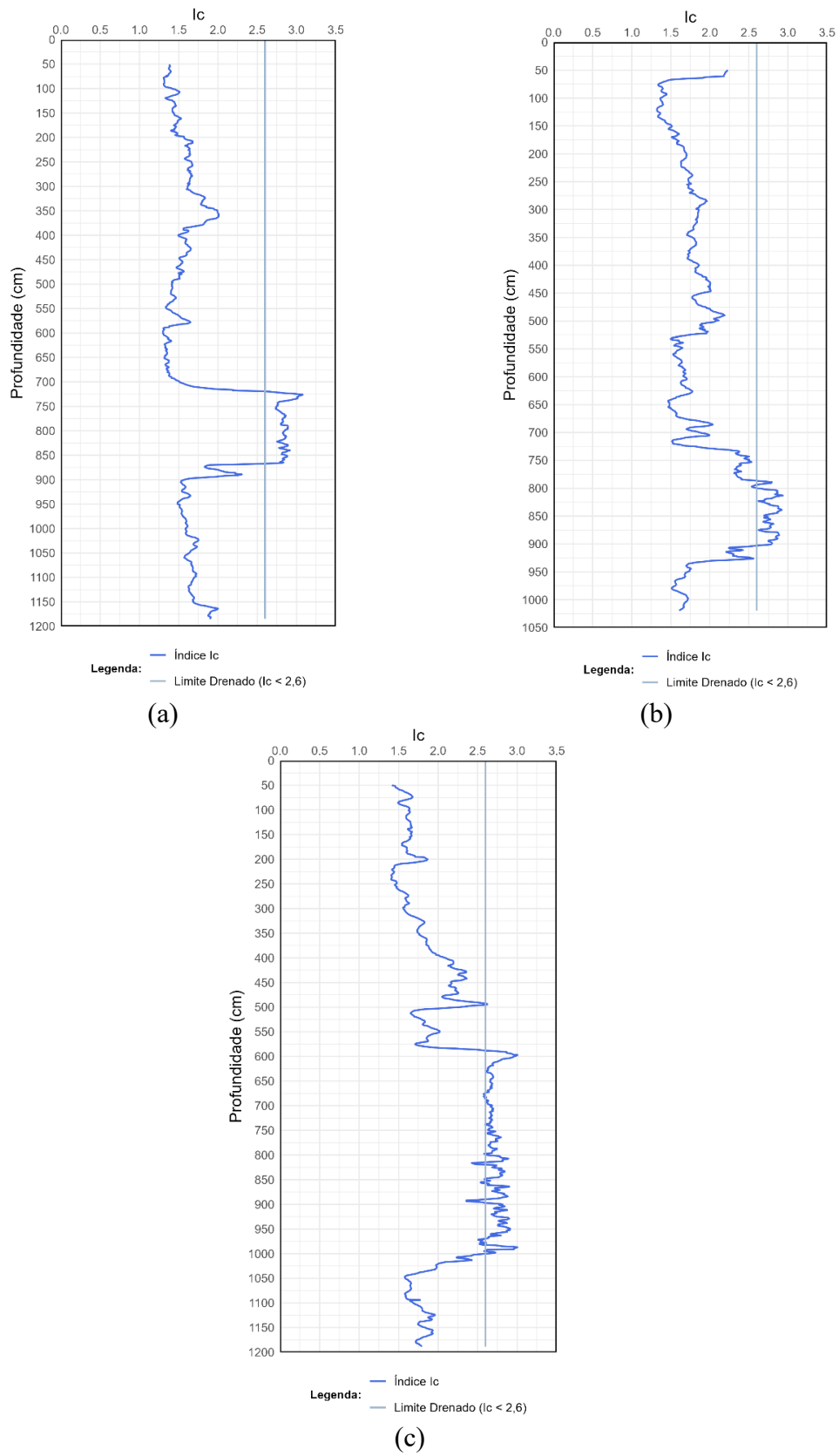
Os resultados do ensaio MT3, apresentados na Figura 40, mostram que as camadas superficiais também são compactas ( $D_r > 0,66$ ), apresentando, contudo, uma redução progressiva com a profundidade. São observadas faixas delgadas com pequenas variações abruptas de  $D_r$ , embora ainda dentro da faixa de material compacto. A partir de aproximadamente 2,5 m de profundidade, os valores decrescem até a faixa correspondente a areias medianamente compactas. Logo acima da camada de materiais finos, nota-se uma leve recuperação, mas ainda dentro do mesmo intervalo de classificação. Após a camada de finos, há um novo aumento da  $D_r$ , partindo de valores próximos ao limite inferior do estado medianamente compacto, em torno de 0,33, e alcançando novamente a transição para o estado compacto, com oscilações ao longo do perfil.

Quanto ao comportamento das correlações utilizadas, observa-se que as diferenças entre elas variam conforme a profundidade e o ensaio analisado. No MT1, a correlação de Baldi *et al.* (1986) fornece os menores valores de  $D_r$ , seguida pela de Jamiolkowski *et al.* (2001), enquanto a de Kulhawy e Mayne (1990) apresenta os maiores valores. Com o aumento da profundidade e a redução da  $D_r$ , as estimativas convergem, resultando em pequena variação entre os modelos. Após a camada de material fino, a correlação de Kulhawy e Mayne (1990) passa a indicar os menores valores, enquanto as demais apresentam comportamento praticamente equivalente.

No MT2, a tendência inicial repete-se: Baldi *et al.* (1986) fornece os menores valores, Jamiolkowski *et al.* (2001) assume posição intermediária, e Kulhawy e Mayne (1990) retorna os maiores. Com a profundidade, há inversão parcial, onde Kulhawy e Mayne (1990) passa a indicar valores intermediários, e Jamiolkowski *et al.* (2001) passa a estimar os maiores valores até a camada de material fino. Abaixo dessa camada, Kulhawy e Mayne (1990) volta a apresentar as menores estimativas, enquanto as outras duas mantêm valores próximos e equivalentes.

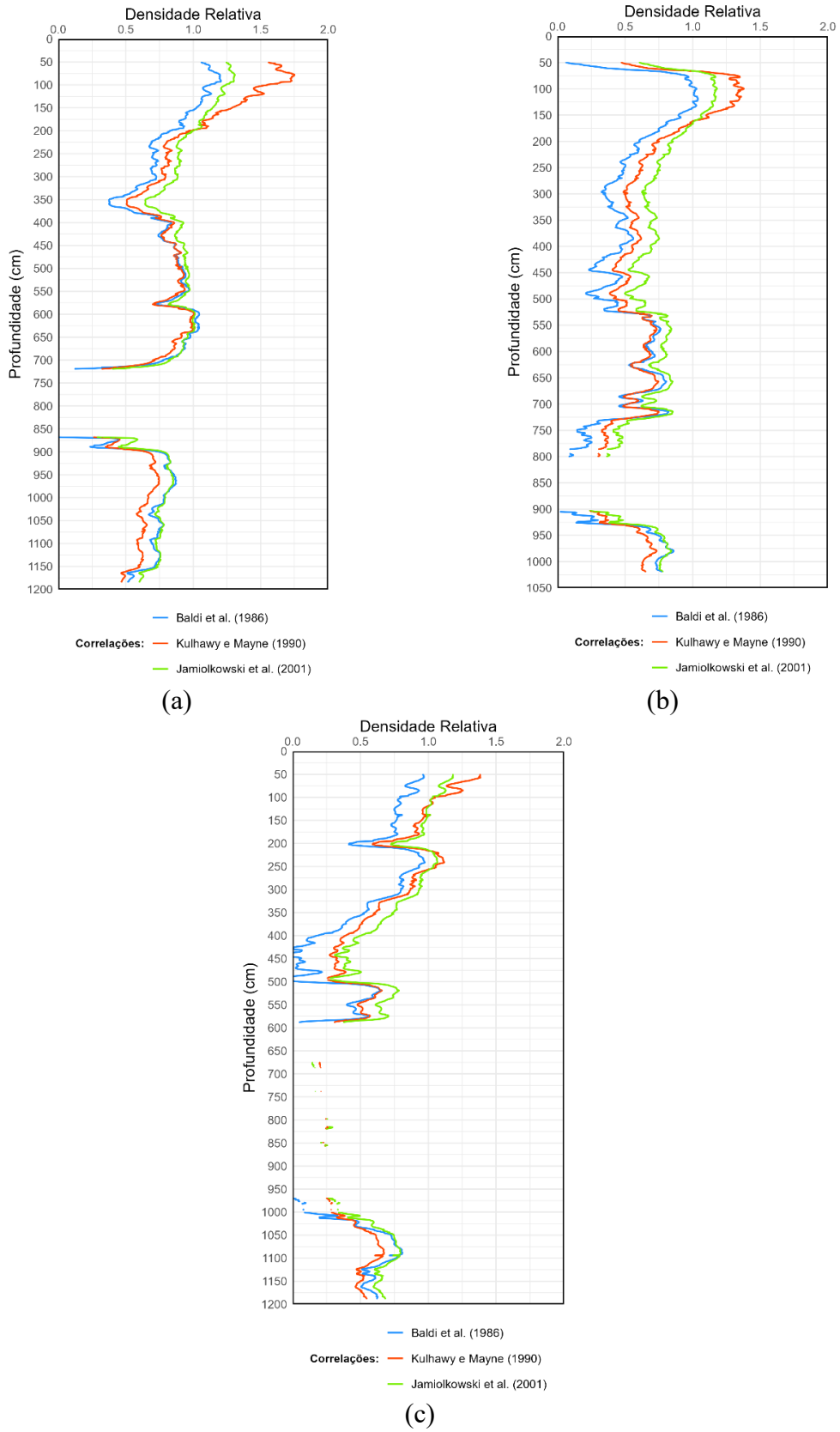
Para o MT3, o comportamento difere ligeiramente, na qual as correlações de Jamiolkowski *et al.* (2001) e Kulhawy e Mayne (1990) mostram resultados bastante próximos ao longo de quase todo o perfil, enquanto Baldi *et al.* (1986) mantém os menores valores de  $D_r$  até a camada de materiais finos. A partir dessa profundidade, as três correlações passam a exibir comportamento semelhante, com convergência dos valores estimados.

Figura 45 - Perfis do parâmetro  $I_c$  dos solos para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

Figura 46 - Perfis de densidade relativa para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

#### 5.1.4.5 Ângulo de atrito

De acordo com a Figura 47, observa-se que os perfis de ângulo de atrito ( $\phi'$ ) apresentam comportamento semelhante ao verificado na análise da densidade relativa ( $D_r$ ) das areias. Em geral, maiores valores de  $D_r$  correspondem a maiores ângulos de atrito, evidenciando a relação direta entre a compacidade do material e sua resistência ao cisalhamento. À medida que o solo se torna menos compacto, nota-se uma redução progressiva do ângulo de atrito, comportamento coerente com o esperado para solos arenosos.

De modo geral, os perfis indicam valores elevados de  $\phi'$  ao longo das camadas arenosas, principalmente nos ensaios MT1 e MT2, onde predominam estimativas acima de  $35^\circ$ , alcançando localmente valores próximos de  $50^\circ$  nas regiões mais compactas. O ensaio MT3, por sua vez, é o único que apresenta zonas com ângulos de atrito inferiores a  $35^\circ$  em determinadas profundidades, conforme apontado por três das correlações aplicadas.

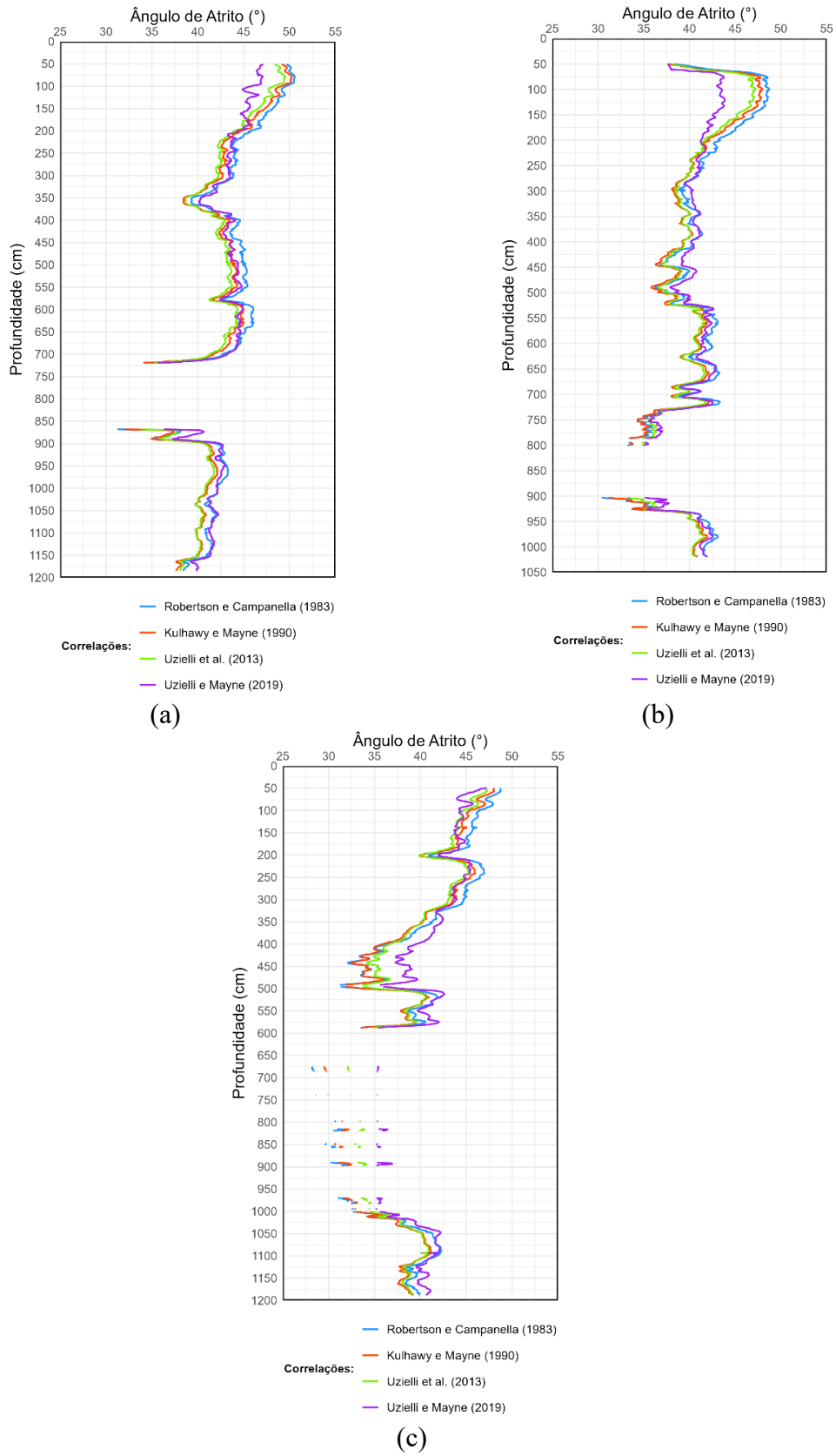
Quanto ao comportamento das correlações, observa-se que as propostas de Robertson e Campanella (1983), Kulhawy e Mayne (1990) e Uzielli *et al.* (2013) produzem resultados bastante próximos entre si, mantendo consistência ao longo dos perfis. Já a correlação de Uzielli e Mayne (2019) apresenta desvios mais significativos em alguns trechos, tanto para valores inferiores, observados nas regiões de menor  $\phi'$  nos ensaios MT1 e MT2, quanto para valores superiores, como registrado em trechos específicos do MT3. Essa diferença pode ser atribuída ao fato de essa correlação empregar o índice  $I_c$  como variável de entrada, enquanto as demais utilizam diretamente a resistência de ponta  $q_c$  ou combinações desta.

De forma geral, não se identifica uma tendência fixa quanto à correlação que fornece os maiores ou menores valores de  $\phi'$ , já que as estimativas se alternam ao longo do perfil conforme as variações estratigráficas. Por outro lado, de forma geral, os valores estimados estão na faixa de valores de areias quartzosas indicadas na literatura. Por fim, nota-se uma redução abrupta do ângulo de atrito nas regiões associadas a solos de comportamento não drenado, indicando a limitação e não aplicabilidade dessas correlações desenvolvidas para areias nestes materiais.

#### 5.1.4.6 Módulo de Young

A partir da Figura 48, observa-se que, para ambas as correlações analisadas, o módulo de Young ( $E$ ) apresenta uma tendência de aumento com a profundidade. Esse comportamento, entretanto, não se assemelha ao verificado para a densidade relativa ( $D_r$ ) ou para o ângulo de atrito ( $\phi'$ ), parâmetros com os quais seria esperado que o módulo de deformabilidade variasse

Figura 47 - Perfis do ângulo de atrito para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

de forma proporcional, ou seja, menores valores de  $E$  para solos mais fofos e maiores valores para materiais mais compactos.

A provável causa desse aumento contínuo com a profundidade está associada ao efeito do acréscimo das tensões de confinamento, que são consideradas implicitamente nas formulações empíricas utilizadas para a estimativa de  $E$ . Assim, mesmo em camadas menos compactas, o aumento da pressão efetiva vertical tende a elevar o valor estimado do módulo, mascarando parcialmente a influência direta do estado de compactação.

Quanto as indicações das correlações, observa-se uma alternância na magnitude das estimativas ao longo do perfil. Nas regiões superficiais mais compactas, a correlação de Mayne (2006) fornece os maiores valores de  $E$ , enquanto nas zonas de menor compactidade e em profundidades maiores, a correlação de Robertson e Cabal (2022) passa a indicar os valores mais elevados.

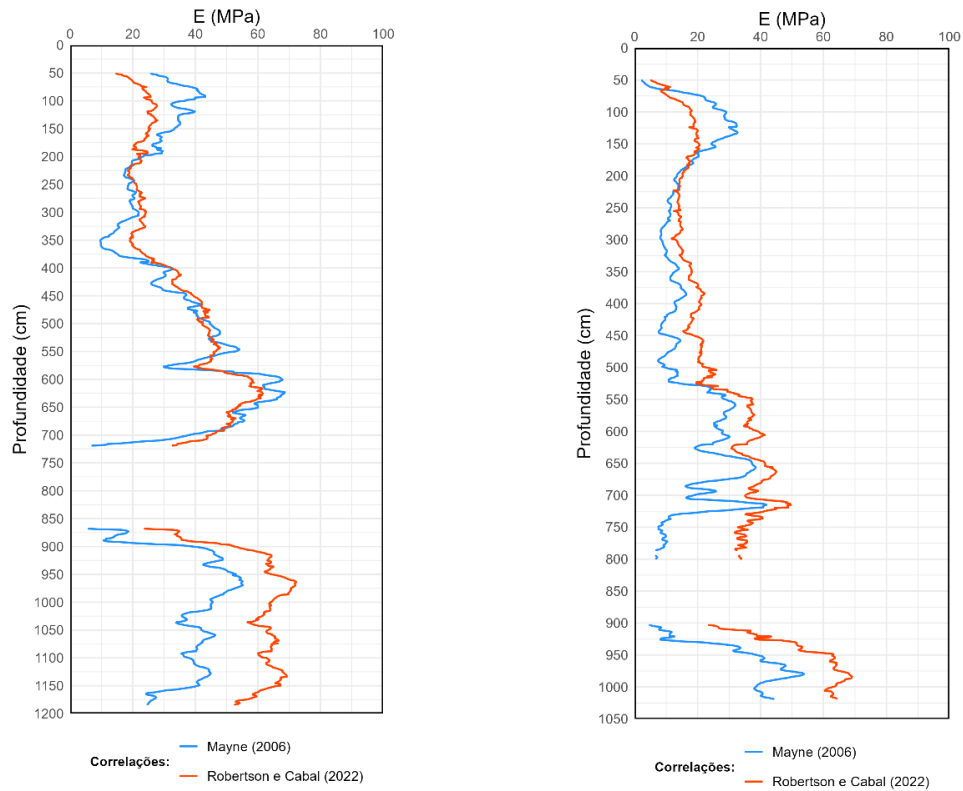
Em relação às magnitudes observadas, o ensaio MT1 apresenta os maiores valores de módulo antes da camada de materiais finos, atingindo aproximadamente 60 MPa, enquanto nos ensaios MT2 e MT3 os valores máximos alcançam cerca de 40 MPa nas mesmas profundidades, coincidindo com a menor divergência entre as correlações. Após a passagem pela camada de material não drenado, observa-se um aumento expressivo na diferença entre as duas correlações, sendo a de Robertson e Cabal (2022) a que retorna os maiores valores de  $E$ , alcançando picos em torno de 70 MPa.

#### 5.1.4.7 *Módulo de cisalhamento máximo*

Os resultados das estimativas da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), apresentados na Figura 49, evidenciam diferenças significativas entre as correlações utilizadas. A correlação de Hegazy e Mayne (1995) apresenta, de modo consistente, os menores valores de  $V_s$  ao longo dos perfis, enquanto a de Robertson e Cabal (2022) exibe comportamento intermediário e a de Baldi *et al.* (1989) fornece as maiores estimativas dessa variável. Observa-se que as previsões tendem a convergir nas proximidades das camadas drenadas, onde o comportamento do solo se torna mais uniforme.

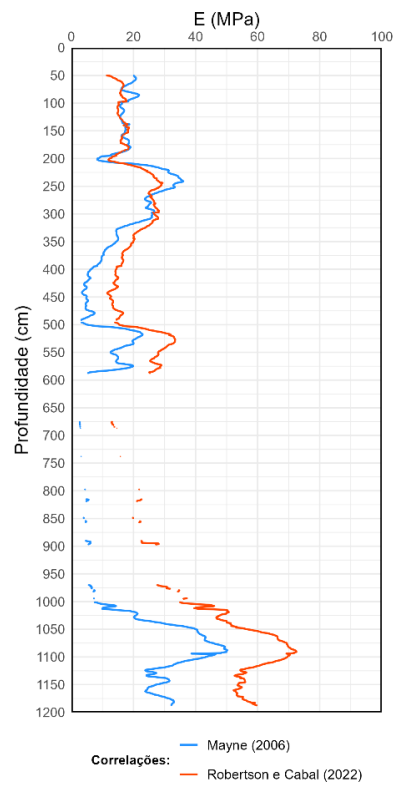
De forma geral, os três ensaios apresentam uma tendência de aumento de  $V_s$  com a profundidade, comportamento que se estende até a camada de material não drenado. Esse incremento é esperado, pois reflete o efeito do aumento das tensões de confinamento e, conseqüentemente, da rigidez do solo em profundidades maiores. Após a passagem pela camada

Figura 48 - Perfis do módulo de Young para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



(a)

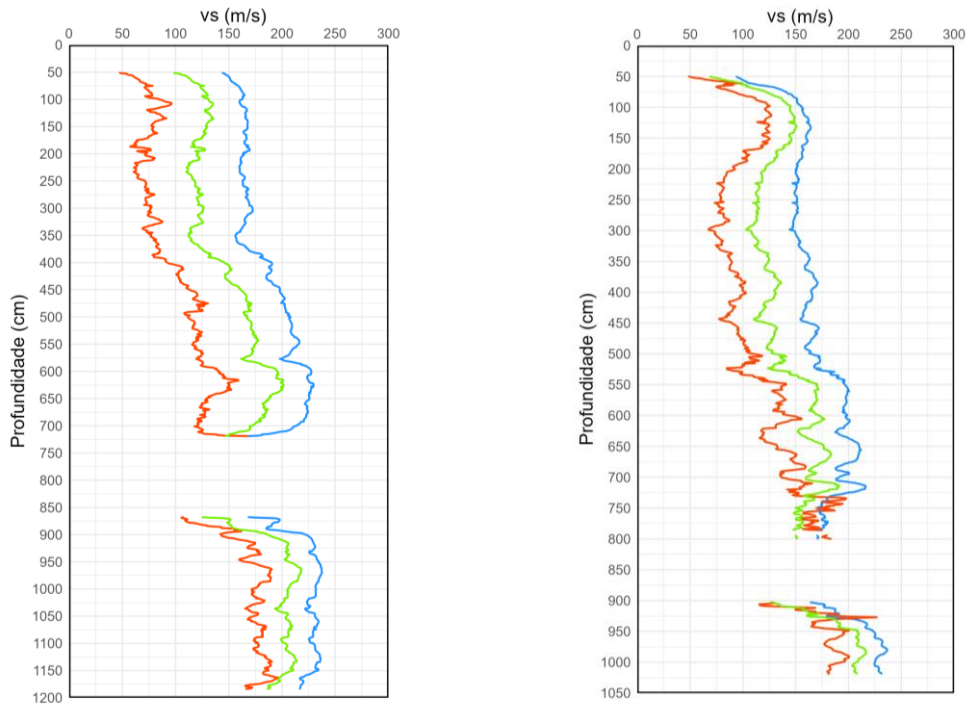
(b)



(c)

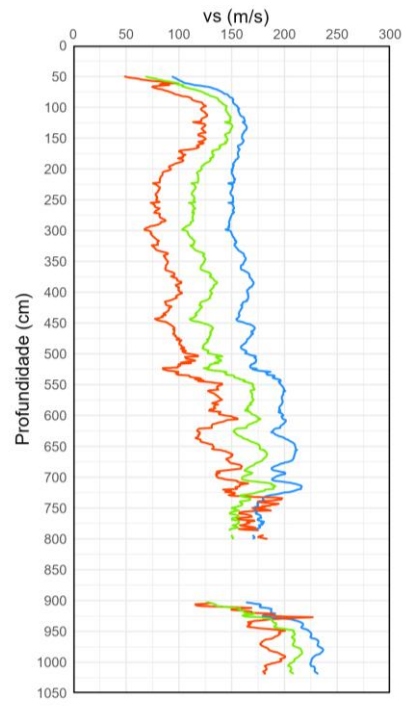
Fonte: Autor (2026)

Figura 49 - Perfis de  $V_s$  para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



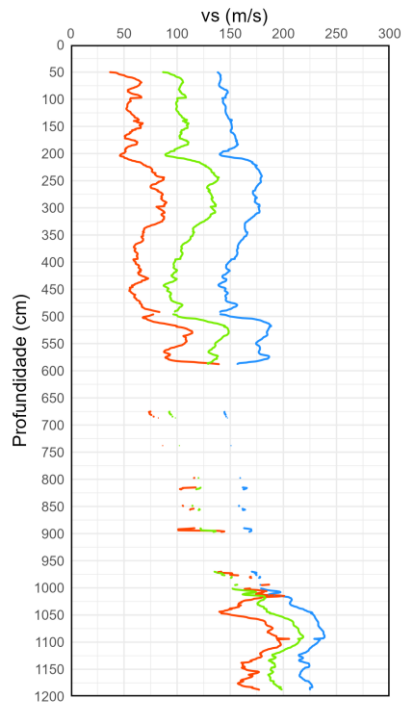
— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

(a)



— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

(b)



— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

(c)

Fonte: Autor (2026)

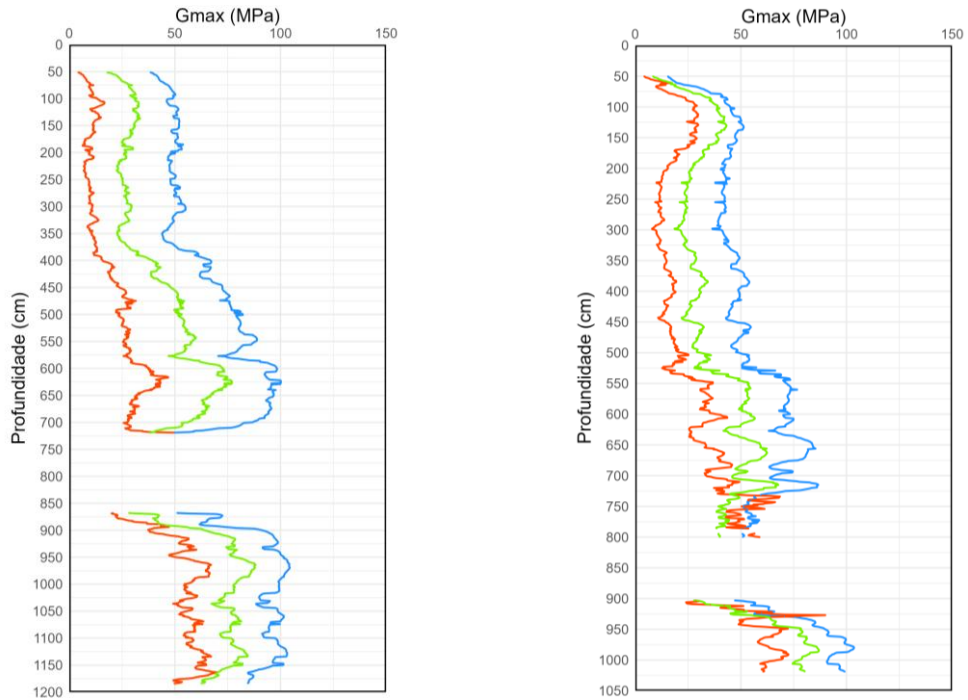
de material não drenado, verifica-se uma redução na taxa de incremento e posterior estabilização dos valores de  $v_s$ .

Em relação ao módulo cisalhante máximo ( $G_{máx}$ ), esse parâmetro foi determinado a partir de sua correlação com a velocidade de propagação da onda cisalhante ( $V_s$ ) e com o peso específico dos solos, adotando-se, para essa finalidade, os valores estimados por meio da correlação proposta por Lunne *et al.* (1997).

Conforme a Figura 50, observa-se, nos três ensaios analisados, que as tendências de variação do  $G_{máx}$  reproduzem aquelas previamente identificadas na estimativa da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), em função da dependência direta desse parâmetro na determinação do módulo cisalhante máximo. Assim, as diferenças entre as correlações refletem, de forma consistente, o comportamento já observado para  $V_s$  ao longo dos perfis.

Quanto à magnitude dos valores, sempre abaixo de 150 MPa, os três ensaios indicam uma tendência clara de incremento do  $G_{máx}$  com a profundidade, comportamento compatível com o aumento da rigidez do solo sob maiores tensões efetivas. Essa tendência se mantém até a transição para a camada de material com comportamento não drenado, a partir da qual se observa alteração no padrão de variação do parâmetro.

Figura 50 - Perfis de  $G_{m\acute{a}x}$  para os ensaios MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)

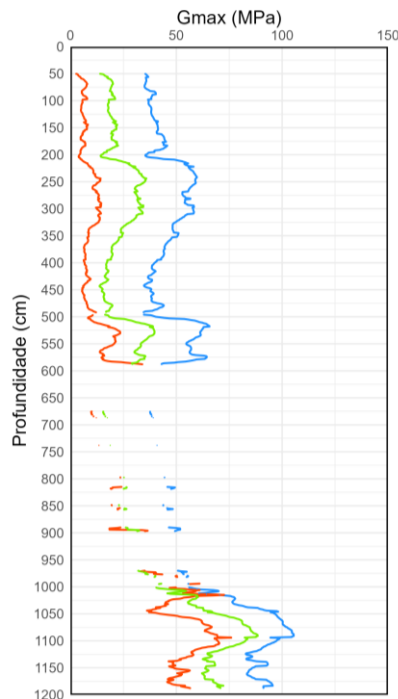


— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

(a)

(b)



— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

(c)

Fonte: Autor (2026)

## 5.2 Praia da Requenguela

Neste tópico são apresentados os resultados obtidos no ensaio na Praia da Requenguela, além das aplicações desses resultados nos ábacos de classificação e nas correlações para estimativa de parâmetros.

### 5.2.1 *Apresentação e análise dos resultados brutos*

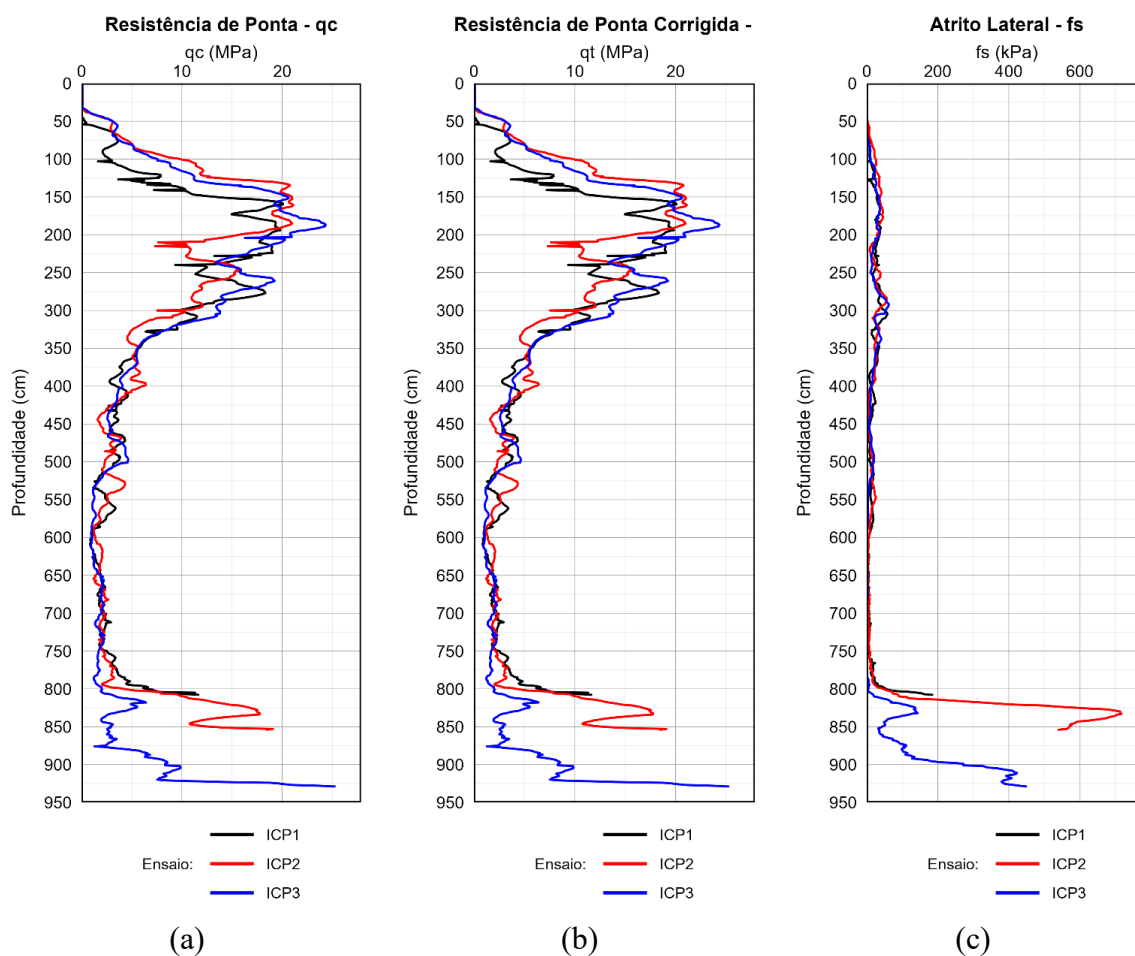
Na Figura 51 é possível visualizar os resultados de resistência de ponta ( $q_c$ ), resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) e do atrito lateral ( $f_s$ ) obtidos nos ensaios realizados na Praia da Requenguela.

Nota-se que, diferentemente dos ensaios realizados na Praia de Moitas, os resultados obtidos na Praia da Requenguela apresentam comportamentos bastante semelhantes entre si até a profundidade de aproximadamente 8 m. Nesse intervalo, as leituras de resistência de ponta ( $q_c$  e  $q_t$ ) indicam a presença de uma camada mais resistente, com cerca de 2 m de espessura, sobrejacente a um material de menor resistência. Quanto ao atrito lateral, observam-se valores baixos e relativamente constantes, o que sugere a predominância de materiais arenosos ao longo desse trecho do perfil.

A partir de 8 m de profundidade, os ensaios ICP2 e ICP3 atingiram uma zona identificada como impenetrável à percussão no ensaio SPT realizado no mesmo local, sendo identificado este material como arenito. Nessa região, registram-se variações mais acentuadas nos valores de resistência de ponta entre os ensaios, bem como um aumento expressivo nos valores de atrito lateral.

Ressalta-se que, ao analisar individualmente os valores de atrito lateral obtidos no ensaio ICP3, foram registradas leituras negativas desse parâmetro, o que possivelmente indica algum mau funcionamento da sonda durante a execução do ensaio. Tal comportamento não foi observado em nenhum outro ensaio realizado com o mesmo equipamento, tanto em Icapuí quanto em Amontada, onde os menores valores medidos de atrito lateral permaneceram sempre próximos de zero.

Figura 51 - Perfil resistência de ponta ( $q_t$ ) (a); Perfil de resistência de ponta corrigida ( $q_c$ ) (b); Perfil de atrito lateral ( $f_s$ ) (c) para os ensaios na Praia da Requenguela



Fonte: Autor (2026)

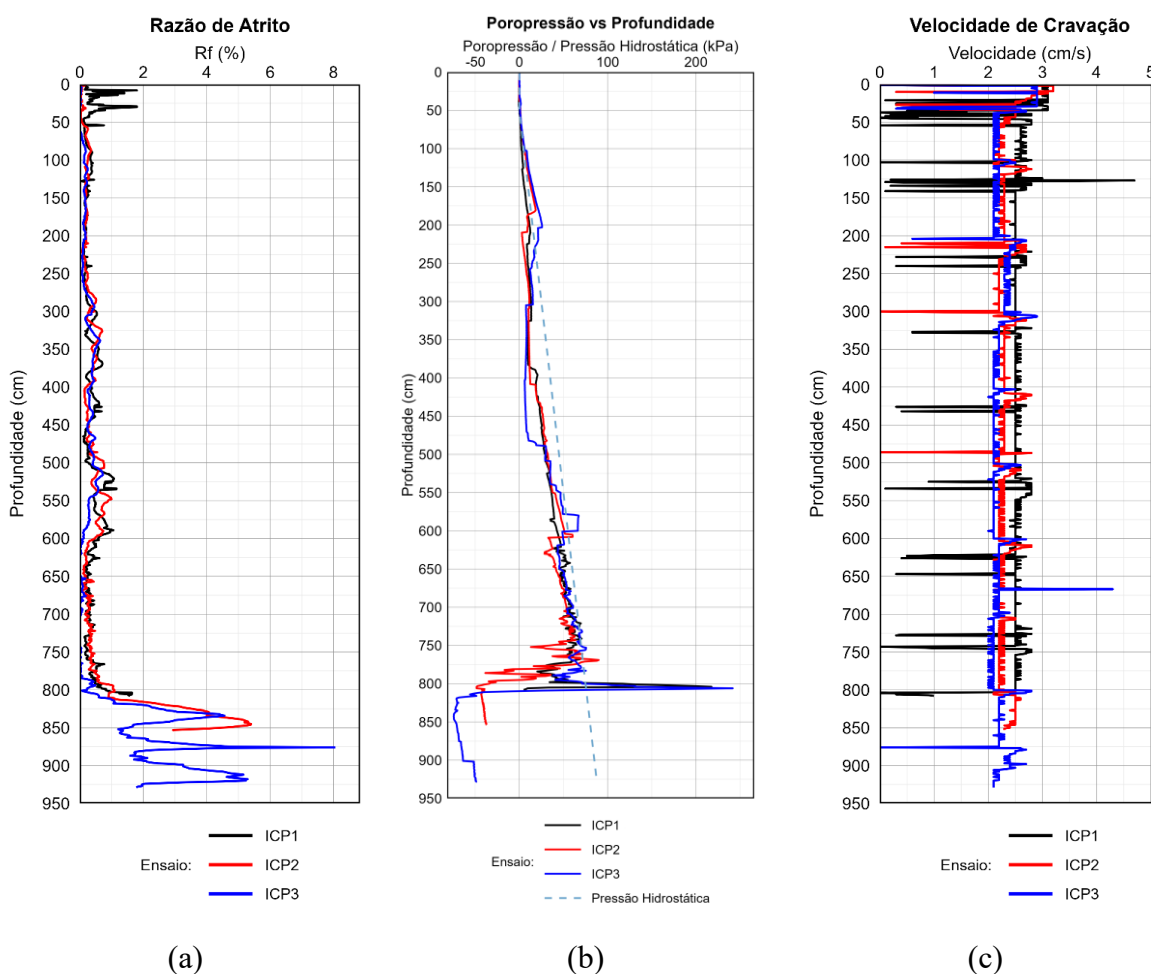
Na Figura 52, são apresentados os perfis da razão de atrito ( $R_f$ ), das leituras de poropressão ( $u_2$ ) e da velocidade de cravação.

Em relação à razão de atrito, a constância das leituras em valores inferiores a 1% até aproximadamente 8 m de profundidade indica a presença de uma camada granular homogênea, sem interposição de materiais mais finos. Essa característica também se reflete nas leituras de poropressão, que permanecem próximas à pressão hidrostática, típica de solos granulares.

A partir de 8 m, os ensaios ICP2 e ICP3 apresentam grande variação nos valores de razão de atrito, sugerindo que o material abaixo dessa profundidade seja muito fino ou que a sonda tenha atravessado fragmentos de rocha, resultando em aumento do atrito lateral e nos “pulos” observados no perfil da resistência de ponta.

Observa-se ainda o comportamento da poropressão a partir da profundidade de 8,0 m, onde ocorre um salto abrupto para valores negativos, seguido de um aumento progressivo em ritmo semelhante ao da pressão hidrostática. Esse comportamento pode indicar a passagem da sonda por uma camada de material com comportamento dilatante, o que teria gerado uma condição de sucção na ponta da sonda, resultando na perda da saturação.

Figura 52 - Perfil de razão de atrito ( $R_f$ ) (a); Perfil poropressão ( $u_2$ ) (b); Perfil de velocidade de cravação (c) para os ensaios na Praia da Requenguela



Fonte: Autor (2026)

Em relação à velocidade de cravação da sonda, verifica-se nos perfis uma ampla variabilidade entre os ensaios, decorrente do mau funcionamento do sistema de cravação mencionado no capítulo anterior. As maiores velocidades foram observadas no ensaio ICP1, enquanto os ensaios ICP2 e ICP3 apresentaram valores mais baixos, próximos do considerado ideal. Nota-se ainda a ocorrência de diversos picos de velocidade, tanto superiores a 2 cm/s quanto inferiores, concentrando-se em sua maioria no primeiro metro de profundidade. Abaixo

dessa profundidade, esses picos permanecem mais frequentes no ensaio ICP1, seguidos pelos ensaios ICP2 e ICP3. Ao acompanhar os valores de velocidade ao longo da execução do ensaio, notou-se que tais picos surgiam após a etapa de colocação de uma nova haste e consequente continuidade do movimento de cravação pela torre, sendo visualizado certo padrão de repetição principalmente no ensaio ICP1.

## 5.2.2 *Classificação pelo uso de ábacos*

Após o tratamento dos dados obtidos dos ensaios na Praia da Requenguela e a organização dos dados obtidos nos ensaios, procedeu-se à aplicação dos parâmetros nos ábacos selecionados, com o objetivo de classificar os solos e interpretar seu comportamento geotécnico.

Também se destaca que uma melhor visualização das figuras correspondentes a esta etapa de análise pode ser encontrada nos Apêndices D a F.

### 5.2.2.1 *Ábacos de Robertson et al. (1986)*

Ao aplicar os dados do ensaio ICP1 no ábaco  $q_t \times R_f$  de Robertson *et al.* (1986), observa-se que os pontos se distribuem predominantemente entre as zonas 6 e 9, representativas de materiais arenosos que variam desde areias limpas até areias com pequenas frações de silte ou argila. Os baixos valores de  $R_f$  resultam em uma concentração de pontos relativamente uniforme, com pouca dispersão ao longo do ábaco, reforçando o caráter essencialmente granular do perfil. Nota-se ainda uma tendência de transição da zona 9, nas porções superficiais, para a zona 6, em maiores profundidades, o que indica incremento gradual de finos ao longo do perfil.

No ensaio ICP2, observa-se comportamento semelhante, com concentração dos dados entre as zonas 6 e 9 até aproximadamente 8,0 m de profundidade, caracterizando materiais arenosos com variação granulométrica limitada. A transição gradual da zona 9 para a zona 6 também sugere aumento do teor de finos com o aprofundamento. A partir de 8,0 m, ocorre uma mudança abrupta da classificação para as zonas 12 e 11, correspondentes a materiais muito rígidos ou solos cimentados, coerente com a penetração no material rochoso identificado no ensaio SPT.

O ensaio ICP3 apresenta padrão semelhante até cerca de 8,0 m, com variação da zona 9, próxima à superfície, para a zona 6 em profundidades maiores, indicando aumento do conteúdo de finos. A partir de 8,0 m, contudo, observa-se ampla dispersão dos pontos, variando das zonas 4 a 8 e alcançando também a zona 11, o que reflete a entrada em um material muito

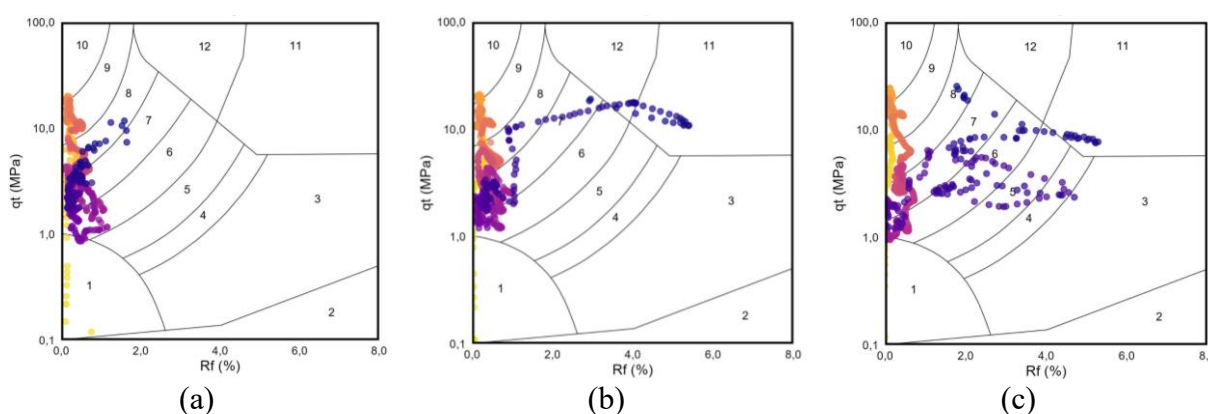
rígido, mas não correspondente a solos argilosos, apesar de parte dos pontos incidirem em zonas associadas a materiais de maior coesão.

Complementarmente, na análise pelo ábaco  $q_t \times B_q$ , direcionado à identificação do comportamento de solos finos, verifica-se nos três ensaios que, até aproximadamente 8,0 m, os valores de  $B_q$  permanecem próximos de zero, com pontos distribuídos em zonas equivalentes às do ábaco  $q_t \times R_f$  (zonas 9 a 6). Esse comportamento confirma o caráter predominantemente arenoso das camadas superficiais e intermediárias.

Após 8,0 m, os dados passam a se afastar da reta  $B_q = 0$ , refletindo as condições diferenciadas de drenagem associadas ao material rígido interceptado nessa profundidade, incluindo valores negativos de  $B_q$  decorrentes das leituras negativas de poropressão. Ainda assim, os pontos permanecem dentro das mesmas zonas do início do perfil, sem indicação de materiais finos coesivos.

Na Figura 53 é possível verificar as plotagens do ábaco  $q_t \times R_f$  para os ensaios ICP1, ICP 2 e ICP 3.

Figura 53 - Ábaco  $q_t \times R_f$  para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

### 5.2.2.2 Ábacos de Robertson (1990)

A aplicação dos parâmetros normalizados  $Q_t$  e  $F_r$  do ensaio ICP1 no ábaco de Robertson (1990) mostra que todos os pontos se distribuem entre as zonas 5, 6 e 7. Os dados superficiais concentram-se na zona 7, representando areias limpas, enquanto, com o aumento da profundidade, observa-se uma migração progressiva para as zonas 6 e 5, indicando incremento de frações siltosas e argilosas ao longo do perfil.

No ensaio ICP2, verifica-se comportamento semelhante, com pontos distribuídos entre as mesmas zonas (5 a 7) e movimento gradual da zona 7 para a zona 5 conforme a profundidade aumenta, o que reforça a tendência de aumento do teor de finos. Entre 8,0 m e 8,5

m, nota-se uma mudança abrupta para as zonas 8 e 9, que correspondem a materiais muito rígidos, compatíveis com a camada rochosa identificada pelo ensaio SPT.

No ensaio ICP3, observa-se o mesmo padrão até cerca de 8,0 m, com transição da zona 7 para as zonas 6 e 5, indicando diminuição da limpeza das areias com a profundidade. Após esse nível, verifica-se maior dispersão dos dados entre as zonas 5, 4 e 9, o que reflete a resposta heterogênea do piezocone ao penetrar o material rochoso.

Já a análise do ábaco  $Q_t \times B_q$  reforça o comportamento observado no ábaco  $Q_t \times F_r$ . Para os três ensaios, até aproximadamente 8,0 m, os pontos permanecem próximos da reta  $B_q = 0$ , reflexo dos baixos valores de  $B_q$  resultantes do comportamento drenado típico de solos arenosos. Nessa faixa, os dados distribuem-se nas mesmas zonas identificadas no ábaco  $Q_t \times F_r$  (zonas 5 a 7).

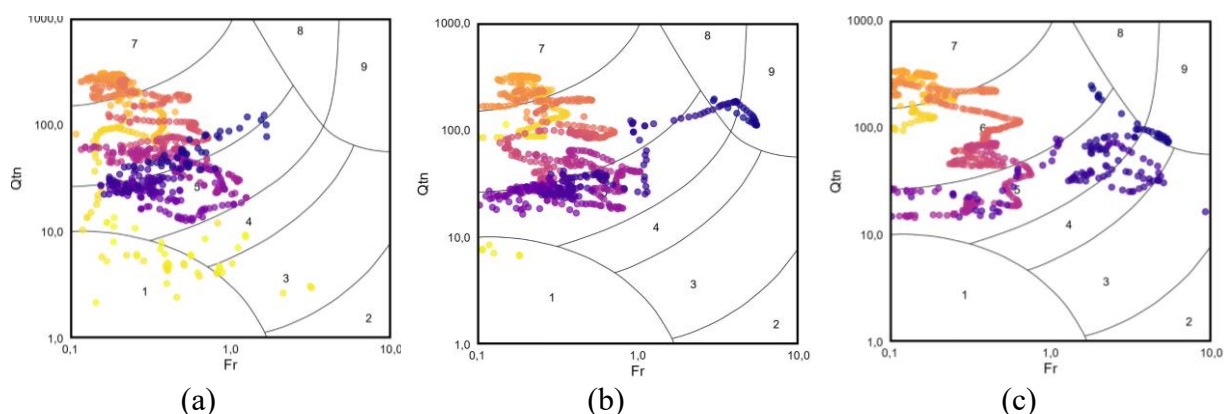
Após 8,0 m, observa-se afastamento progressivo da reta  $B_q = 0$ , incluindo a ocorrência de valores negativos de  $B_q$ , associados às leituras negativas de poropressão durante a penetração em material muito rígido. Ainda assim, os pontos permanecem dentro das mesmas zonas dos trechos superiores, não havendo indicação de materiais argilosos ou coesivos.

A utilização do parâmetro  $Q_{tn}$  para correção dos efeitos de tensão efetiva reforça os padrões identificados pelos ábacos anteriores. No ICP1, todos os pontos permanecem entre as zonas 5 e 7, repetindo a tendência de migração da zona 7, nas porções superficiais, para as zonas 6 e 5 com o aumento da profundidade. A dispersão é menor, com maior agrupamento dos dados em regiões próximas, o que indica comportamento mais consistente ao longo do perfil.

Nos ensaios ICP2 e ICP3, observa-se o mesmo padrão, com pontos distribuídos entre as zonas 5 e 7 e tendência de aumento da quantidade de finos com a profundidade. Após aproximadamente 8,0 m, não se verificam alterações significativas no comportamento classificatório, uma vez que os dados passam a refletir a penetração no material rochoso, cuja resposta no ábaco tende a apresentar dispersão mais elevada, porém sem mudança de zona interpretativa relevante.

Na Figura 54 é possível verificar as plotagens do ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  para os ensaios ICP1, ICP 2 e ICP3.

Figura 54 - Ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

### 5.2.2.3 Ábacos de Schneider *et al.* (2008)

A aplicação dos dados ao ábaco de Schneider *et al.* (2008) para o ensaio ICP1 indica que a quase totalidade dos pontos se encontra na zona 2, correspondente a solos arenosos de comportamento drenado, resultado coerente com as classificações obtidas nos ábacos SBT. Observam-se apenas três pontos na zona 3, sugerindo a presença pontual de uma camada com maior quantidade de finos, capaz de gerar condição intermediária entre comportamento drenado e não drenado.

No ensaio ICP2, verifica-se que, até aproximadamente 8,0 m, os dados também se distribuem predominantemente na zona 2, reforçando o caráter arenoso e drenado das camadas superiores. A partir desse nível, entretanto, ocorre a penetração no material rochoso, cujo comportamento de poropressão e deformabilidade resulta na classificação em zona 3, indicando um regime transicional, menos drenado, compatível com materiais muito rígidos.

O ensaio ICP3 apresenta padrão equivalente, onde até cerca de 8,0 m, os dados concentram-se na zona 2, confirmando a presença de solos arenosos bem drenados. Após essa profundidade, a resposta do piezocone ao penetrar o material rochoso posiciona os pontos na zona 3, sugerindo novamente comportamento transicional entre drenado e não drenado, característico de materiais de alta rigidez.

### 5.2.2.4 Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ de Robertson (1990) com contorno de parâmetro de estado

A aplicação dos dados ao ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  de Robertson (1990), acrescido das linhas de contorno do parâmetro de estado ( $\psi$ ), permite avaliar o grau de compactidade das camadas arenosas e sua tendência dilatante ou contratante durante o cisalhamento. Nos três ensaios, os

valores distribuem-se predominantemente entre  $\psi = -0,20$  e  $\psi = 0,00$ , faixa que indica solos variando de estado relativamente denso ( $\psi$  mais negativo) a estado crítico ( $\psi$  próximo de zero).

No ICP1, os pontos localizados nas zonas 7, 6 e 5 situam-se entre  $\psi = -0,20$  e  $\psi = 0,00$ , indicando que as camadas superficiais são mais compactas e tendem ao comportamento dilatante, enquanto, com o aumento da profundidade, os valores de  $\psi$  tornam-se menos negativos, sugerindo redução gradual da compactidade e aproximação da condição de estado crítico.

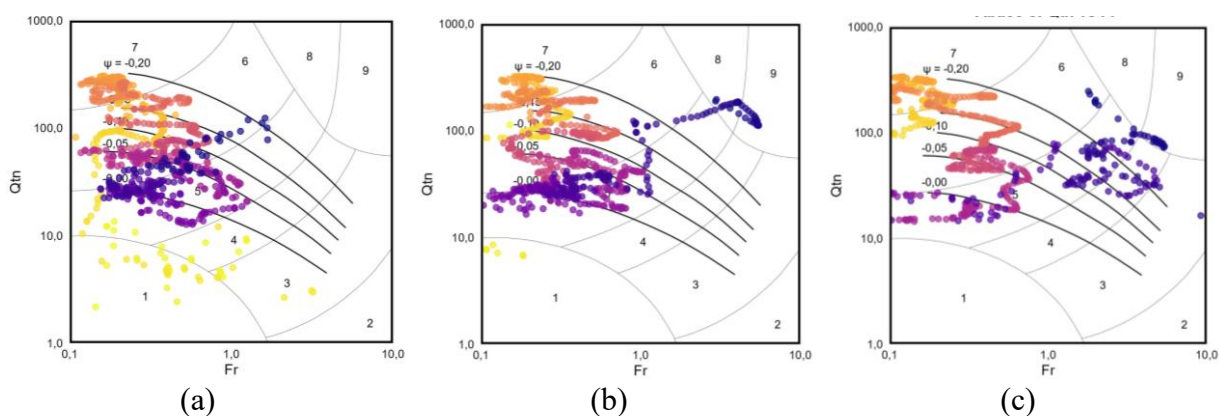
O ensaio ICP2 apresenta padrão semelhante, na qual os solos rasos exibem valores próximos de  $\psi = -0,20$ , característicos de maior densidade relativa, e tornam-se progressivamente menos compactos em profundidade, com  $\psi$  próximo a zero.

No ICP3, observa-se novamente a mesma evolução, com  $\psi$  variando entre  $-0,20$  e  $0,00$  ao longo do perfil. Assim como nos ensaios anteriores, os materiais superficiais apresentam maior compactidade, reduzindo-se gradualmente com o aumento da profundidade.

De modo geral, os três ensaios demonstram um comportamento coerente: solos arenosos relativamente compactos na superfície, com tendência à redução progressiva da compactidade com a profundidade, aproximando-se do estado crítico.

Na Figura 55 é possível verificar as plotagens do ábaco  $Q_{tm} \times F_r$  com contornos de parâmetro de estado para os ensaios ICP1, ICP2 e ICP3.

Figura 55 - Ábaco  $Q_{tm} \times F_r$  com contornos de parâmetro de estado para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

#### 5.2.2.5 *Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ de Robertson (1990) com zonas de comportamento para grandes deformações*

O ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  de Robertson (1990), acrescido das zonas de comportamento para grandes deformações, permite avaliar a tendência dos solos à dilatação ou contração volumétrica durante o cisalhamento, distinguindo materiais arenosos densos (SD), arenosos mais soltos ou com finos (SC), e solos de transição (TC), entre outros.

No ICP1, observa-se que os pontos situados na zona 7 e parte da zona 6 posicionam-se predominantemente na região SD, representativa de areias densas com comportamento dilatante sob grandes deformações, o que confirma a elevada compacidade das camadas superficiais. À medida que a profundidade aumenta, os pontos associados à porção inferior da zona 6 e à zona 5 migram para a região SC, indicando solos arenosos de comportamento contrativo, coerentes com a redução gradual da compacidade. Alguns pontos na interface da zona 6 com a região TC reforçam a presença de um comportamento intermediário, típico de solos de transição com maior teor de finos.

O ensaio ICP2 apresenta padrão semelhante, em que as camadas mais rasas, classificadas na zona 7 e na porção superior da zona 6, encontram-se na região SD, demonstrando caráter dilatante. Em profundidades maiores, predominam pontos na região SC, associados a areias com comportamento contrativo. Após aproximadamente 8,0 m, quando o piezocone adentra o material rochoso, surgem pontos nas regiões SD, TD e CD. Nessas zonas, o comportamento dilatante é atribuído não à granulometria, mas sim à alta rigidez do material, compatível com a rocha observada.

No ICP3, observa-se a mesma evolução: os pontos mais superficiais das zonas 7 e 6 localizam-se na região SD, caracterizando areias densas e dilatantes, enquanto as porções inferiores dessas zonas e os pontos da zona 5 se enquadram na região SC, indicando comportamento contrativo com o aumento da profundidade. Após 8,0 m, os dados apresentam dispersão entre as regiões SD, TD e CD, refletindo novamente o alto grau de rigidez do material rochoso, cuja resposta tende a se alinhar com o comportamento dilatante típico de materiais muito rígidos.

#### 5.2.2.6 *Ábaco $Q_{tn} \times F_r$ de Robertson (1990) com zonas de avaliação de liquefação*

Ao aplicar os dados dos três ensaios, observa-se que as camadas arenosas superficiais, predominantemente classificadas nas zonas 6 e 5 dos ábacos SBT, situam-se majoritariamente na zona A<sub>1</sub>, indicando susceptibilidade à liquefação cíclica, condicionada ao

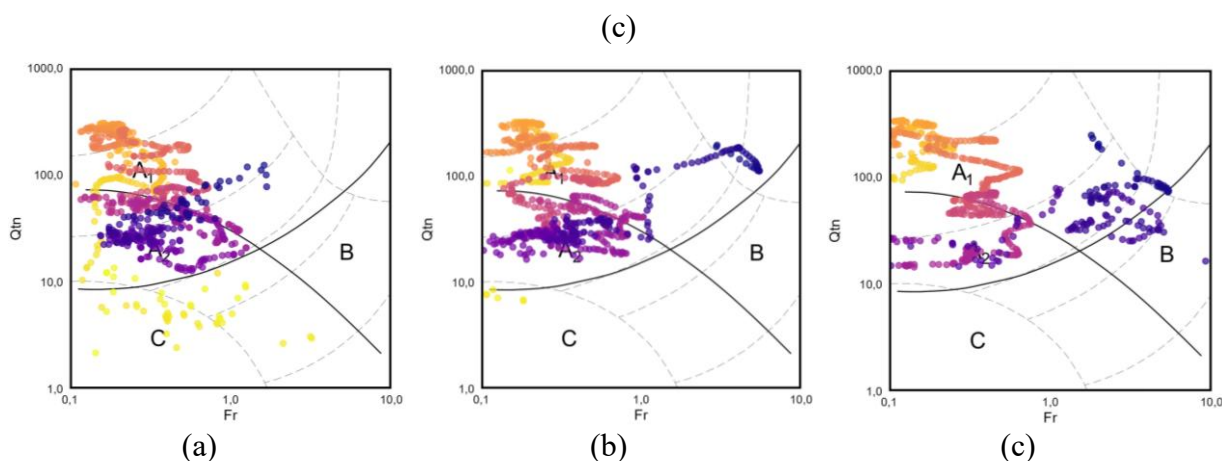
nível e à duração das cargas aplicadas. Com o aumento da profundidade, os dados provenientes das zonas 6 e 5 passam progressivamente a ocupar a zona A<sub>2</sub>, sugerindo que essas camadas se tornam suscetíveis tanto à liquefação cíclica quanto à estática, em função das condições de carregamento e das características das fundações.

Nos ensaios ICP1 e ICP2, não são observados pontos nas zonas B ou C até aproximadamente 8,0 m, o que reforça a ausência de solos coesivos ou de materiais suscetíveis à redução de resistência típica de solos finos. Já no ensaio ICP3, após cerca de 8,0 m, surgem pontos na zona B, refletindo comportamento típico de materiais rígidos, cuja resposta pode incluir redução de resistência sob cargas cíclicas, embora não se trate de solo coesivo.

De modo geral, os três ensaios evidenciam que o perfil até 8,0 m apresenta comportamento granular com suscetibilidade predominante à liquefação cíclica (zona A<sub>1</sub>) e, em profundidades intermediárias, tendência a suscetibilidade cíclica e estática (zona A<sub>2</sub>). A resposta das camadas profundas no ICP3 reflete o comportamento mecânico do material rochoso, cuja classificação na zona B indica sensibilidade à perda de resistência cíclica decorrente de sua rigidez e condições particulares de drenagem.

Na Figura 56 é possível verificar as plotagens do ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  com zonas para avaliação de liquefação para os ensaios ICP1, ICP2 e ICP3.

Figura 56 - Ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  com zonas de liquefação para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3



Fonte: Autor (2026)

#### 5.2.2.7 Ábaco $Q_{tn} \times I_G$ de Robertson (2016) para verificação de microestrutura

Para aplicação desse ábaco, foram utilizados os mesmos procedimentos adotados para a Praia de Moitas, empregando tanto parâmetros obtidos diretamente dos ensaios, como  $I_c$  e  $Q_{tn}$ , quanto parâmetros derivados de correlações. O peso específico foi estimado pela correlação de Lunne *et al.* (1997), enquanto a velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) foi obtida pela

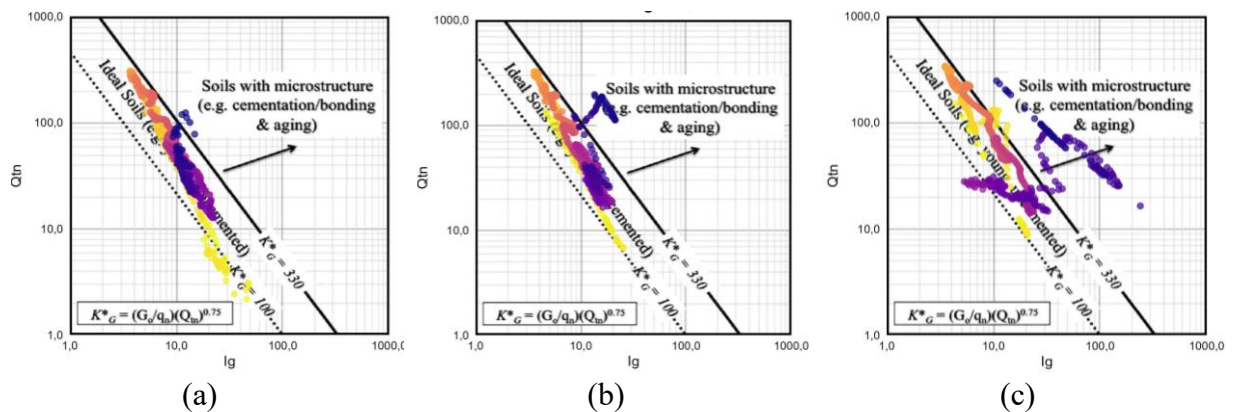
correlação de Robertson e Cabal (2022), selecionadas por apresentarem comportamento intermediário entre as alternativas discutidas no capítulo subsequente.

Os resultados obtidos para os três ensaios, até aproximadamente 8,0 m, mostraram-se bastante uniformes, com todos os pontos concentrados na faixa de  $K^*G$  entre 100 e 330, intervalo característico de solos não estruturados, sem evidências de cimentação ou envelhecimento. Esse comportamento confirma que a porção arenosa do perfil apresenta estrutura essencialmente não cimentada e compatível com materiais de deposição recente ou submetidos a baixos níveis de consolidação geoquímica.

Nos ensaios ICP2 e ICP3, após cerca de 8,0 m, observa-se a migração dos pontos para a região do ábaco associada à existência de estrutura ou cimentação, coerente com a entrada no material rochoso identificado pelo ensaio SPT. Como essa faixa corresponde a um arenito com distintos graus de intemperismo, a classificação obtida é plenamente compatível com o comportamento esperado de um material naturalmente cimentado e estruturalmente rígido, demonstrando que o método foi capaz de identificar a penetração em um material diferente do solo observado.

Na Figura 57 é possível verificar as plotagens para verificação de microestrutura para os ensaios ICP1, ICP2 e ICP3.

Figura 57 - Ábaco para verificação de microestrutura para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



### 5.2.3 *Visualização estratigráfica*

Visando possibilitar a visualização dos resultados obtidos na Praia da Requenguela na forma de perfil estratigráfico, foram elaborados os perfis a partir dos valores do índice  $I_c$  e dos parâmetros  $Q_{tn}$  e  $F_r$ , conforme os critérios apresentados na Tabela 8.

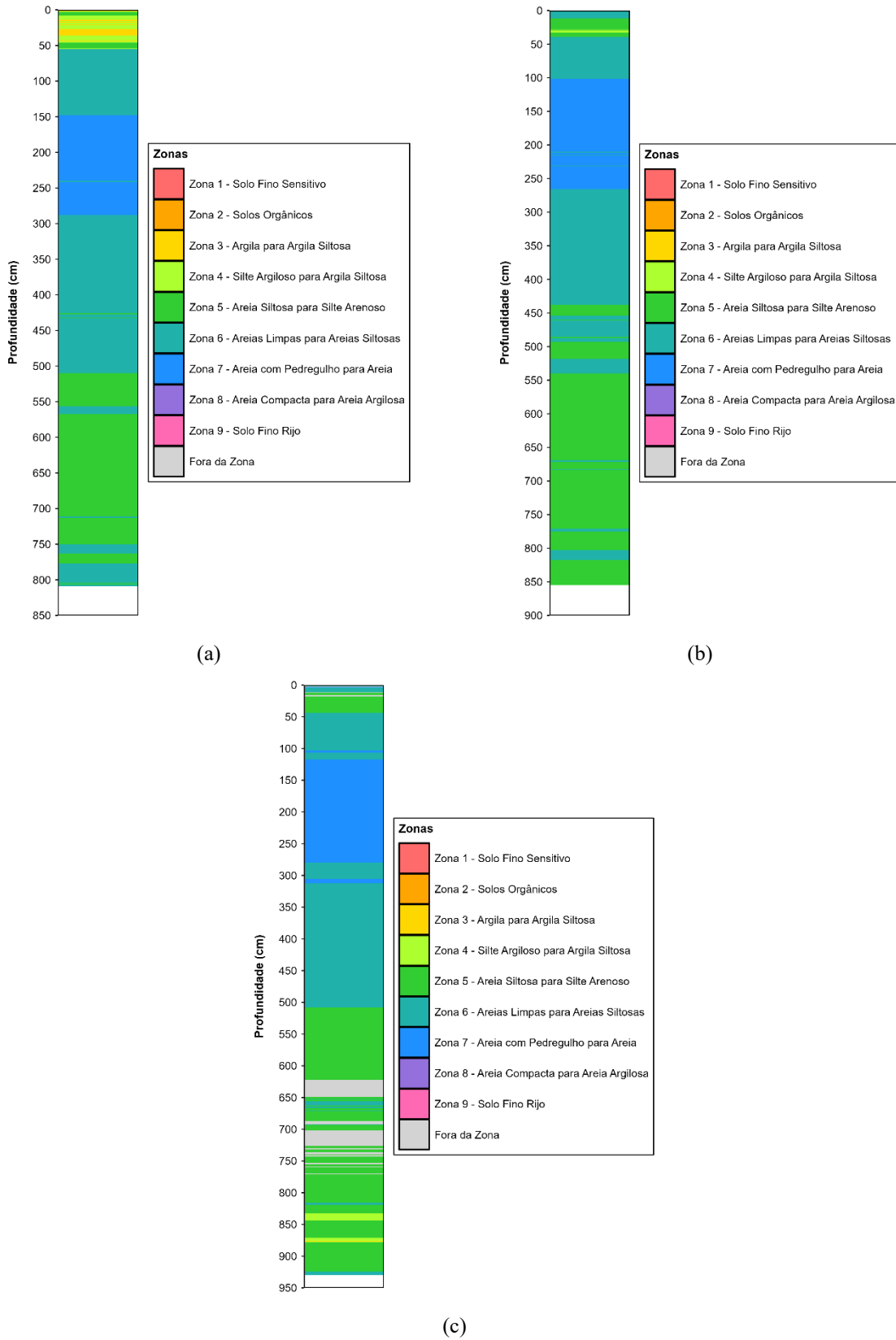
A análise dos três ensaios (ICP1, ICP2 e ICP3), conforme a Figura 58, revela um padrão estratigráfico semelhante entre eles, caracterizado pela predominância de materiais arenosos, os quais tendem a apresentar maior teor de finos com o aumento da profundidade. Nos primeiros 0,5 m, observa-se considerável variação nas classificações, com o ensaio ICP1 indicando, inclusive, a presença de materiais argilosos na superfície. Entretanto, essa interpretação é considerada incorreta, uma vez que o material superficial do local é composto essencialmente por areia. Tal discrepância decorre dos efeitos da movimentação do equipamento e da equipe durante a execução dos ensaios, visto que a camada superficial apresentava baixa compacidade e se alterava facilmente.

Abaixo da camada superficial, observa-se a predominância de materiais associados à zona 6, correspondentes a areias limpas ou com pequena presença de silte, até profundidades variando entre 1,0 m e 1,5 m. Em seguida, identifica-se uma camada enquadrada na zona 7, composta por areias limpas a areias com presença de pedregulhos, com espessura média entre 2,0 m e 2,5 m. Logo abaixo, a estratigrafia retorna à zona 6, indicando novamente a presença de areias limpas a siltosas, com espessura próxima de 2,0 m.

A partir das profundidades entre 4,5 m e 5,0 m, o perfil passa a ser composto por materiais classificados como areias siltosas a siltes arenosos, os quais se mantêm até o final do ensaio, apresentando intercalações pontuais de camadas mais arenosas (zona 6). Essa alternância reflete variações nos mecanismos de deposição de sedimentos ao longo do tempo na região. Além disso, no ensaio ICP3 foram identificadas delgadas camadas associadas à zona 4, indicando a presença de materiais mais finos, como siltes e argilas, em pequenas proporções.

Visando à comparação e validação dos perfis obtidos a partir dos ensaios CPTu na Praia da Requenguela, elaborou-se um perfil estratigráfico complementar, construído pela mesma metodologia de representação, porém utilizando os dados provenientes da análise tátil-visual das amostras coletadas no ensaio SPT realizado no local.

Figura 58 - Perfis estratigráficos dos ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c) pelas zonas da metodologia SBT a partir de  $I_c$ .



Fonte: Autor (2026)

A partir da Figura 59, observa-se uma ampla variação nos materiais identificados ao longo do perfil. Até aproximadamente 4,5 m de profundidade, predominam materiais arenosos a areno-siltosos, de compactidade variável, sendo registrada a presença de fragmentos de conchas entre 2,75 m e 3,5 m. Abaixo desse nível, o SPT identifica duas camadas de caráter argiloso: a primeira composta por argila pura, com espessura em torno de 1,5 m, e a segunda formada por argila arenosa, também com cerca de 1,5 m de espessura, ambas apresentando consistência mole.

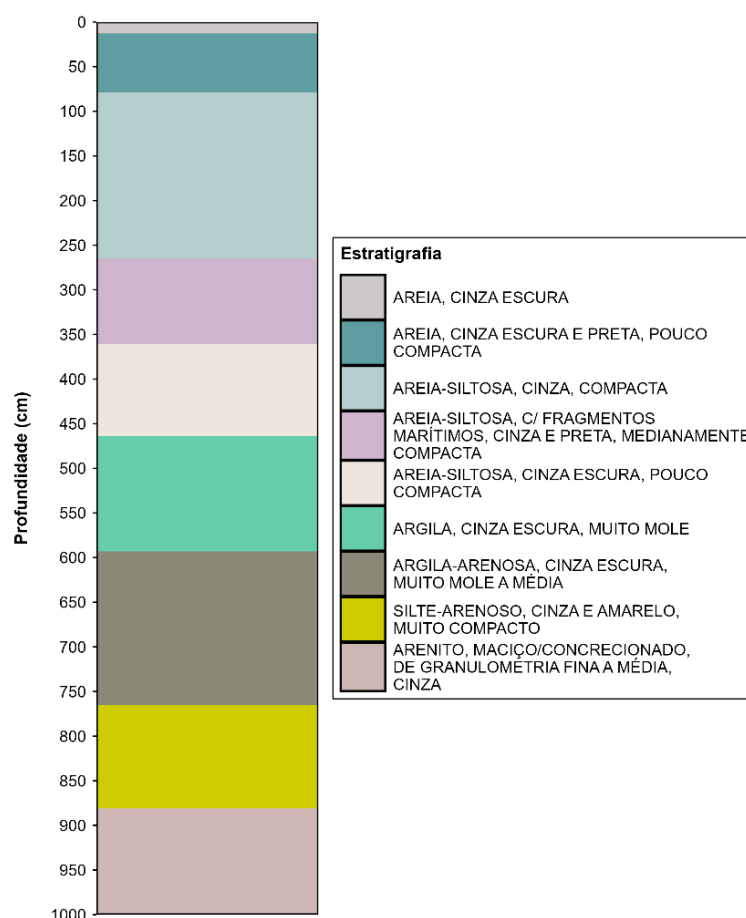
Após essas camadas, a partir de aproximadamente 7,75 m de profundidade, observa-se a presença de um material silto-arenoso de elevada compactidade, correspondente à camada na qual o ensaio foi interrompido em razão da ausência de avanço à percussão. Imediatamente abaixo dessa profundidade, em torno de 8,75 m, foi identificada a ocorrência de rocha do tipo arenito, marcando o limite inferior do perfil investigado.

A comparação entre as estratigrafias obtidas pelos ensaios CPTu e SPT na Praia da Requenguela demonstra boa coerência quanto à composição geral do subsolo apenas nas camadas superficiais, especialmente no que se refere à predominância de materiais arenosos. Ambos os métodos indicam a ocorrência de areias limpas a siltosas até cerca de 4,5 m de profundidade, sendo identificadas em ambos os métodos camadas com materiais como conchas nestas camadas, visto a alternância de zonas identificadas no CPTu.

Em profundidades maiores, o CPTu identificou uma transição gradual para materiais mais finos, mas majoritariamente arenosos, enquanto o SPT indicou camadas de argila pura e argila arenosa, ambas de consistência mole, seguidas por uma camada de silte arenoso muito compacto e, finalmente, pela ocorrência de rocha arenítica.

As diferenças observadas entre os métodos podem ser atribuídas às distintas naturezas de investigação, visto que o CPTu, devido a elevada sensibilidade, identifica melhor as diferentes características de cada material, enquanto o SPT, que se baseia-se em amostragens pontuais e observações tátil-visuais, acabam sendo sujeitas a maior subjetividade e menor resolução vertical. Ainda assim, os resultados são complementares e reforçam a caracterização de um subsolo predominantemente arenoso, com variações locais associadas à deposição mista de sedimentos marinhos.

Figura 59 - Perfil estratigráfico obtido pelo ensaio SPT na Praia da Requenguela



Fonte: Autor (2026)

#### 5.2.4 Aplicação das correlações para estimativa de parâmetros geotécnicos

Neste capítulo serão discutidos os resultados das aplicações das correlações escolhidas para aplicação nos dados obtidos na Praia da Requenguela.

Também devido ao efeito da movimentação do equipamento e da equipe na superfície de realização dos ensaios, optou-se por retirar os 50 cm iniciais dos resultados das correlações, para evitar que as leituras anômalas realizadas prejudicassem as escalas das figuras plotadas, assim como também se optou por desconsiderar as profundidades na qual foram realizadas leituras negativas do atrito lateral.

##### 5.2.4.1 Peso específico

Na Figura 60 observa-se uma variação significativa entre as quatro correlações aplicadas para estimar o peso específico dos solos ao longo dos perfis. A proposta de Mayne (2014) apresenta, de modo consistente, os menores valores, seguida pelas de Robertson e Cabal

(2010) e Lunne *et al.* (1997), enquanto a correlação de Mayne *et al.* (2023) fornece as maiores estimativas desse parâmetro.

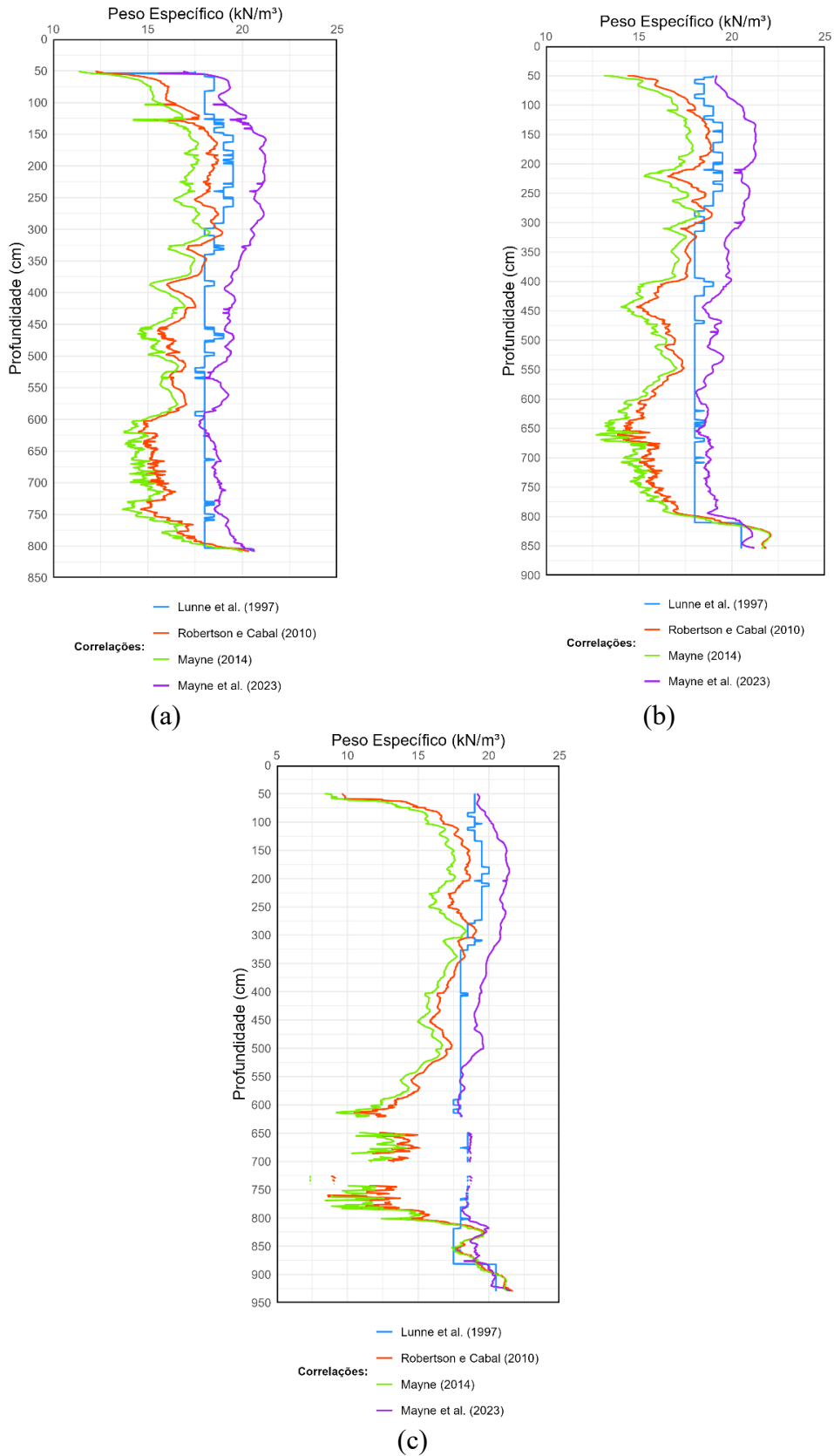
Entre as correlações, aquela que mostra menor variação ao longo da profundidade é a de Lunne *et al.* (1997). Por basear-se exclusivamente na associação entre o peso específico e a zona de comportamento definida no ábaco de Robertson *et al.* (1986), esta proposta possui caráter categórico, resultando em menor sensibilidade às variações locais dos parâmetros derivados do CPTu. Assim, como os pontos se concentram em poucas zonas, o comportamento estimado tende a ser mais uniforme.

As demais propostas, embora apresentem diferenças de magnitude, exibem tendência semelhante, refletindo maiores valores de peso específico nas regiões com maior resistência de ponta e valores menores nas zonas em que se verificam quedas desse parâmetro. Tal comportamento decorre do fato de que essas correlações incorporam direta ou indiretamente a variação de  $q_c$  e, em alguns casos,  $f_s$ , mostrando-se mais responsivas às mudanças estratigráficas.

Além disso, nota-se a forte proximidade entre os resultados obtidos por Robertson e Cabal (2010) e Mayne (2014), ambas baseadas na combinação de  $q_t$  e  $f_s$ . Por outro lado, a correlação de Mayne *et al.* (2023), que utiliza apenas a resistência de ponta em sua formulação, apresenta valores sistematicamente mais elevados e maior afastamento em relação às demais propostas. Após aproximadamente 6,0 m de profundidade, observa-se ainda um aumento da dispersão entre as estimativas dessas correlações, especialmente no ensaio ICP3, indicando maior sensibilidade das equações às variações locais dos parâmetros medidos nessa região do perfil.

Quanto aos valores obtidos, as correlações de Robertson e Cabal (2010) e de Mayne (2014) indicam, em sua maioria, pesos específicos inferiores a  $18 \text{ kN/m}^3$ , abaixo das faixas normalmente citadas na literatura para areias, entre  $18 \text{ kN/m}^3$  e  $21,5 \text{ kN/m}^3$ . A correlação de Lunne *et al.* (1997) apresenta valores mais concentrados, entre  $18 \text{ kN/m}^3$  e  $19 \text{ kN/m}^3$ , mostrando novamente melhor concordância com os intervalos esperados. Já a correlação de Mayne *et al.* (2023) fornece valores mais elevados, acima de  $19 \text{ kN/m}^3$  e, em algumas profundidades, superiores a  $20 \text{ kN/m}^3$ , sugerindo uma possível superestimativa por esse método.

Figura 60 - Perfis de peso específico dos solos para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

#### 5.2.4.2 *Teor de finos*

Na Figura 61 são apresentados os resultados obtidos a partir das correlações utilizadas para estimar o teor de finos ao longo dos perfis. De modo geral, até aproximadamente 8,0 m de profundidade, verificam-se baixas porcentagens de finos, coerentes com as classificações estratigráficas previamente obtidas, que indicaram a predominância de areias limpas a areias siltsosas. Observa-se ainda uma tendência de aumento do teor de finos com a profundidade nos ensaios ICP2 e ICP3, enquanto no ICP1 ocorre um incremento até as porções intermediárias, seguido de um decréscimo em direção ao fim do perfil.

A partir de cerca de 8,0 m, especialmente nos perfis ICP2 e ICP3, passa a ocorrer grande dispersão entre as correlações, decorrente das leituras anômalas registradas após a penetração em material rochoso. Tal comportamento indica a não aplicabilidade das correlações de teor de finos para essa região, uma vez que foram desenvolvidas para solos e não para materiais rígidos.

Quanto ao comportamento entre as correlações, observa-se elevada proximidade entre os resultados de Robertson e Wride (1998) e Agaiby e Mayne (2020a) na parte superior dos perfis dos ensaios ICP1 e ICP2. Em profundidades maiores, entretanto, há uma aproximação entre as propostas de Agaiby e Mayne (2020a) e Agaiby e Mayne (2020b), que passam a fornecer valores superiores aos de Robertson e Wride (1998). No conjunto dos resultados, verifica-se que a correlação de Agaiby e Mayne (2020a) é, de modo consistente, aquela que retorna os maiores valores de finos nesses ensaios.

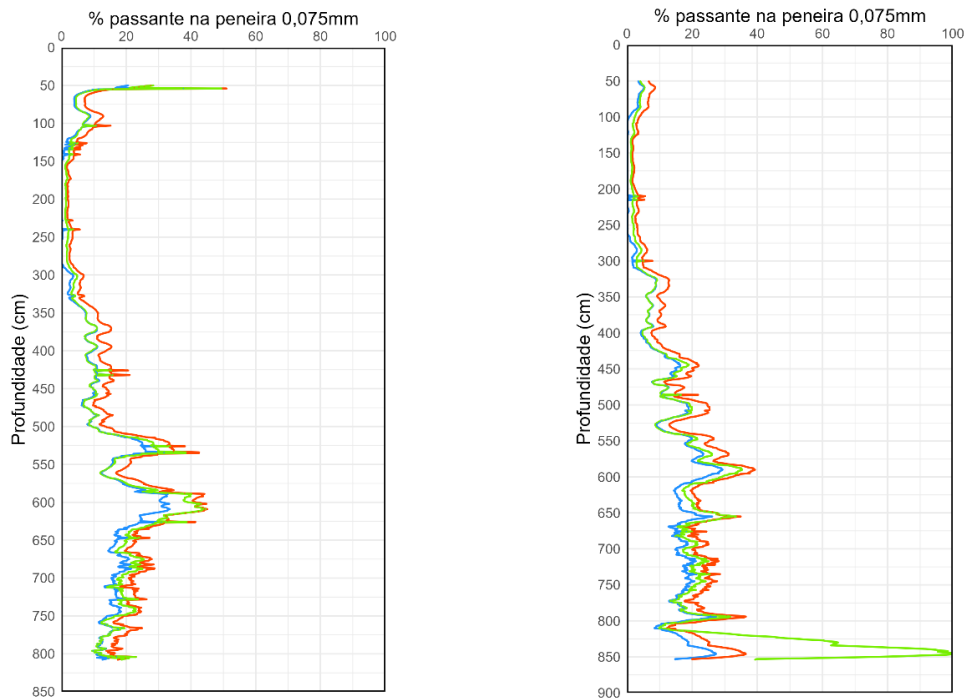
No ensaio ICP3, o comportamento é distinto: há maior proximidade entre as correlações de Agaiby e Mayne (2020a) e Agaiby e Mayne (2020b) ao longo de praticamente todo o perfil, enquanto a correlação de Robertson e Wride (1998) permanece distanciada, fornecendo valores sistematicamente menores ao longo de toda a profundidade analisada.

#### 5.2.4.3 *Perfil do índice $I_c$*

Neste tópico são apresentados os perfis do índice de comportamento ( $I_c$ ) obtidos para os três ensaios realizados na Praia da Requenguela. Esse índice foi empregado como critério para a aplicação das correlações específicas para solos arenosos, utilizadas na estimativa dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais investigados.

A análise dos perfis representados na Figura 62 mostra plena coerência com a estratigrafia previamente definida. Nos três ensaios, apenas as delgadas camadas classificadas

Figura 61 - Perfis do teor de finos dos solos para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)

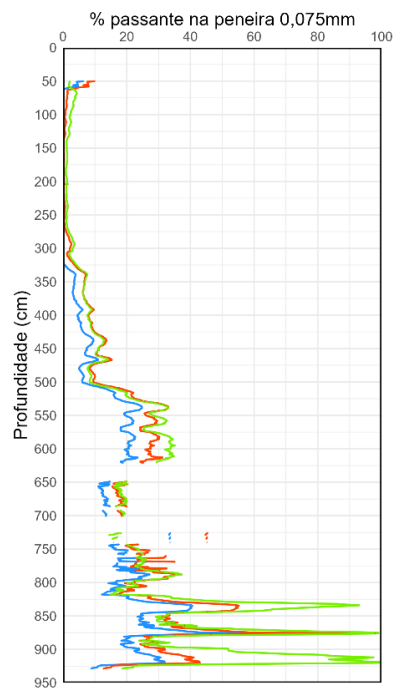


— Robertson e Wride (1998)  
**Correlações:** — Agaiby e Mayne (2020a)  
 — Agaiby e Mayne (2020b)

(a)

— Robertson e Wride (1998)  
**Correlações:** — Agaiby e Mayne (2020a)  
 — Agaiby e Mayne (2020b)

(b)

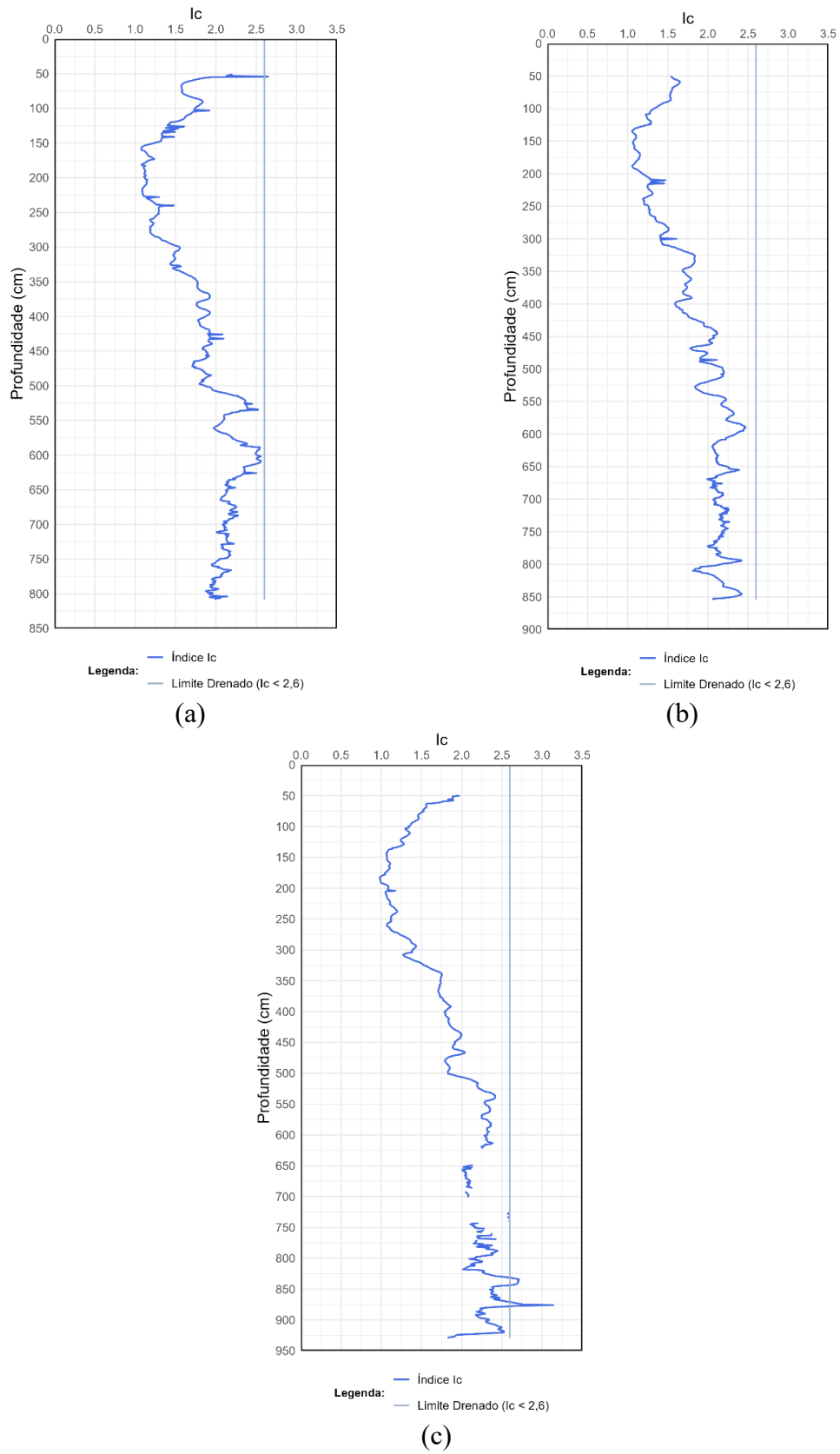


— Robertson e Wride (1998)  
**Correlações:** — Agaiby e Mayne (2020a)  
 — Agaiby e Mayne (2020b)

(c)

Fonte: Autor (2026)

Figura 62 - Perfis do parâmetro  $I_c$  dos solos para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

como argilosas no ensaio ICP3 foram identificadas como regiões de comportamento não drenado, apresentando valores de  $I_c$  superiores ao limite convencional para materiais arenosos. Em contraste, todo o restante do perfil desse ensaio, assim como a totalidade dos perfis dos ensaios ICP1 e ICP2, apresenta comportamento drenado, o que é compatível com a predominância de solos arenosos ao longo das respectivas profundidades.

#### 5.2.4.4 Densidade relativa das areias

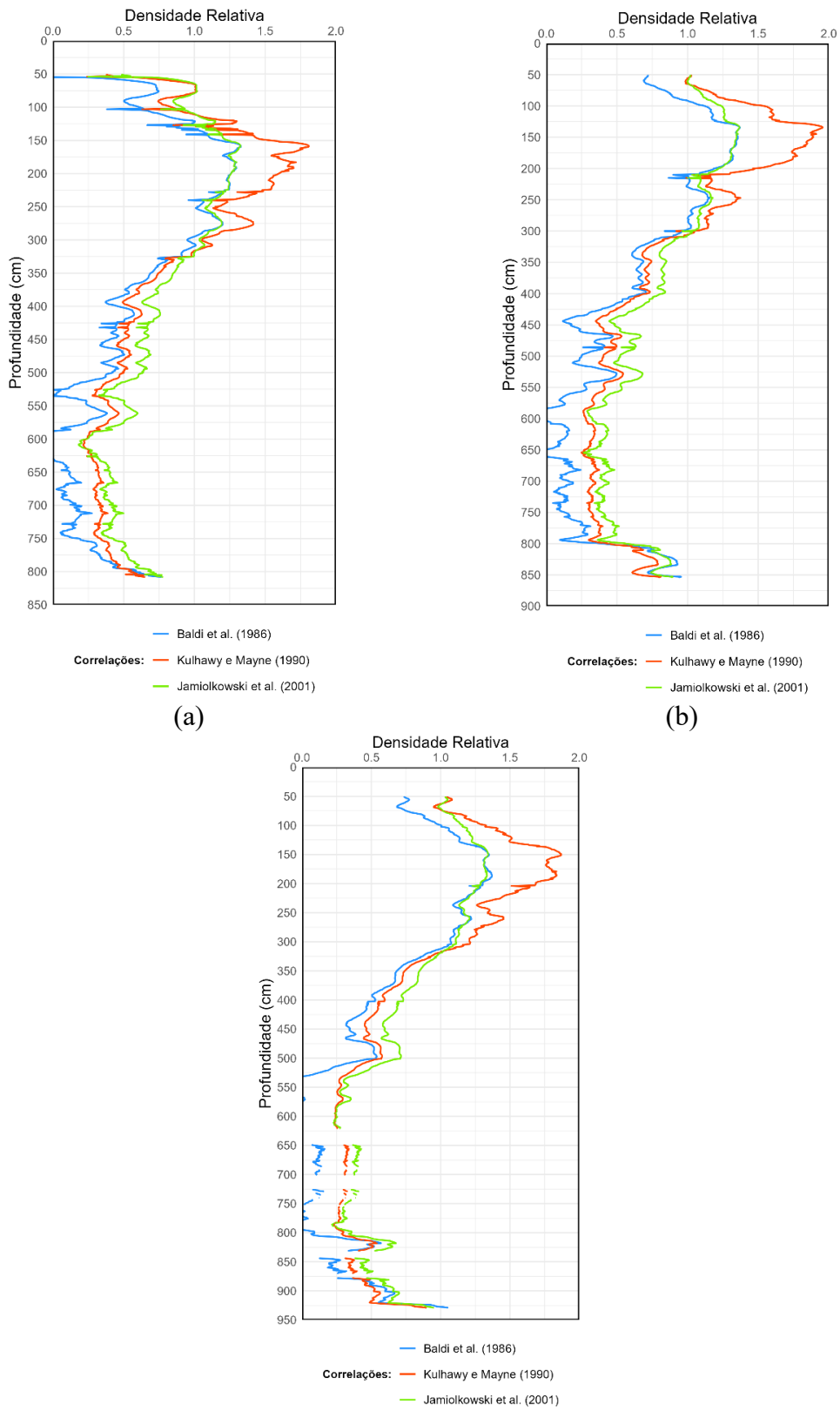
De acordo com a Figura 63, observa-se, para os três ensaios, que todas as correlações indicam a presença de uma camada superficial em estado compacto, caracterizada por valores de densidade relativa ( $D_r$ ) superiores a 0,66, conforme os critérios de Pinto (2006). Essa camada apresenta espessura aproximada de 3,0 m, mostrando boa consistência entre as diferentes correlações.

Abaixo dessa região, em profundidades próximas a 3,5 m, verifica-se uma redução acentuada de  $D_r$ , passando o material a se enquadrar predominantemente nas faixas de areia medianamente compacta ( $0,33 < D_r < 0,66$ ) ou areia fofa ( $D_r < 0,33$ ), dependendo da correlação considerada. Nessa porção intermediária dos perfis, o comportamento estimado tende a ser relativamente uniforme, sem tendência clara de aumento ou diminuição com a profundidade.

Após aproximadamente 8,0 m, especialmente nos ensaios ICP2 e ICP3, algumas correlações passam a indicar novamente valores elevados de  $D_r$ , associados à penetração em material rochoso observado em campo.

No que se refere ao comportamento entre as correlações, nota-se um padrão semelhante nos três ensaios. Na camada superficial compacta, os modelos de Baldi *et al.* (1986) e Jamiolkowski *et al.* (2001) apresentam valores próximos, enquanto a correlação de Kulhawy e Mayne (1990) retorna estimativas mais elevadas, distinguindo-se claramente das demais. Em contrapartida, nas porções menos compactas dos perfis, ocorre uma inversão no padrão, na qual as correlações de Kulhawy e Mayne (1990) e Jamiolkowski *et al.* (2001) passam a apresentar valores similares, com Jamiolkowski *et al.* (2001) retornando ligeiro aumento em relação à primeira, enquanto Baldi *et al.* (1986) passa a fornecer os menores valores, afastando-se significativamente das outras propostas. Para este parâmetro, não se identifica uma correlação que represente comportamento intermediário de forma consistente ao longo dos ensaios.

Figura 63 - Perfis de densidade relativa para os ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

#### 5.2.4.5 Ângulo de atrito

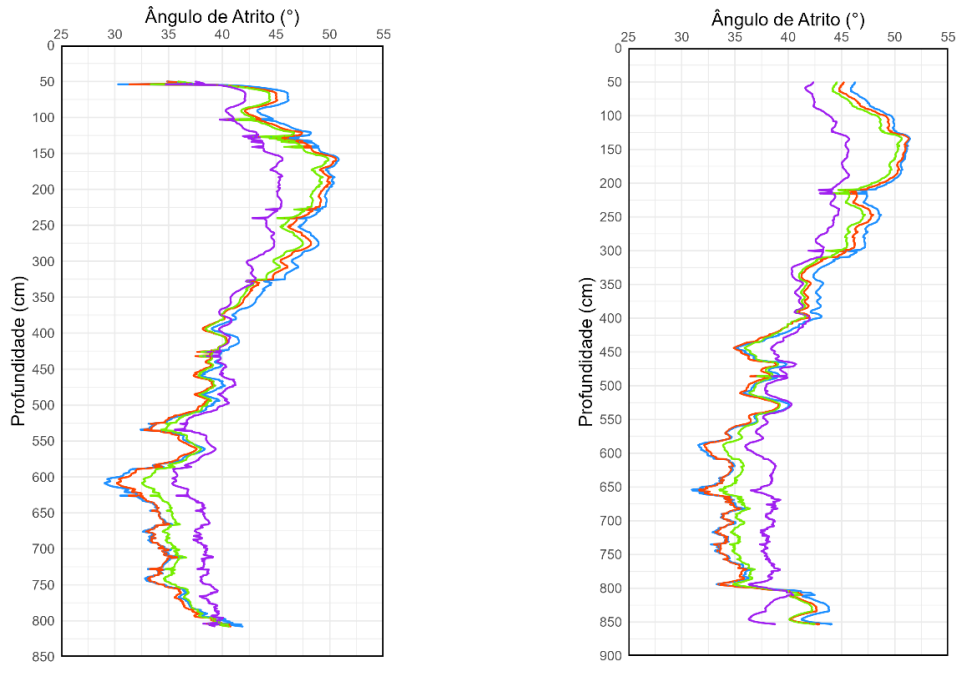
Na Figura 64, observa-se que os perfis de ângulo de atrito ( $\phi'$ ) apresentam comportamento semelhante ao verificado para a densidade relativa ( $D_r$ ) das areias. As regiões de maior compactidade correspondem aos maiores valores de  $\phi'$ , enquanto nas profundidades em que o solo se apresenta menos compacto, são estimados ângulos de atrito menores, em conformidade com o comportamento esperado para solos arenosos.

Até aproximadamente 5,0 m de profundidade, todas as correlações fornecem valores de  $\phi'$  superiores a  $35^\circ$ , alcançando picos próximos a  $50^\circ$  nas zonas mais compactas dos três ensaios. Abaixo dessa profundidade, os valores estimados passam a situar-se majoritariamente no intervalo entre  $30^\circ$  e  $40^\circ$ , refletindo a redução de compactidade identificada nos perfis de  $D_r$ .

No que se refere ao comportamento entre as correlações, verifica-se que as propostas de Robertson e Campanella (1983), Kulhawy e Mayne (1990) e Uzielli *et al.* (2013) apresentam estimativas bastante próximas ao longo de praticamente todo o perfil, com especial similaridade entre as duas primeiras. Em contraste, a correlação de Uzielli e Mayne (2019) mostra-se a mais discrepante: na região mais compacta, até cerca de 4,5 m, retorna valores significativamente menores que os demais modelos, onde, após essa profundidade, passa a estimar os maiores valores de  $\phi'$ . Tal inversão decorre, provavelmente, do fato de essa correlação empregar o índice  $I_c$  como variável de entrada, enquanto as demais dependem fortemente da resistência de ponta ( $q_c$ ), resultando em sensibilidades distintas ao longo do perfil.

Em síntese, não se identifica uma tendência sistemática que permita classificar qualquer correlação como consistentemente mais ou menos conservadora na estimativa do ângulo de atrito, uma vez que as propostas alternam entre valores superiores e inferiores conforme as variações estratigráficas e de compactidade ao longo dos perfis.

Figura 64 - Perfis de ângulo de atrito para os solos dos ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



— Robertson e Campanella (1983)  
 — Kulhawy e Mayne (1990)  
 — Uzielli et al. (2013)  
 — Uzielli e Mayne (2019)

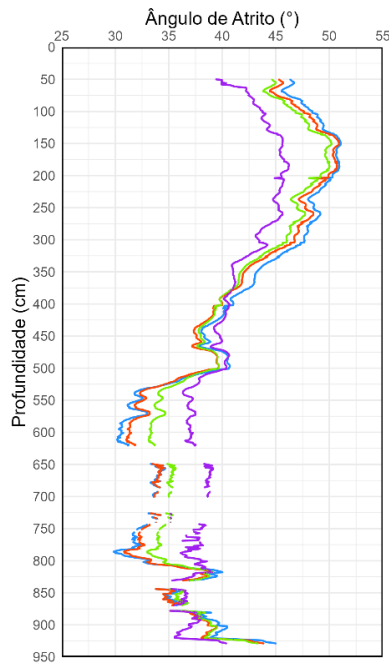
**Correlações:**

(a)

— Robertson e Campanella (1983)  
 — Kulhawy e Mayne (1990)  
 — Uzielli et al. (2013)  
 — Uzielli e Mayne (2019)

**Correlações:**

(b)



— Robertson e Campanella (1983)  
 — Kulhawy e Mayne (1990)  
 — Uzielli et al. (2013)  
 — Uzielli e Mayne (2019)

**Correlações:**

(c)

Fonte: Autor (2026)

#### 5.2.4.6 *Módulo de Young*

A partir da Figura 65, observa-se que, diferentemente do verificado na Praia de Moitas, os perfis da Praia da Requenguela não apresentam tendência de aumento do módulo de Young ( $E$ ) com a profundidade. Em vez disso, o comportamento acompanha de forma mais direta as variações previamente identificadas para a densidade relativa ( $D_r$ ) e o ângulo de atrito ( $\phi'$ ), em que os maiores valores de  $E$  concentram-se nas regiões mais compactas, até cerca de 3,0 m, enquanto nas porções menos densas são observadas as menores estimativas. Dessa forma, o módulo de deformabilidade demonstra-se, neste local, mais correlacionado ao estado de compactidade do que ao simples acréscimo da tensão efetiva com a profundidade.

Quanto ao comportamento das correlações, nota-se uma alternância entre as propostas quanto às estimativas máximas e mínimas. Nas regiões de maior compactidade, a correlação de Mayne (2006) fornece os maiores valores de módulo, ao passo que nas zonas menos compactas a correlação de Robertson e Cabal (2022) passa a apresentar as maiores estimativas, sendo essa tendência igualmente observada nos perfis da Praia de Moitas.

Em termos de magnitude, os ensaios ICP1 e ICP2 apresentam picos entre 70 e 80 MPa segundo a equação de Mayne (2006), enquanto a correlação de Robertson e Cabal (2022) produz valores máximos entre 40 e 60 MPa nessas mesmas profundidades. Nas regiões menos compactas, os valores máximos estimados são da ordem de 30 MPa segundo Robertson e Cabal (2022) e cerca de 20 MPa segundo Mayne (2006).

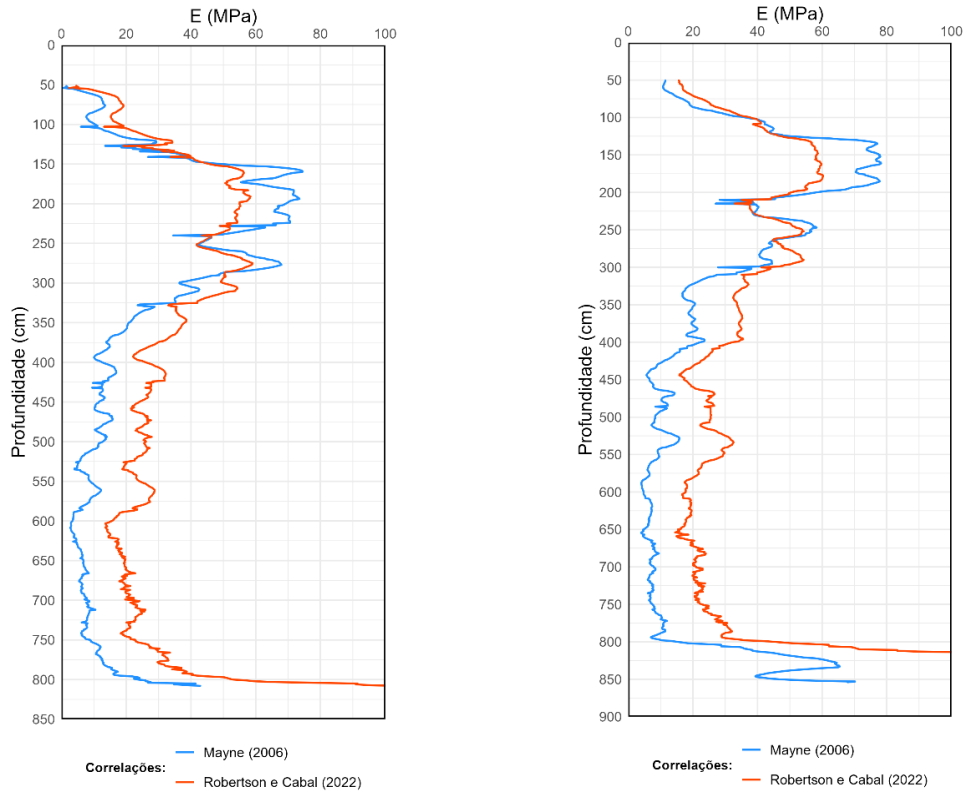
O ensaio ICP3 apresenta a maior discrepância entre as correlações, com valores máximos em torno de 40 MPa pela equação de Robertson e Cabal (2022) e cerca de 90 MPa pela correlação de Mayne (2006), embora nas regiões menos densas os valores se aproximem para magnitudes similares às observadas nos demais ensaios.

Nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3, após aproximadamente 8,0 m de profundidade, ocorre um aumento abrupto das estimativas de  $E$ , decorrente das leituras elevadas registradas pelo cone durante a penetração em material rochoso, dada a elevada rigidez do material.

#### 5.2.4.7 *Módulo de cisalhamento máximo*

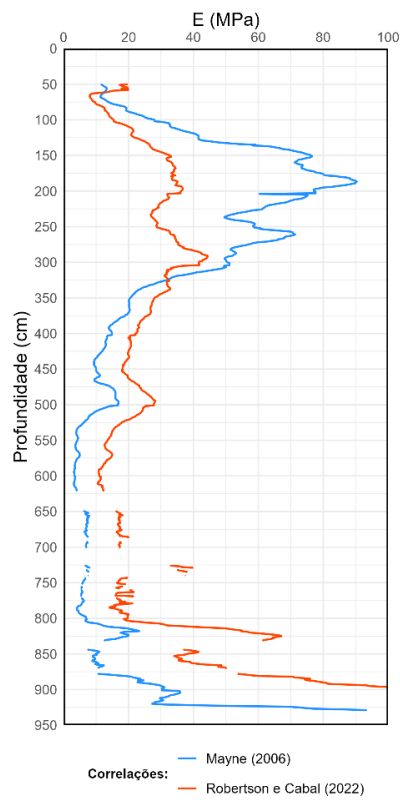
Os resultados das estimativas da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), apresentados na Figura 66, mostram diferenças claras entre as correlações aplicadas aos ensaios da Praia da Requenguela. A equação de Hegazy e Mayne (1995) fornece, de forma consistente, os menores valores ao longo dos perfis, enquanto a de Robertson e Cabal (2022) apresenta comportamento intermediário, e a de Baldi *et al.* (1989) retorna as maiores estimativas, reproduzindo o padrão

Figura 65 - Perfis do módulo de Young para os solos dos ensaios ICP (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



(a)

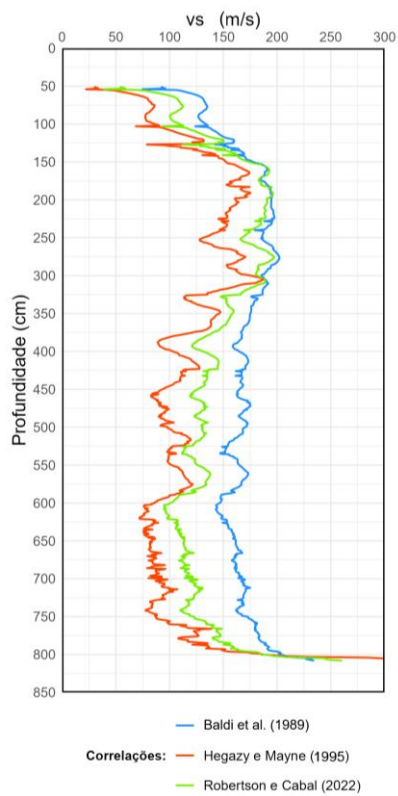
(b)



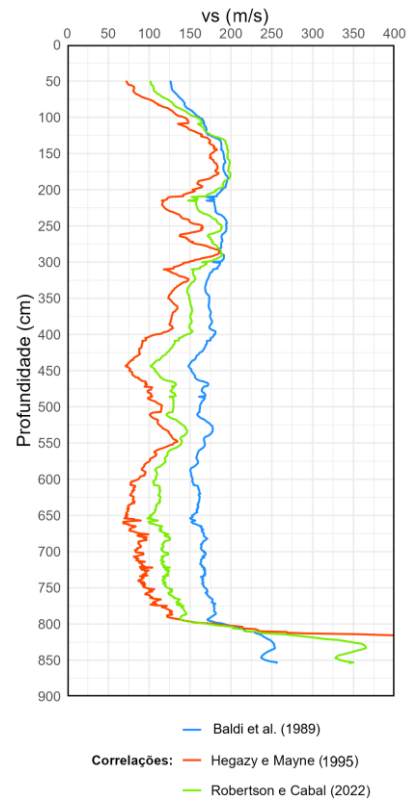
(c)

Fonte: Autor (2026)

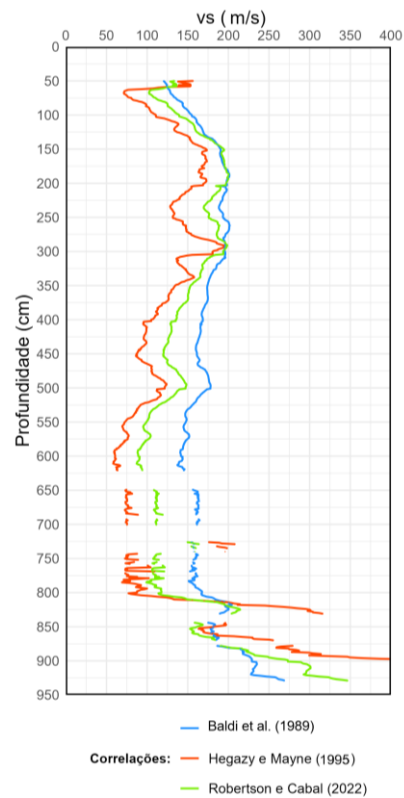
Figura 66 - Perfis de  $V_s$  para os solos dos ensaios ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



(a)



(b)



(c)

Fonte: Autor (2026)

observado nos ensaios da Praia de Moitas. Observam-se ainda trechos nos quais as três propostas convergem, bem como regiões onde a dispersão entre elas se acentua.

De maneira geral, nos três ensaios observa-se uma elevação inicial acentuada de  $V_s$ , associado à camada superficial mais compacta, seguido por uma redução e posterior estabilização dos valores ao longo do restante do perfil. Diferentemente do comportamento clássico esperado, na qual a velocidade de onda cisalhante tende a crescer com a profundidade devido ao aumento das tensões de confinamento, não se verifica, neste local, uma tendência sistemática de incremento de  $V_s$ . O comportamento praticamente constante ao longo do perfil indica uma variação reduzida da rigidez com a profundidade.

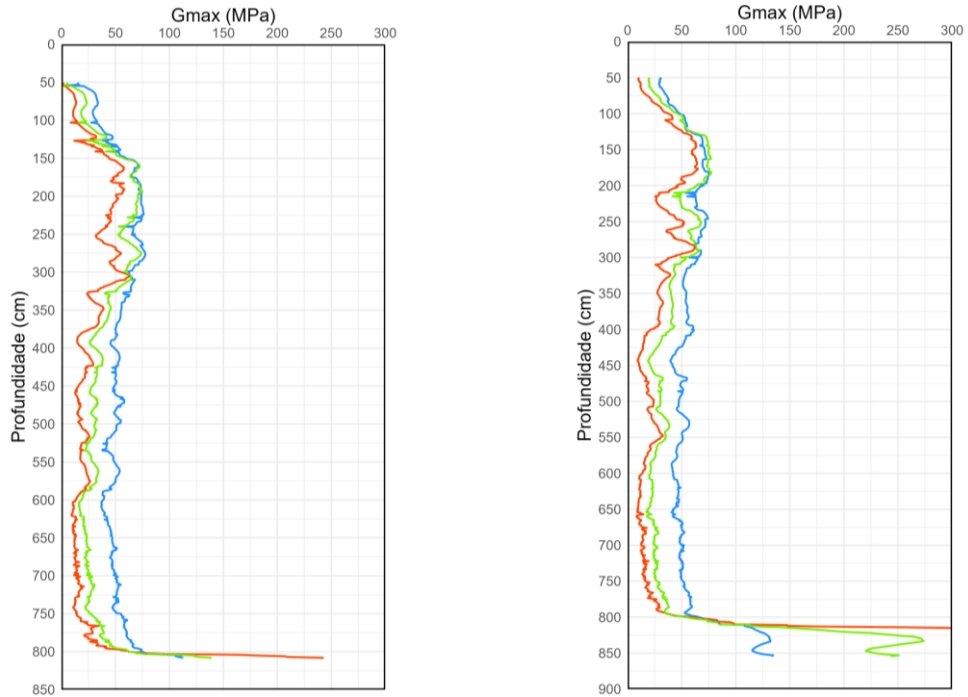
A partir de aproximadamente 8,0 m de profundidade, quando o cone passa a penetrar em material rochoso, observam-se picos abruptos nas estimativas das três correlações. Esses valores refletem leituras anômalas associadas ao contato com material muito rígido, condição para a qual as equações empíricas de  $V_s$  aparentemente são aplicáveis.

Em relação ao módulo cisalhante máximo ( $G_{\text{máx}}$ ), este foi estimado novamente com base na correlação entre a velocidade de propagação da onda cisalhante ( $V_s$ ) e o peso específico dos solos, adotando-se, para esse cálculo, os valores de peso específico obtidos pela correlação de Lunne *et al.* (1997).

De acordo com a Figura 67, verifica-se que, nos três ensaios avaliados, a variação do  $G_{\text{máx}}$  ao longo dos perfis acompanha o mesmo padrão observado para a  $V_s$ , o que era esperado, dado que o módulo cisalhante máximo depende diretamente desse parâmetro. Dessa forma, as diferenças entre os resultados refletem essencialmente as variações previamente identificadas na estimativa da  $V_s$ .

Em relação a magnitude dos valores, verifica-se esses sempre abaixo do 100 MPa, observando aumento apenas nas regiões onde os dados passam a representar as camadas mais compactas próximas ao material rochoso e ao próprio material rochoso.

Figura 67 - Perfis de  $G_{m\acute{a}x}$  para os solos dos ensaios ICP (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)

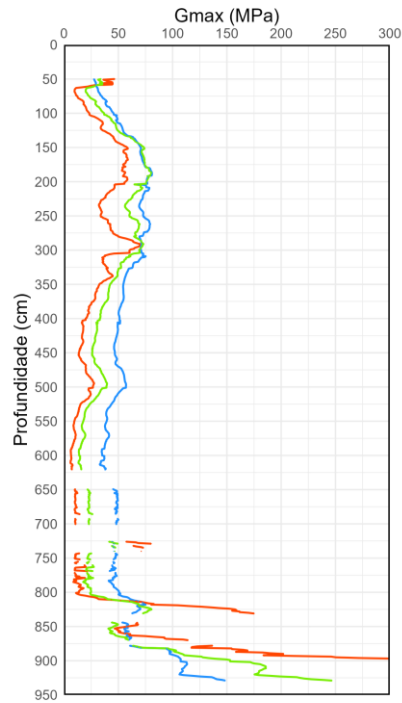


— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

(a)

(b)



— Baldi et al. (1989)  
**Correlações:** — Hegazy e Mayne (1995)  
 — Robertson e Cabal (2022)

(c)

Fonte: Autor (2026)

## 6 COMPARAÇÃO DE ESTIMATIVAS DE PARÂMETROS PELO PIEZOCONO E POR ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Neste capítulo são realizadas comparações entre os resultados das estimativas de parâmetros obtidas pelo CPTu e as estimativas realizadas por outros ensaios de campo, assim como também com parâmetros obtidos a partir de ensaios de laboratório, quando disponíveis.

### 6.1 Praia de Moitas

#### 6.1.1 *Peso específico*

A partir da Figura 68, é possível comparar os resultados das estimativas do peso específico dos solos analisados na Praia de Moitas com outros ensaios de campo realizados no local, como o SPT e o ensaio sísmico com uso do SDMT pelo Grupo de Pesquisa do Projeto Areias Calcáreas. Ressalta-se que, assim como os resultados obtidos pelo piezocone, em todos os outros ensaios, o peso específico também foi obtido a partir de correlações, sendo para o SPT utilizada as correlações de Godoy (1972) e para o ensaio sísmico com o SDMT o ábaco proposto por Marchetti e Crapps (1981).

No geral, a comparação visual dos resultados das estimativas indica ampla dispersão ao longo dos perfis dos três ensaios, indicando que não existe tendência de comportamento em relação a qual correlação apresenta os maiores e os menores valores, visto que em cada perfil os diferentes ensaios se alternam entre si entre as posições extremas e intermediárias, assim como também não apresentam nenhuma tendência de convergência entre si. Para a literatura, os valores do peso específico variam de 18 kN/m<sup>3</sup> e 21,5 kN/m<sup>3</sup> para solos arenosos, de forma que, a metodologia que forneceu resultados mais convergentes com as indicações da literatura foram o SPT e o piezocone com as correlações de Lunne *et al.* (1997) e Mayne *et al.* (2023), enquanto que os mais divergentes foram os do piezocone com as correlações de Robertson e Cabal (2010) e Mayne (2014).

Na Tabela 9 consta uma análise estatística básica da variação entre os valores, onde consta a média, o desvio padrão, o coeficiente de variação (cv) e a amplitude entre os valores.

Para o ensaio MT1, verifica-se considerável variação de resultados, na qual observa-se variações significativas a cada metro de solo investigado. Considerando profundidades com a presença de todos os ensaios, a menor variação neste ensaio é observada para a profundidade de 1,0 m, onde se verifica uma média de 18,95 kN/m<sup>3</sup>, com um desvio padrão de 1,05 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 5,52% e uma amplitude de 2,74 kN/m<sup>3</sup>.

Já a maior variação é observada na profundidade de 8,0 m, com um valor médio de 17,74 kN/m<sup>3</sup>, com um desvio padrão de 2,01 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 11,31% e uma amplitude de 5,30 kN/m<sup>3</sup>.

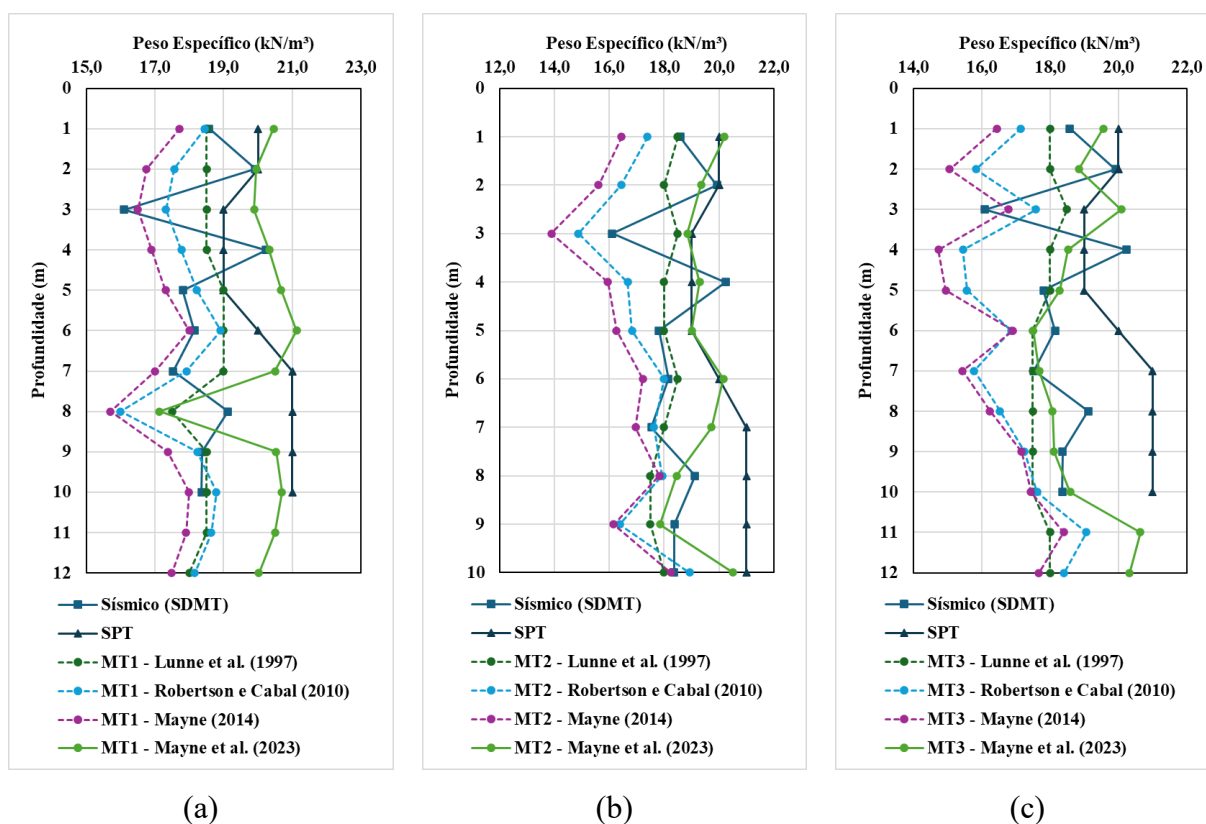
Para o ensaio MT2, novamente não se verifica padrão de comportamento, visto que, assim como no ensaio anterior, é observada muita variação entre as profundidades. Neste ensaio, a menor variação entre os ensaios se verifica na profundidade de 5,0 m, sendo verificado um valor médio de 17,82 kN/m<sup>3</sup>, um desvio padrão de 1,12 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 6,28% e uma amplitude de 2,74 kN/m<sup>3</sup>, enquanto que a maior diferença é observada na profundidade de 3,0 m, com um valor médio de 16,87 kN/m<sup>3</sup>, um desvio padrão de 2,22 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 13,14 % e uma amplitude de 5,11 kN/m<sup>3</sup>.

No ensaio MT3, verifica-se uma dispersão um pouco mais elevada entre os métodos, onde a menor variação é observada é na profundidade 6,0 m, considerando a região com presença de todos os ensaios, na qual tem-se um valor médio de 17,82 kN/m<sup>3</sup>, com desvio padrão de 1,17 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 6,54% e uma amplitude de 3,14 kN/m<sup>3</sup>. Já a maior variação é observada na profundidade de 4,0 m, com valor médio de 17,66 kN/m<sup>3</sup>, desvio padrão de 2,13 kN/m<sup>3</sup>, coeficiente de variação de 12,06% e 5,49 kN/m<sup>3</sup>.

De forma geral, a análise estatística realizada demonstra que, embora os métodos de campo (SPT, sísmico-SDMT e CPTu) apresentem estimativas de peso específico dentro de faixas semelhantes, não há um padrão consistente de concordância entre eles ao longo dos perfis analisados. A grande dispersão observada na Figura 55 e os valores de desvio padrão, coeficiente de variação e amplitude evidenciam que a variabilidade entre métodos é significativa e muda de acordo com a profundidade, sem indicar predominância sistemática de um método sobre os demais.

Assim, conclui-se que, para a Praia de Moitas, as estimativas de peso específico derivadas de diferentes correlações apresentam coerência geral em termos de ordem de grandeza, mas não mostram consistência suficiente para permitir a identificação de tendências claras ou para indicar um método específico como mais consistente em relação a previsões de peso específico de areias, em especial de areias com algum teor de carbonato.

Figura 68 - Perfis de peso específico do solo a partir de diversos ensaios de campo para MT1  
(a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

Tabela 9 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do peso específico dos solos nos ensaios MT1, MT2 e MT3

| Prof.<br>(m) | MT1   |            |        |      | MT2   |            |        |      | MT3   |            |        |      |
|--------------|-------|------------|--------|------|-------|------------|--------|------|-------|------------|--------|------|
|              | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp. | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp. | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp. |
| 1            | 18,95 | 1,05       | 5,52%  | 2,74 | 18,52 | 1,45       | 7,85%  | 3,74 | 18,29 | 1,37       | 7,50%  | 3,56 |
| 2            | 18,78 | 1,40       | 7,48%  | 3,25 | 18,22 | 1,87       | 10,24% | 4,39 | 17,94 | 2,08       | 11,61% | 4,94 |
| 3            | 17,88 | 1,49       | 8,31%  | 3,79 | 16,87 | 2,22       | 13,14% | 5,11 | 18,01 | 1,47       | 8,17%  | 3,98 |
| 4            | 18,79 | 1,36       | 7,22%  | 3,43 | 18,19 | 1,64       | 9,03%  | 4,29 | 17,66 | 2,13       | 12,06% | 5,49 |
| 5            | 18,67 | 1,18       | 6,35%  | 3,36 | 17,82 | 1,12       | 6,28%  | 2,74 | 17,27 | 1,62       | 9,39%  | 4,05 |
| 6            | 19,20 | 1,19       | 6,18%  | 3,14 | 18,67 | 1,17       | 6,28%  | 2,95 | 17,82 | 1,17       | 6,54%  | 3,14 |
| 7            | 18,82 | 1,63       | 8,69%  | 4,00 | 18,47 | 1,55       | 8,41%  | 4,04 | 17,49 | 1,97       | 11,28% | 5,56 |
| 8            | 17,74 | 2,01       | 11,31% | 5,30 | 18,64 | 1,29       | 6,92%  | 3,50 | 18,08 | 1,77       | 9,79%  | 4,75 |
| 9            | 19,00 | 1,43       | 7,52%  | 3,62 | 17,87 | 1,75       | 9,81%  | 4,85 | 18,23 | 1,44       | 7,87%  | 3,83 |
| 10           | 19,22 | 1,29       | 6,71%  | 3,01 | 19,17 | 1,27       | 6,63%  | 3,00 | 18,42 | 1,35       | 7,33%  | 3,55 |
| 11           | 18,89 | 1,12       | 5,93%  | 2,59 |       |            |        |      | 19,03 | 1,16       | 6,12%  | 2,65 |
| 12           | 18,42 | 1,11       | 6,02%  | 2,54 |       |            |        |      | 18,61 | 1,19       | 6,39%  | 2,65 |

Fonte: Autor (2026)

### 6.1.2 *Ângulo de Atrito*

Conforme relatado anteriormente, foram realizados vários outros ensaios, de laboratório e de campo, durante o Projeto Areias Calcáreas, financiado pela Petrobras, e cujo autor da presente pesquisa atuou como pesquisador. Neste contexto, foram utilizados resultados de ensaios realizados a partir de outros equipamentos, com a colaboração dos integrantes do grupo de pesquisa do projeto, para fins de comparação.

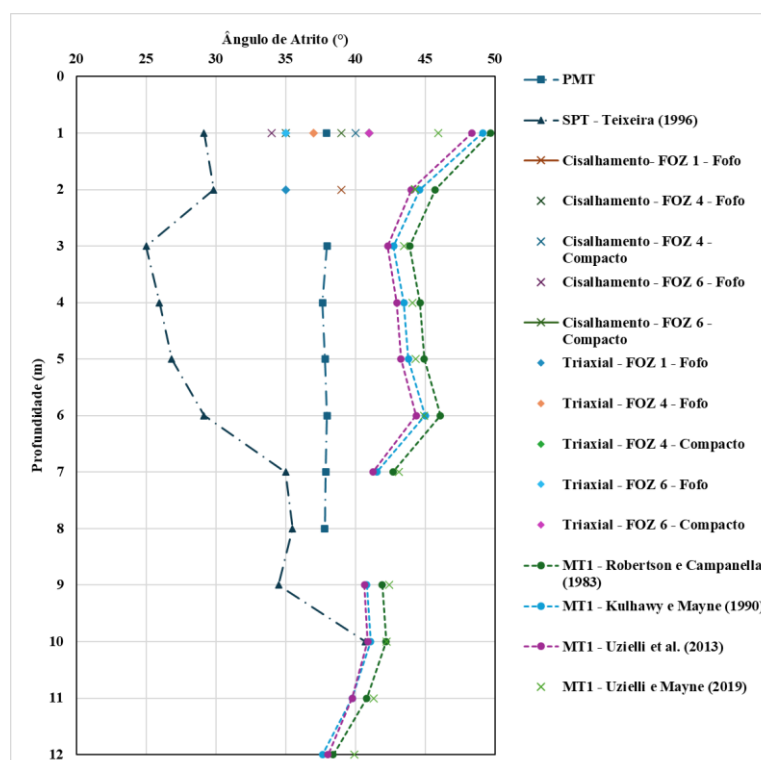
Os ensaios triaxiais do tipo CU foram realizados tanto no LEEG (Laboratório de Ensaio Especial em Geotecnia) quanto no Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Cariri (UFCA), parcialmente por Alves (2024) e por outros integrantes. Já os ensaios de cisalhamento direto saturado foram realizados tanto no laboratório da UFCA quanto no Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação (LMSP) da UFC, utilizando-se velocidades para ruptura do corpo de prova de 0,2 mm/min.

Dessa forma, a partir da Figura 69, observa-se para o ensaio MT1 uma ampla variabilidade nos valores de ângulo de atrito obtidos pelos diferentes ensaios utilizados na presente pesquisa. Verifica-se que os resultados obtidos pelas estimativas a partir do CPTu apresentam de forma constante os maiores valores, tanto na superfície, onde verifica-se valores maiores que os obtidos a partir dos ensaios de laboratório que também estão acima da faixa de valores observada na literatura, quanto também ao longo do ensaio em profundidades maiores.

Já os valores estimados a partir do SPT, conforme correlação de Teixeira (1996), são os que apresentam os menores valores, inclusive abaixo da faixa de valores esperados que são acima da faixa de 30° para areais, conforme a literatura, sendo a estimativa realizada pelo PMT, realizada por Nascimento (2026), a que apresenta um comportamento intermediário. Observa-se, após a profundidade de 10,0 m, que os valores estimados pelo SPT e pelo CPTu se aproximam.

No que tange aos resultados de laboratório, estes apresentam um comportamento intermediário entre os ensaios de campo, com valores variando em torno de 35° para ensaios no estado fofo, a 40° nos ensaios no estado compacto, coerentes com os valores observados na literatura.

Figura 69 - Perfil de ângulo de atrito efetivo dos solos a partir de diversos ensaios de laboratório e campo para o ensaio MT1



Fonte: Autor (2026)

A análise estatística que consta na Tabela 10 mostra constância na variação dos dados, principalmente até a profundidade de 6,0 m, que é a que todos os ensaios ainda têm dados disponíveis, sendo observados coeficientes de variação de 15,47% a 18,58%, assim como amplitudes que alcançam mais de 20° de diferença, como na profundidade de 1,0 m, indicando que esta é a profundidade em que mais há diferença absoluta entre as medidas extremas.

Para o ensaio MT2, conforme a Figura 70, observa-se que as mesmas tendências são verificadas principalmente nas profundidades mais superficiais, todavia, ao longo do aumento da profundidade, verifica-se uma aproximação dos dados do CPTu com os estimados pelo PMT. Novamente as estimativas realizadas a partir do SPT continuam a apresentar os menores valores.

Tabela 10 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do ângulo de atrito dos solos nos ensaios MT1, MT2 e MT3

| Prof. (m) | MT1   |            |        |       | MT2   |            |        |       | MT3   |            |        |       |
|-----------|-------|------------|--------|-------|-------|------------|--------|-------|-------|------------|--------|-------|
|           | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp.  | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp.  | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp.  |
| 1         | 40,15 | 6,21       | 15,47% | 20,52 | 39,76 | 5,71       | 14,37% | 19,59 | 39,29 | 5,00       | 12,74% | 17,30 |
| 2         | 40,35 | 6,01       | 14,89% | 15,87 | 38,93 | 4,87       | 12,51% | 13,52 | 38,10 | 4,26       | 11,18% | 12,14 |
| 3         | 39,23 | 7,29       | 18,58% | 18,89 | 36,48 | 5,68       | 15,57% | 15,20 | 39,72 | 7,60       | 19,14% | 19,75 |
| 4         | 39,79 | 7,24       | 18,18% | 18,68 | 37,07 | 5,53       | 14,90% | 14,23 | 35,31 | 4,77       | 13,50% | 13,56 |
| 5         | 40,16 | 7,01       | 17,47% | 18,10 | 35,93 | 4,49       | 12,50% | 11,86 | 34,20 | 4,06       | 11,86% | 11,08 |
| 6         | 41,24 | 6,60       | 16,00% | 16,94 | 38,77 | 4,93       | 12,72% | 13,01 | 34,11 | 2,92       | 8,55%  | 8,82  |
| 7         | 40,24 | 3,16       | 7,86%  | 8,13  | 38,35 | 1,81       | 4,72%  | 5,07  | 33,16 | 3,52       | 10,62% | 9,26  |
| 8         | 36,65 | 1,64       | 4,47%  | 2,32  | 34,98 | 1,65       | 4,72%  | 4,54  | 34,02 | 2,70       | 7,93%  | 7,15  |
| 9         | 40,07 | 3,20       | 8,00%  | 7,95  | 32,90 | 2,04       | 6,19%  | 4,69  | 33,36 | 1,65       | 4,95%  | 3,86  |
| 10        | 41,41 | 0,74       | 1,79%  | 1,52  | 40,88 | 0,50       | 1,23%  | 1,22  | 35,28 | 3,25       | 9,20%  | 8,01  |
| 11        | 40,41 | 0,77       | 1,90%  | 1,54  |       |            |        |       | 41,12 | 0,61       | 1,47%  | 1,26  |
| 12        | 38,50 | 0,99       | 2,58%  | 2,27  |       |            |        |       | 39,72 | 0,87       | 2,20%  | 1,89  |

Fonte: Autor (2026)

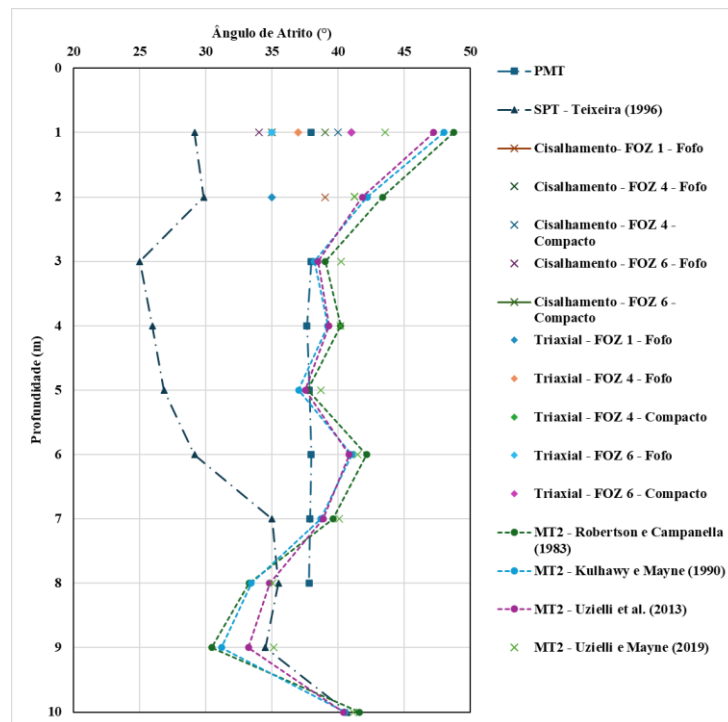
A análise estatística do ensaio MT2, que consta na Tabela 10, apresenta também constância até, principalmente, a profundidade de 6,0 m, em que se verificam coeficientes de variação de 11,86% a 19,59%, ligeiramente inferiores ao ensaio MT1, assim como amplitudes que alcançam até 19,59° de diferença, novamente na profundidade de 1,0 m.

Já no ensaio MT3, verifica-se a partir da Figura 71, que os dados estimados pelo CPTu passam a apresentar um comportamento intermediário entre os demais ensaios, principalmente após a profundidade de 3,0 m, posto que na superfície é verificada a continuidade da tendência de ampla variação entre os métodos.

Tal comportamento também se apresenta na análise estatística, conforme a Tabela 10, uma vez que se observam valores do coeficiente de variação inferiores aos outros ensaios nas profundidades intermediárias, sendo também verificados os mais baixos valores de amplitude entre todos os ensaios analisados, confirmando que neste ensaio os diferentes métodos de campo tenderam a apresentar um comportamento mais próximo.

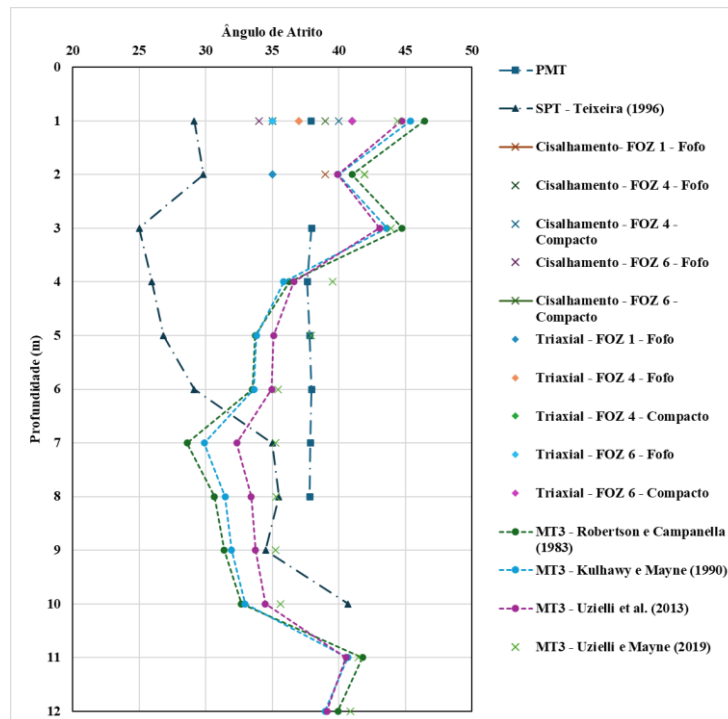
De modo geral, a comparação entre os diferentes métodos de obtenção do ângulo de atrito nos três perfis analisados revela que, embora exista uma coerência geral nas tendências observadas, permanece uma variabilidade significativa entre as estimativas.

Figura 70 - Perfil de ângulo de atrito do solo a partir de diversos ensaios de campo para o ensaio MT2



Fonte: Autor (2026)

Figura 71 - Perfil de ângulo de atrito do solo a partir de diversos ensaios de campo para o ensaio MT3



Fonte: Autor (2026)

### 6.1.3 *Módulo de Young*

Para o módulo de Young, foram utilizados valores obtidos a partir dos ensaios SPT e PMT, além do piezocone e de ensaios triaxiais do tipo CU.

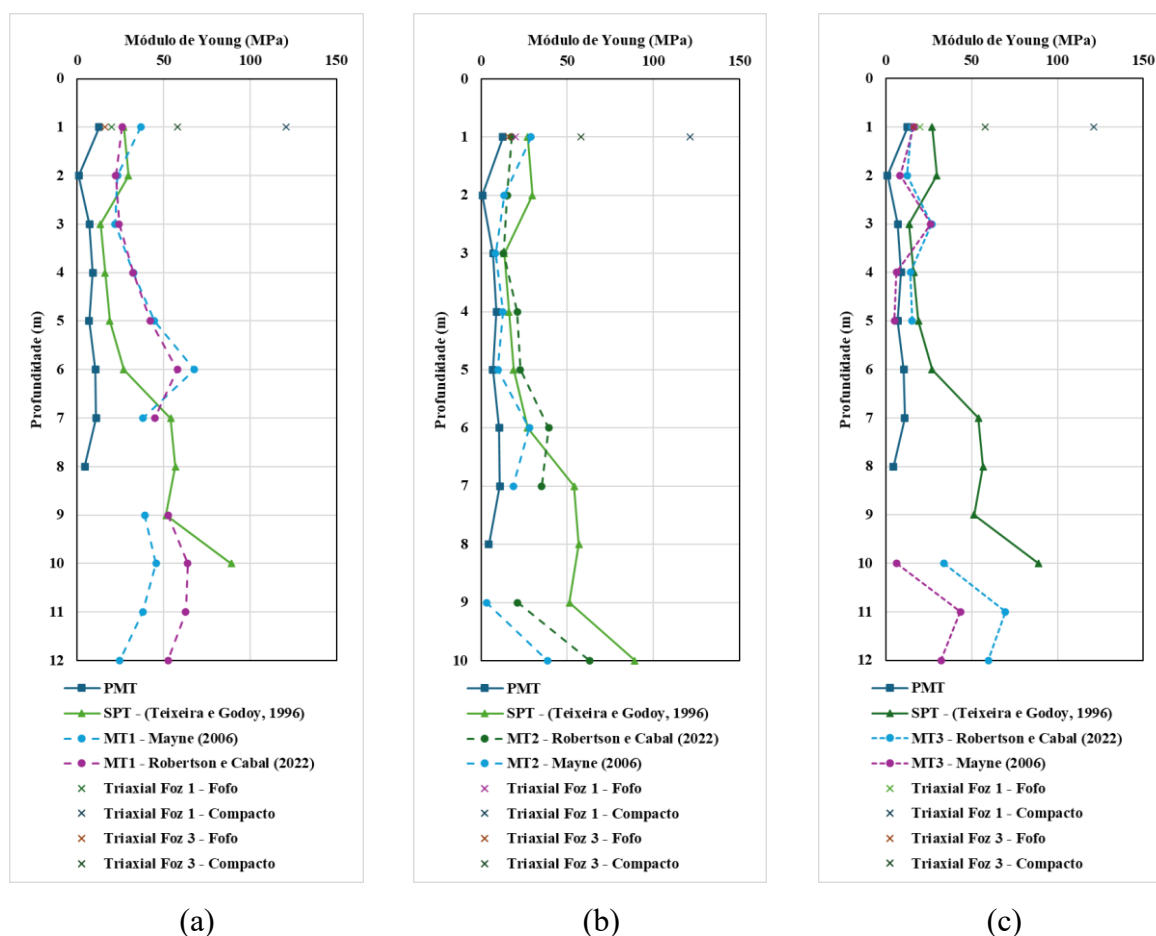
Na Figura 72 é possível verificar a comparação entre as diferentes estimativas dos ensaios de campo e de laboratório para o módulo de Young. Verifica-se para todos os ensaios de campo uma tendência de comportamento semelhante, de crescimento no valor do módulo com o aumento da profundidade. Todavia, mesmo sendo verificada esta tendência de comportamento semelhante, verifica-se elevada amplitude entre os valores estimados. Em relação aos ensaios triaxiais, há boa concordância na condição fofa, com valores médios em torno de 18 MPa, se aproximando dos valores estimados, todavia, na condição compacta, há elevada divergência, sendo observados os valores de 58 MPa e 121 MPa, muito acima dos estimados pelos ensaios de campo.

Observa-se que no ensaio MT1, os maiores valores são obtidos pelas estimativas do piezocone, enquanto para os outros dois ensaios verifica-se os maiores valores estimados pelo SPT, a partir da correlação de Teixeira e Godoy (1996), na qual os valores estimados pelos ensaios PMT, conforme Nascimento (2026), apresentam de forma consistente os menores e mais próximos valores, com aproximações pontuais dos outros ensaios.

A partir das análises estatísticas presentes na Tabela 11, confirma-se a observação das elevadas diferenças entre os ensaios, na qual os menores valores do coeficiente de variação observados são de 15,57%, 30,97% e 32,82% para os ensaios MT1, MT2 e MT3 respectivamente, enquanto são observados valores máximos superiores a 120% de variação entre os dados.

De modo geral, embora todos os métodos indiquem a mesma tendência de aumento do módulo de Young com a profundidade, as estimativas obtidas diferem de forma significativa, evidenciando elevada variabilidade entre os ensaios. No que se refere aos ensaios triaxiais, observa-se concordância apenas para a condição fofa, na qual os valores provenientes tanto dos ensaios de campo quanto dos ensaios laboratoriais situam-se dentro da faixa usualmente reportada na literatura para areias fofas, entre 10 MPa e 25 MPa. Para a condição compacta, embora os valores obtidos estejam compatíveis com as faixas esperadas para materiais nesse estado, estes se mostram superiores às estimativas dos ensaios de campo, o que indica que a compactidade dos materiais verificada a partir dos ensaios de campo é mais representativa de um comportamento fofo.

Figura 72 - Perfis do módulo de Young do solo a partir de ensaios de campo e ensaios triaxiais para MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

Tabela 11 - Análise estatística comparativa entre ensaios de campo para obtenção do módulo de Young dos solos nos ensaios MT1, MT2 e MT3

| Prof. (m) | MT1   |            |         |       | MT2   |            |         |       | MT3   |            |         |       |
|-----------|-------|------------|---------|-------|-------|------------|---------|-------|-------|------------|---------|-------|
|           | Média | Desv. Pad. | CV      | Amp.  | Média | Desv. Pad. | CV      | Amp.  | Média | Desv. Pad. | CV      | Amp.  |
| 1         | 25,60 | 9,94       | 38,84%  | 24,20 | 21,57 | 7,78       | 36,06%  | 16,47 | 17,76 | 6,35       | 35,78%  | 14,42 |
| 2         | 19,02 | 12,52      | 65,85%  | 28,80 | 14,81 | 11,79      | 79,62%  | 28,80 | 12,83 | 12,20      | 95,11%  | 28,80 |
| 3         | 16,63 | 7,88       | 47,42%  | 17,18 | 10,48 | 3,25       | 30,97%  | 6,50  | 18,32 | 9,69       | 52,91%  | 19,66 |
| 4         | 22,52 | 11,83      | 52,52%  | 23,60 | 14,70 | 5,09       | 34,64%  | 11,93 | 11,47 | 4,62       | 40,31%  | 9,93  |
| 5         | 28,21 | 18,35      | 65,06%  | 37,71 | 14,58 | 7,48       | 51,31%  | 15,85 | 11,54 | 6,66       | 57,74%  | 13,92 |
| 6         | 40,79 | 26,61      | 65,25%  | 57,24 | 26,20 | 11,81      | 45,09%  | 28,67 | 18,77 | 11,65      | 62,06%  | 16,47 |
| 7         | 36,90 | 18,50      | 50,13%  | 43,01 | 29,73 | 19,07      | 64,15%  | 43,01 | 32,50 | 30,41      | 93,59%  | 43,01 |
| 8         | 30,57 | 36,95      | 120,88% | 52,26 | 30,57 | 36,95      | 120,88% | 52,26 | 30,57 | 36,95      | 120,88% | 52,26 |
| 9         | 47,62 | 7,42       | 15,57%  | 13,40 | 25,28 | 24,28      | 96,03%  | 48,06 | 51,30 | -          | -       | -     |
| 10        | 66,20 | 21,83      | 32,97%  | 43,47 | 63,47 | 25,35      | 39,94%  | 50,69 | 43,17 | 42,10      | 97,52%  | 82,69 |
| 11        | 50,36 | 17,55      | 34,86%  | 24,83 |       |            |         |       | 56,45 | 18,53      | 32,82%  | 26,20 |
| 12        | 38,54 | 19,70      | 51,11%  | 27,86 |       |            |         |       | 45,95 | 19,57      | 42,58%  | 27,67 |

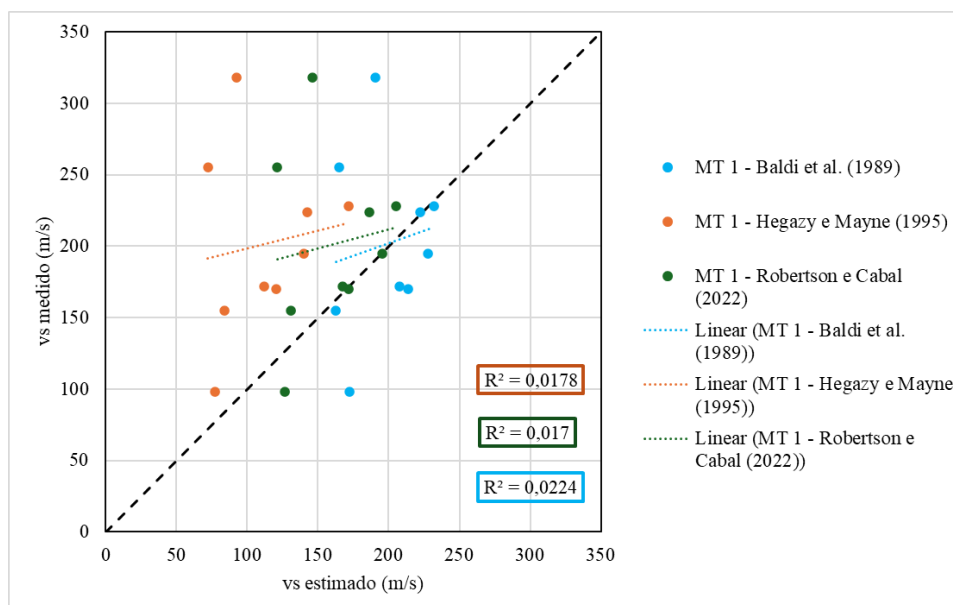
Fonte: Autor (2026)

### 6.1.4 Módulo cisalhante máximo

Para avaliar a estimativa da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), parâmetro fundamental na estimativa de  $G_{m\acute{a}x}$ , para os dados da Praia de Moitas a partir das correlações escolhidas, foi utilizada a metodologia presente em Stuyts *et al.* (2024), que consiste em uma comparação direta entre valores estimados por correlações e valores medidos a partir da realização de um ensaio sísmico, que neste caso trata-se de ensaio do tipo “downhole” com uso de um equipamento SDMT, na qual são plotados os dados estimados e medidos em um gráfico de dispersão, sendo realizada uma regressão linear para cada conjunto de dados, visando a obtenção do parâmetro  $R^2$ , utilizado para analisar se há ou não correlação entre as variáveis, na qual, a obtenção de valores próximos a 1 indica uma boa concordância entre o que é estimado e medido, enquanto que valores próximos a 0 indicam nenhuma concordância entre o que é medido e o que é estimado.

Em relação ao ensaio MT1 verifica-se que, a partir da Figura 73, não foram obtidas boas concordâncias entre as estimativas e os valores medidos. A correlação de Baldi *et al.* (1989) apresenta um  $R^2$  de 0,0224, a de Hegazy e Mayne (1995) apresenta um  $R^2$  de 0,0178 e a de Robertson e Cabal (2022) apresenta um  $R^2$  de apenas 0,017.

Figura 73 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio MT1



Fonte: Autor (2026)

Já para o ensaio MT2, nota-se, a partir da Figura 74, que também não se verifica nenhuma correlação entre os valores estimados e medidos, posto que a correlação de Baldi *et*

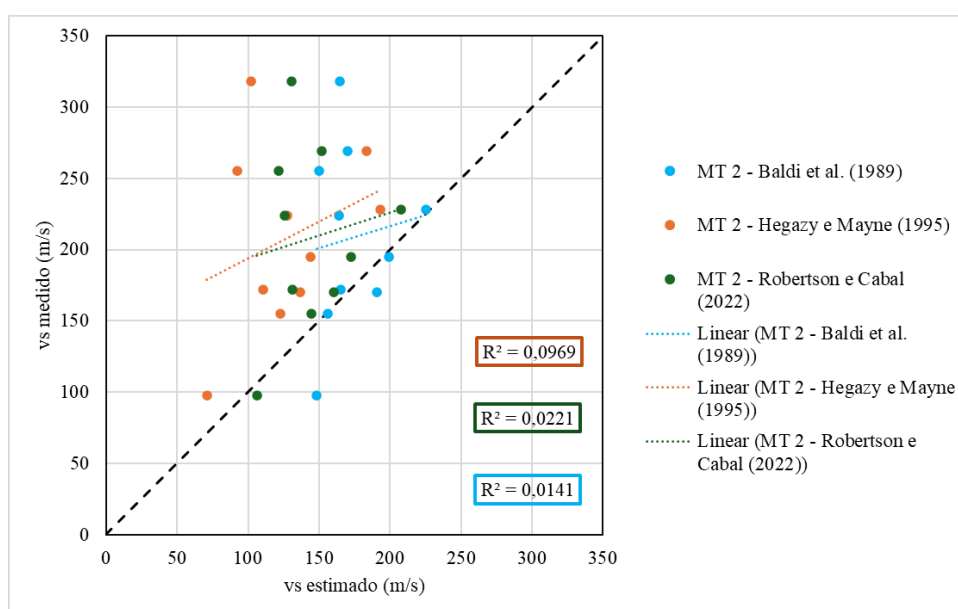
*al.* (1989) apresenta um  $R^2$  de 0,0141, a de Hegazy e Mayne (1995) apresenta um  $R^2$  de 0,0969 e a de Robertson e Cabal (2022) apresenta um  $R^2$  de 0,0221.

No ensaio MT3, observa-se tendências similares aos outros ensaios, na qual não se verifica qualquer correlação entre os valores estimados e medidos, conforme a Figura 75, onde a correlação de de Baldi *et al.* (1989) apresenta um  $R^2$  de 0,0524, a de Hegazy e Mayne (1995) apresenta um  $R^2$  de 0,0057 e a de Robertson e Cabal (2022) apresenta um  $R^2$  de 0,027.

De modo geral, os resultados obtidos para os três ensaios analisados (MT1, MT2 e MT3), ao considerar todo o conjunto de dados, indicam que nenhuma das correlações avaliadas apresentou capacidade de reproduzir adequadamente os valores de velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) medidos pelo ensaio sísmico, onde os valores de  $R^2$  permaneceram muito próximos de zero, demonstrando baixa concordância entre as estimativas e as medições.

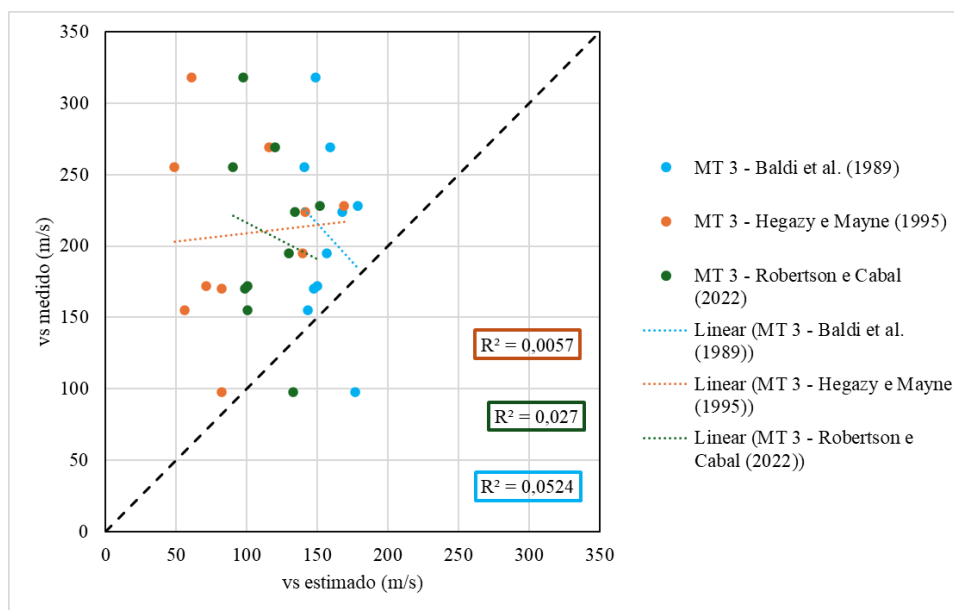
Observa-se, contudo, que dois pontos obtidos a partir do ensaio sísmico apresentam comportamento discrepante em relação à tendência geral dos dados, sendo estes pontos localizados nas profundidades de 2,0 m e 4,0 m, exercendo influência significativa sobre o ajuste da regressão linear, de forma que esses valores podem estar associados a condições locais específicas que não foram plenamente identificadas pelo ensaio de piezocone e consequentemente suas estimativas a partir das correlações.

Figura 74 - Gráfico de dispersão entre Medidas de  $V_s$  para o ensaio MT2



Fonte: Autor (2026)

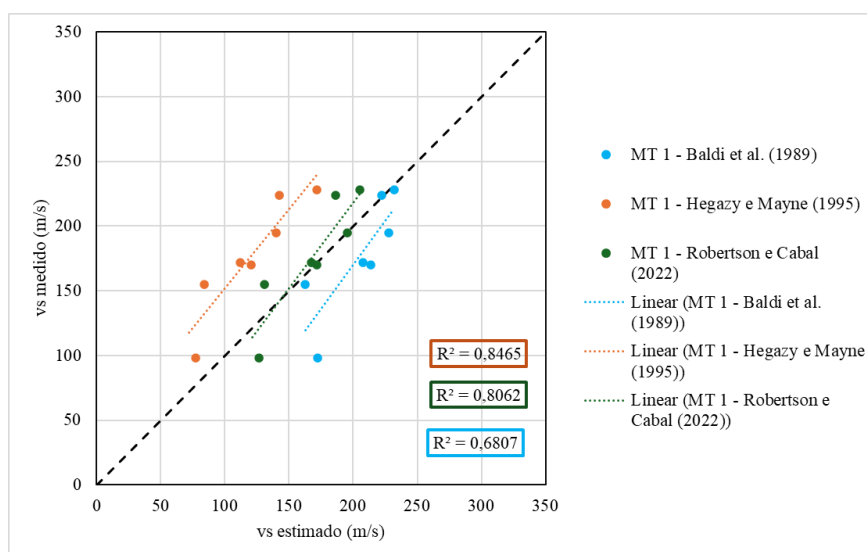
Figura 75 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio MT3



Fonte: Autor (2026)

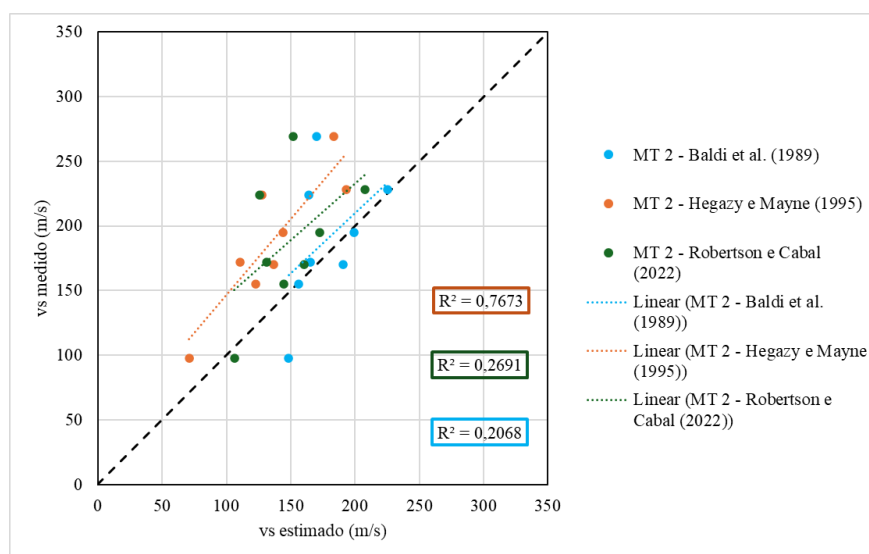
Dessa forma, procedeu-se com a exclusão desses dois pontos, onde, conforme as Figuras 76, 77 e 78, observa-se aumento expressivo do coeficiente de determinação de algumas correlações em alguns ensaios, como das três correlações no ensaio MT1, alcançando valores de  $R^2$  entre 0,68 e 0,85, indicando elevada correlação, assim como valor de  $R^2$  de 0,76 no ensaio MT2 para a correlação de Hegazy e Mayne (1995), da mesma forma que esta correlação no ensaio MT3 apresenta  $R^2$  de 0,42.

Figura 76 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio MT1, considerando a diminuição do conjunto de dados



Fonte: Autor (2026)

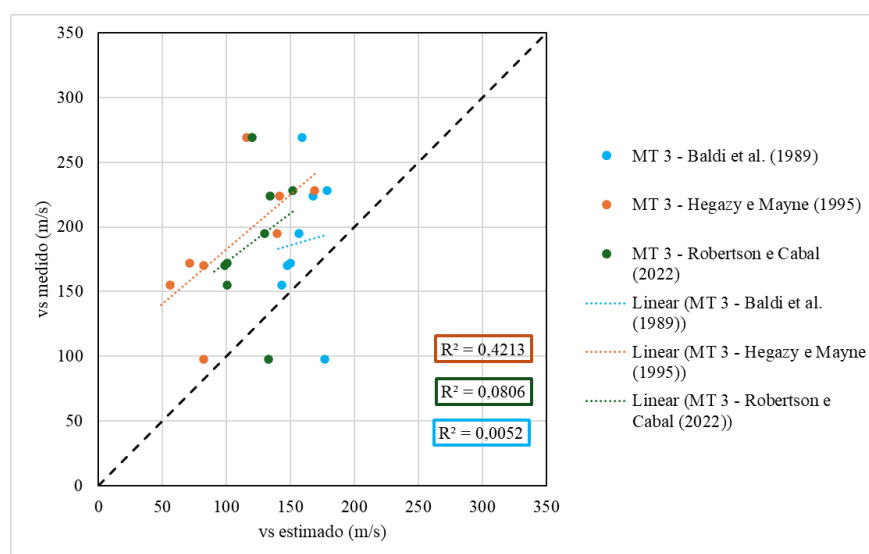
Figura 77 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio MT2, considerando a diminuição do conjunto de dados



Fonte: Autor (2026)

Essa melhora nos valores de  $R^2$  indica que, para o subconjunto de dados remanescente, a relação entre os parâmetros torna-se mais consistente e linear. Ressalta-se, todavia, que essa melhora não deve ser interpretada como evidência definitiva da robustez das correlações em comparação com a medida de campo, mas sim como indicativo de que sua aplicabilidade pode estar restrita a determinadas condições geotécnicas do local de ensaio.

Figura 78 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio MT3, considerando a diminuição do conjunto de dados

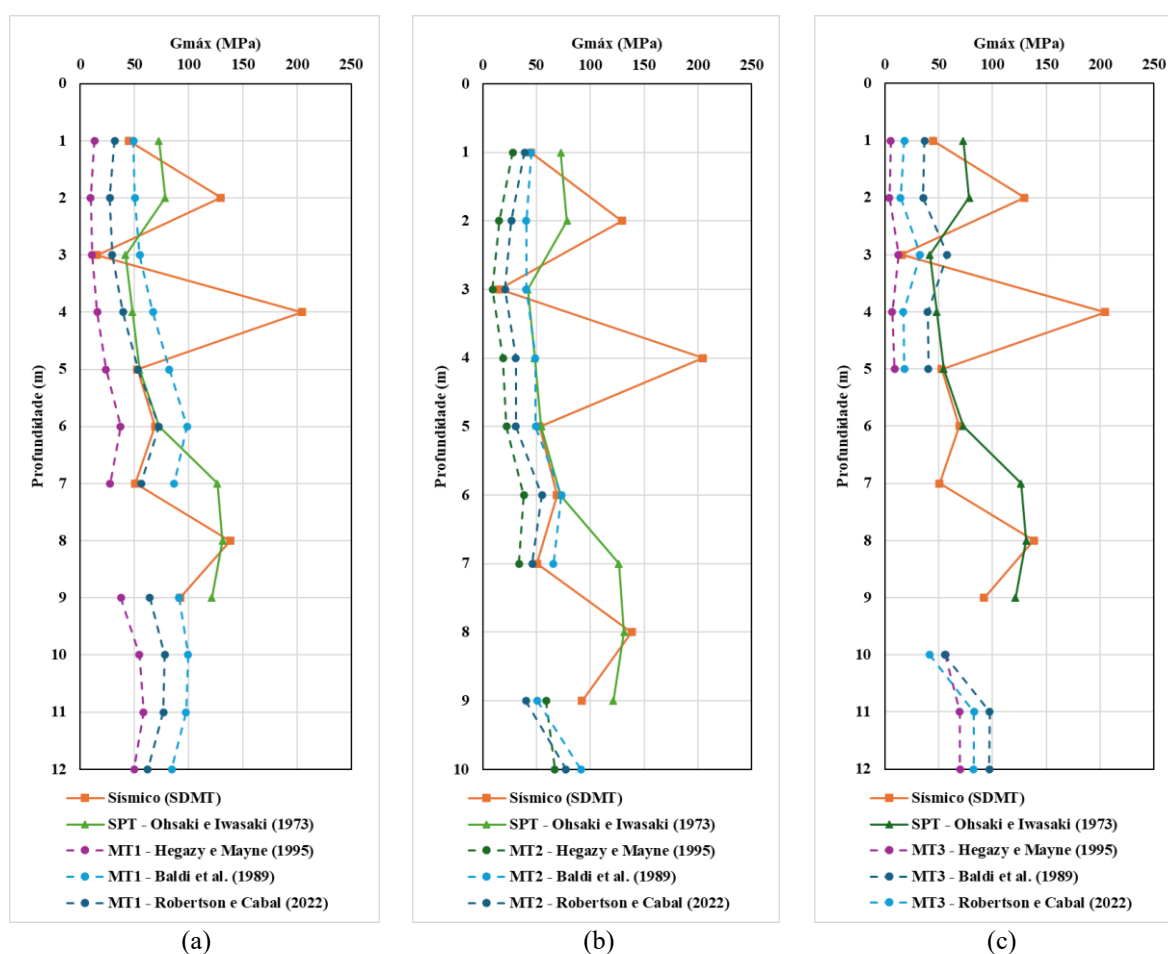


Fonte: Autor (2026)

Complementarmente, a Figura 79 apresenta os perfis do módulo cisalhante máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) obtidos para os ensaios MT1, MT2 e MT3. Esses perfis foram calculados a partir dos valores de velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) determinados pelo ensaio sísmico e por correlações baseadas nos resultados do piezocone, com aplicação da teoria da elasticidade, bem como estimados a partir do ensaio SPT por meio da correlação proposta por Ohsaki e Iwasaki (1973).

Observa-se uma proximidade entre as estimativas, destacando-se que as correlações associadas ao piezocone fornecem sistematicamente os menores valores de  $G_{m\acute{a}x}$ , enquanto as estimativas derivadas do ensaio sísmico e do SPT apresentam os maiores valores, alternando-se entre si e exibindo comportamento semelhante em determinados trechos dos perfis. Os valores das estimativas do piezocone e do SPT, assim como maioria dos trechos do ensaio sísmico permanecem abaixo de 150 MPa, indicando camadas de materiais fofos a compactos, enquanto em um ponto específico o resultado do ensaio sísmico ultrapassa os 200 MPa, indicativo de um material mais compacto.

Figura 79 - Perfis de  $G_{m\acute{a}x}$  a partir de ensaios de campo para MT1 (a), MT2 (b) e MT3 (c)



Fonte: Autor (2026)

## 6.2 Praia da Requenguela

### 6.2.1 *Peso específico*

A partir da Figura 80, é possível comparar os resultados das estimativas do peso específico dos solos analisados na Praia da Requenguela com outros ensaios de campo realizados no local, como o SPT e o ensaio sísmico com uso do SDMT, pelo Grupo de Pesquisa do Projeto Areias Calcáreas, na qual para estes ensaios, foram utilizadas as correlações de Godoy (1972) para o SPT, e o ábaco proposto de Marchetti e Crapps (1981) para o SDMT.

A avaliação visual mostra grande variabilidade entre os ensaios de campo para os três locais, sendo observada uma maior convergência nos metros iniciais do perfil, onde o solo se verificou mais compacto, sendo observada uma maior dispersão dos valores após essa profundidade.

Conforme a literatura, o peso específico usualmente varia entre 18 kN/m<sup>3</sup> e 21,5 kN/m<sup>3</sup> para solos arenosos, na qual a metodologia que forneceu resultados mais convergentes com as indicações da literatura foi o piezocone com as correlações de Lunne *et al.* (1997) e Mayne *et al.* (2023), assim como o ensaio sísmico, enquanto os mais divergentes foram o SPT e o piezocone com as correlações de Robertson e Cabal (2010) e Mayne (2014).

Na Tabela 12 é apresentada uma análise estatística básica da variação entre os valores estimados por metro, onde consta a média, o desvio padrão, o coeficiente de variação (cv) e a amplitude entre os valores.

Tabela 12 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do peso específico dos solos nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3

| Prof.<br>(m) | ICP1  |            |        |      | ICP2  |            |        |      | ICP3  |            |        |       |
|--------------|-------|------------|--------|------|-------|------------|--------|------|-------|------------|--------|-------|
|              | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp. | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp. | Média | Desv. Pad. | CV     | Amp.  |
| 1            | 18,83 | 2,83       | 15,05% | 7,47 | 19,65 | 2,24       | 11,40% | 6,02 | 19,28 | 2,71       | 14,06% | 7,32  |
| 2            | 19,49 | 1,47       | 7,56%  | 3,84 | 19,40 | 1,50       | 7,75%  | 3,82 | 19,57 | 1,41       | 7,22%  | 3,73  |
| 3            | 18,79 | 1,19       | 6,32%  | 2,95 | 18,55 | 1,21       | 6,52%  | 2,66 | 18,96 | 1,23       | 6,50%  | 3,31  |
| 4            | 17,10 | 1,52       | 8,90%  | 4,29 | 17,30 | 1,78       | 10,28% | 4,91 | 17,15 | 1,57       | 9,16%  | 4,47  |
| 5            | 16,91 | 2,42       | 14,28% | 6,31 | 17,06 | 2,25       | 13,18% | 6,15 | 17,28 | 2,37       | 13,73% | 6,60  |
| 6            | 16,58 | 2,66       | 16,07% | 7,37 | 16,69 | 2,66       | 15,96% | 7,37 | 15,76 | 3,25       | 20,59% | 7,94  |
| 7            | 17,67 | 2,62       | 14,85% | 7,35 | 17,60 | 2,82       | 16,05% | 7,84 | 16,85 | 3,81       | 22,60% | 10,35 |
| 8            | 20,17 | 2,77       | 13,75% | 7,30 | 20,01 | 2,85       | 14,23% | 7,38 | 18,79 | 3,97       | 21,12% | 10,83 |

Fonte: Autor (2026)

Para o ensaio ICP1, a menor variação é observada para a profundidade de 3,0 m, onde se verifica uma média de 18,79 kN/m<sup>3</sup>, com um desvio padrão de 1,19 kN/m<sup>3</sup>, um

coeficiente de variação de 6,32% e uma amplitude de 2,95 kN/m<sup>3</sup>. Já a maior variação é observada na profundidade de 6,0 m, com um valor médio de 16,58 kN/m<sup>3</sup>, com um desvio padrão de 2,66 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 16,07 % e uma amplitude de 7,37 kN/m<sup>3</sup>.

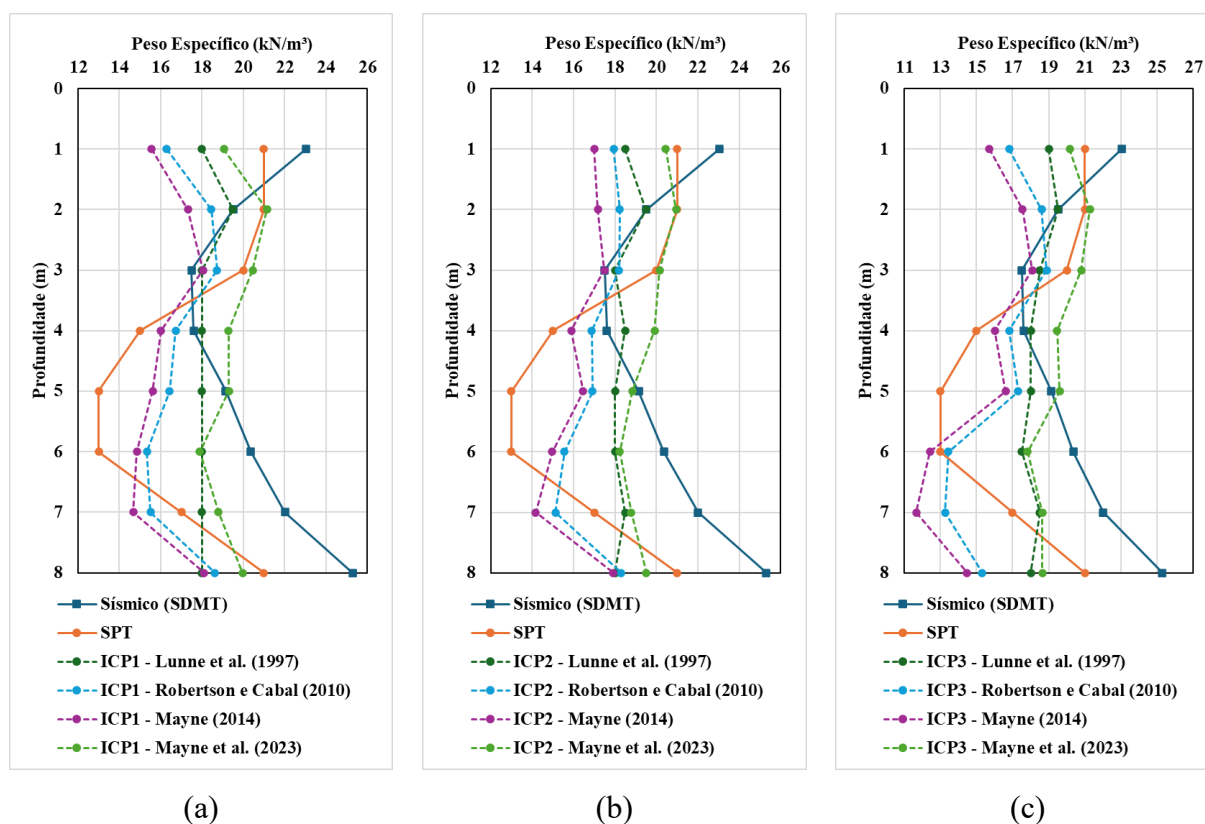
Já no ensaio ICP2, a menor variação entre os ensaios se verifica na profundidade de 3,0 m, a mesma do ensaio ICP1, sendo verificado um valor médio de 18,55 kN/m<sup>3</sup>, um desvio padrão de 1,21 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 6,52% e uma amplitude de 2,66 kN/m<sup>3</sup>, enquanto que a maior diferença é observada na profundidade de 7,0 m, com um valor médio de 17,60 kN/m<sup>3</sup>, um desvio padrão de 2,82 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 16,05 % e uma amplitude de 7,84 kN/m<sup>3</sup>.

No ensaio ICP3, a menor variação é novamente observada é na profundidade 3,0 m, onde tem-se um valor médio de 18,96 kN/m<sup>3</sup>, com desvio padrão de 1,23 kN/m<sup>3</sup>, um coeficiente de variação de 6,50% e uma amplitude de 3,31 kN/m<sup>3</sup>. Já a maior variação é observada novamente observada na profundidade de 7,0 m, com valor médio de 16,85 kN/m<sup>3</sup>, desvio padrão de 3,97 kN/m<sup>3</sup>, coeficiente de variação de 22,60% e 10,35 kN/m<sup>3</sup>.

Em síntese, a comparação entre as estimativas de peso específico obtidas pelos diferentes ensaios de campo na Praia da Requenguela evidencia que, apesar de apresentarem valores relativamente próximos em termos de ordem de grandeza, há uma variabilidade significativa entre os métodos ao longo dos perfis.

Observa-se que os primeiros metros tendem a apresentar maior convergência entre os ensaios, na qual, a partir de maiores profundidades, contudo, a dispersão entre os métodos aumenta substancialmente, como demonstrado pelos valores elevados de desvio padrão, amplitude e coeficiente de variação após a profundidade de 3,0 m, de forma que novamente não mostram consistência suficiente a ponto de permitir a identificação de tendências ou um ensaio específico que seja mais consistente em relação a previsões de peso específico para os solos estudados.

Figura 80 - Perfis de peso específico do solo a partir de diversos ensaios de campo ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

### 6.2.2 *Ângulo de Atrito*

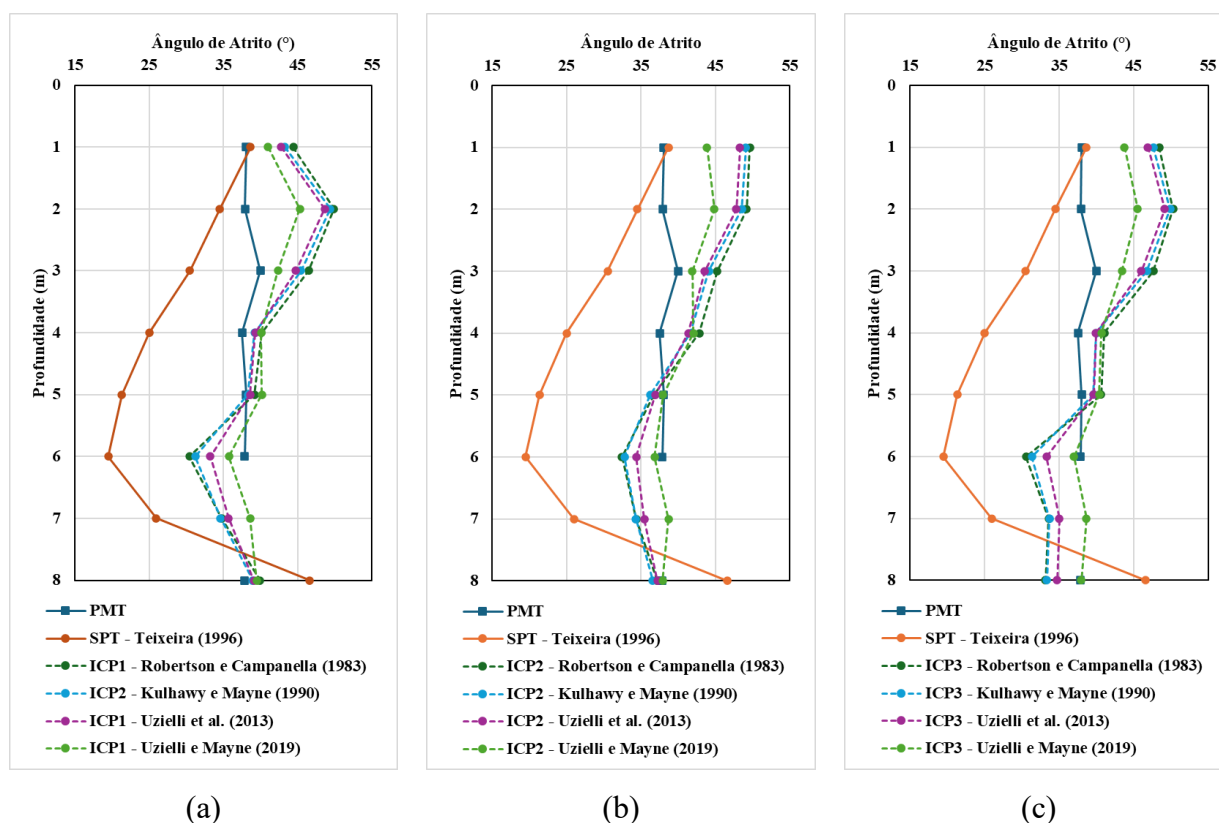
Em relação a Praia da Requenguela, para efeitos de comparação com o CPTu, estão disponíveis apenas as estimativas a partir dos ensaios de SPT, conforme correlação de Teixeira (1996) e PMT, realizada por Nascimento (2026).

A partir da Figura 81 é possível analisar o comportamento das estimativas obtidas a partir dos ensaios realizados. Observa-se que as estimativas derivadas do SPT são as mais discrepantes, apresentando valores fora da faixa usualmente reportada na literatura para solos arenosos. Em contraste, as estimativas provenientes do PMT e do CPTu mostram maior convergência entre si, com valores compatíveis com solos arenosos, porém indicativos de elevada compactidade, principalmente nos metros iniciais do perfil, onde são registrados valores superiores a  $35^\circ$ . Destaca-se, ainda, a ocorrência de valores praticamente coincidentes em determinadas profundidades, como aos 5,0 m e 6,0 m.

Em relação a análise estática realizada conforme a Tabela 13, nota-se os elevados valores do coeficiente de variação, causados principalmente pela discrepância dos resultados do SPT, assim como também os elevados valores de amplitude observados.

Figura 81 - Perfis de ângulo de atrito do solo a partir de diversos ensaios de campo para ICP1

(a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

Dessa forma, para a Praia de Requenguela, verifica-se uma maior proximidade entre as estimativas realizadas entre o CPTu e o PMT, na qual ainda sim apresentam certa variação, onde o SPT, a partir da forma de estimativa utilizada, é o ensaio que apresenta as maiores diferenças entre todos os métodos.

Tabela 13 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do ângulo de atrito dos solos nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3

| Prof.<br>(m) | ICP1  |               |        |       | ICP2  |               |        |       | ICP3  |               |        |       |
|--------------|-------|---------------|--------|-------|-------|---------------|--------|-------|-------|---------------|--------|-------|
|              | Média | Desv.<br>Pad. | CV     | Amp.  | Média | Desv.<br>Pad. | CV     | Amp.  | Média | Desv.<br>Pad. | CV     | Amp.  |
| 1            | 41,36 | 2,59          | 6,26%  | 6,39  | 44,59 | 5,25          | 11,78% | 11,59 | 43,91 | 4,59          | 10,46% | 10,41 |
| 2            | 44,27 | 6,54          | 14,78% | 15,39 | 43,80 | 6,17          | 14,09% | 14,71 | 44,55 | 6,77          | 15,20% | 15,80 |
| 3            | 41,57 | 5,91          | 14,22% | 15,98 | 40,88 | 5,42          | 13,25% | 14,77 | 42,38 | 6,45          | 15,23% | 17,16 |
| 4            | 36,86 | 5,89          | 15,98% | 15,14 | 38,40 | 6,82          | 17,76% | 17,80 | 37,35 | 6,18          | 16,53% | 16,03 |
| 5            | 35,93 | 7,19          | 20,02% | 18,83 | 34,53 | 6,51          | 18,85% | 16,71 | 36,59 | 7,53          | 20,59% | 19,29 |
| 6            | 31,32 | 6,43          | 20,54% | 18,39 | 32,29 | 6,64          | 20,56% | 18,39 | 31,59 | 6,62          | 20,97% | 18,39 |
| 7            | 33,93 | 4,74          | 13,97% | 12,66 | 33,75 | 4,71          | 13,96% | 12,75 | 33,37 | 4,62          | 13,86% | 12,68 |
| 8            | 40,31 | 3,17          | 7,87%  | 8,82  | 38,87 | 3,83          | 9,84%  | 10,05 | 37,27 | 5,04          | 13,53% | 13,47 |

Fonte: Autor (2026)

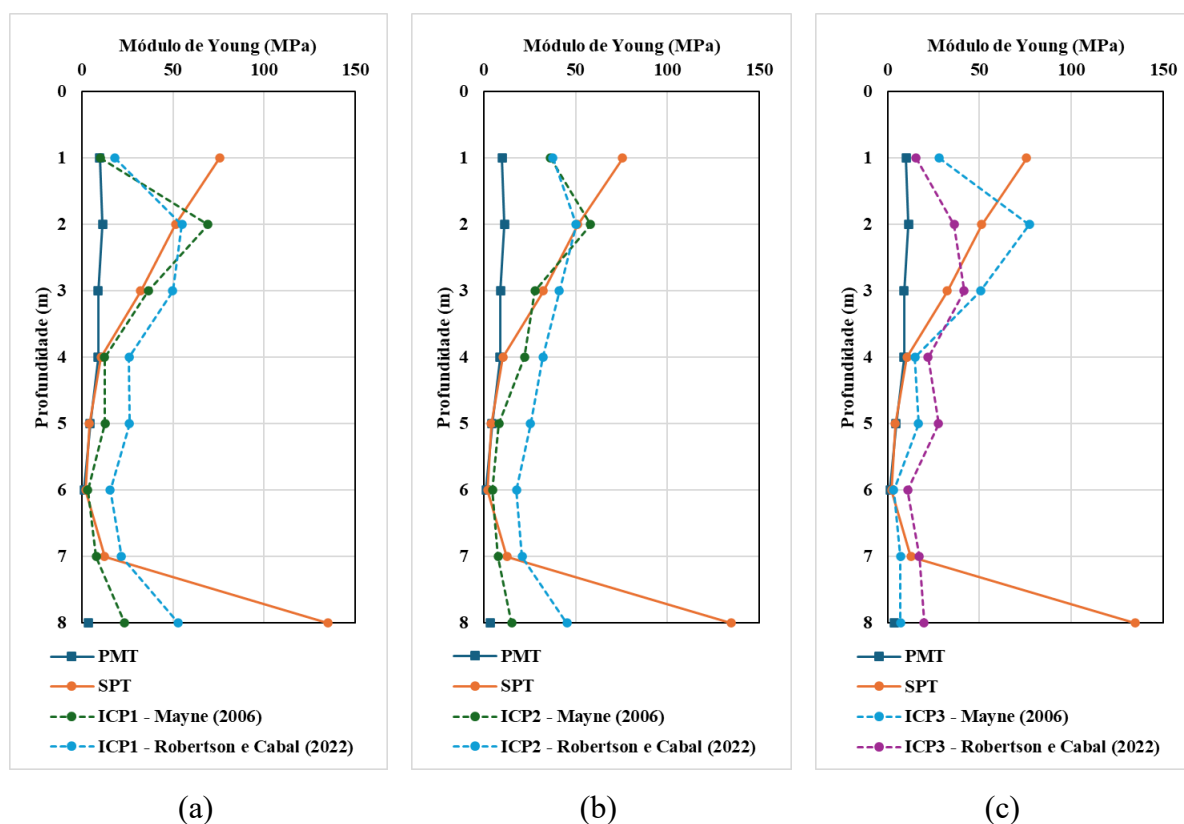
### 6.2.3 *Módulo de Young*

Em relação a Praia da Requenguela, para o módulo de Young, foram utilizados valores estimados a partir dos ensaios SPT, a partir da correlação de Teixeira e Godoy (1996) e PMT, conforme Nascimento (2026), além do piezocone.

Verifica-se, na Figura 82, uma tendência de comportamento semelhante entre as diferentes estimativas, com valores mais elevados na região superficial, associada a materiais mais compactos, seguida por um decréscimo progressivo com o aumento da profundidade. Próximo ao final do perfil, observa-se novo incremento dos valores, relacionado à presença do material rochoso nessa faixa. Apesar dessa tendência comum, constata-se elevada discrepância entre as magnitudes estimadas, sendo os maiores valores sistematicamente associados ao CPTu, enquanto as menores estimativas são fornecidas pelo PMT. Ainda assim, mesmo diante das divergências observadas, os resultados permanecem compatíveis com as faixas reportadas na literatura, tanto para os trechos mais compactos, com valores inferiores a 80 MPa, quanto para as zonas mais fofas, nas quais predominam valores abaixo de 50 MPa.

A partir das análises estatísticas presentes na Tabela 14, confirma-se a elevada variabilidade entre os ensaios, na qual os menores valores do coeficiente de variação observados são de 49,35%, 48,08% e 41,76% para os ensaios ICP1, ICP2 e ICP3 respectivamente, enquanto são observados valores máximos superiores a 100% de variação entre os dados, indicando a elevada discordância entre os métodos.

Figura 82 - Perfis do módulo de Young do solo a partir de diversos ensaios de campo para ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

Tabela 14 - Análise estatística comparativa entre ensaios para obtenção do módulo de Young dos solos nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3

| Prof. (m) | ICP1  |            |         |        | ICP2  |            |         |        | ICP3  |            |         |        |
|-----------|-------|------------|---------|--------|-------|------------|---------|--------|-------|------------|---------|--------|
|           | Média | Desv. Pad. | CV      | Amp.   | Média | Desv. Pad. | CV      | Amp.   | Média | Desv. Pad. | CV      | Amp.   |
| 1         | 28,54 | 31,60      | 110,73% | 65,64  | 39,92 | 27,01      | 67,65%  | 65,64  | 32,24 | 29,88      | 92,69%  | 65,64  |
| 2         | 46,73 | 24,80      | 53,08%  | 57,86  | 42,81 | 21,24      | 49,61%  | 46,79  | 44,02 | 27,55      | 62,57%  | 65,77  |
| 3         | 31,94 | 17,02      | 53,29%  | 40,92  | 27,58 | 13,56      | 49,14%  | 32,11  | 33,38 | 17,84      | 53,43%  | 41,46  |
| 4         | 14,52 | 7,81       | 53,81%  | 17,06  | 18,47 | 10,89      | 58,96%  | 23,20  | 14,12 | 5,89       | 41,76%  | 13,15  |
| 5         | 11,90 | 10,25      | 86,08%  | 21,88  | 10,62 | 10,06      | 94,67%  | 21,26  | 13,31 | 11,26      | 84,59%  | 23,58  |
| 6         | 5,61  | 6,73       | 119,95% | 14,29  | 6,48  | 7,67       | 118,30% | 16,45  | 4,42  | 4,43       | 100,29% | 9,62   |
| 7         | 14,09 | 6,95       | 49,35%  | 13,67  | 13,82 | 6,65       | 48,08%  | 13,12  | 12,28 | 5,18       | 42,21%  | 10,35  |
| 8         | 53,76 | 57,83      | 107,56% | 131,41 | 49,74 | 59,49      | 119,60% | 131,41 | 41,32 | 62,84      | 152,10% | 131,41 |

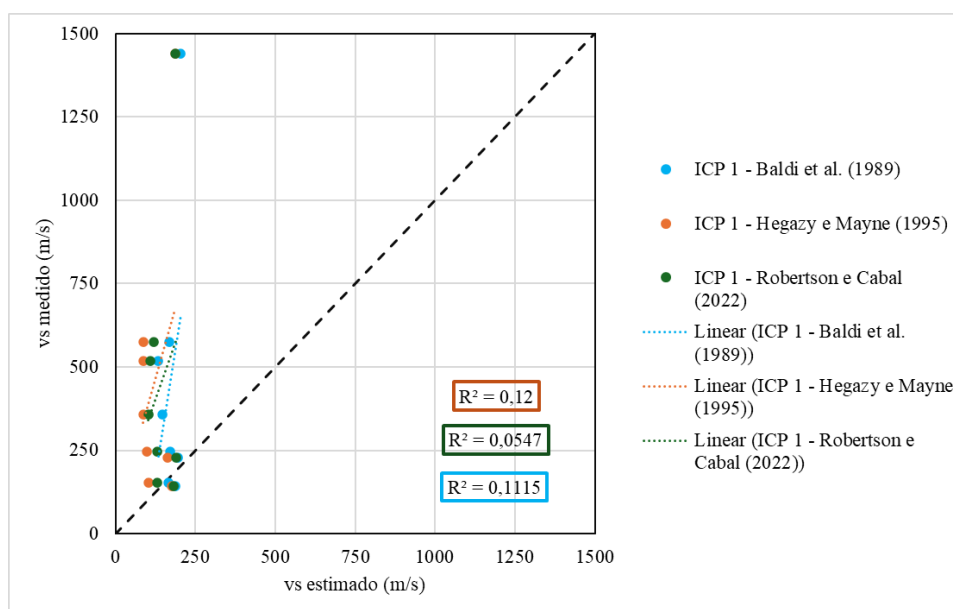
Fonte: Autor (2026)

#### 6.2.4 Módulo cisalhante máximo

Utilizando novamente a metodologia presente em Stuyts *et al.* (2024), foram comparados os dados estimados pelas correlações com os dados obtidos a partir do ensaio sísmico com uso do equipamento de SDMT para a Praia da Requenguela, visando avaliar os resultados obtidos pelas correlações aplicadas.

Para o ensaio ICP1, verifica-se a partir da Figura 83, que não foi observada correlação entre as estimativas e os valores medidos, visto que a correlação de Baldi *et al.* (1989) apresenta um  $R^2$  de 0,1115, a de Hegazy e Mayne (1995) apresenta um  $R^2$  de 0,12 e a de Robertson e Cabal (2022) apresenta um  $R^2$  de 0,0547.

Figura 83 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio ICP1



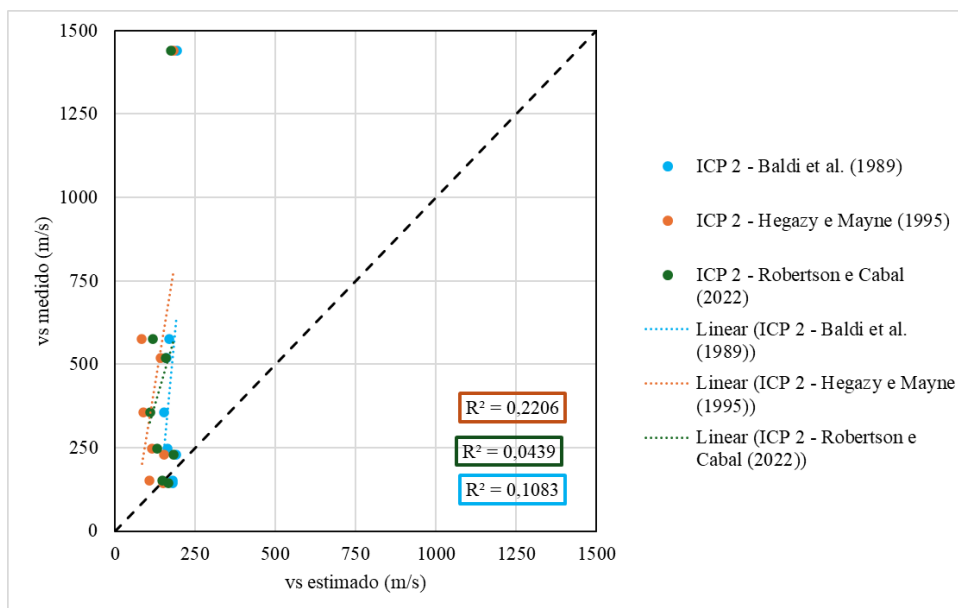
Fonte: Autor (2026)

Em relação ao ensaio ICP2, verifica-se também, a partir da Figura 84, a não correlação entre as estimativas e os valores medidos, visto que a correlação de Baldi *et al.* (1989) apresenta um  $R^2$  de 0,1083, a de Hegazy e Mayne (1995) apresenta um  $R^2$  de 0,2206 e a de Robertson e Cabal (2022) apresenta um  $R^2$  de 0,0439.

Já no ensaio ICP3, nota-se comportamento similar aos outros ensaios, na qual não se verifica qualquer correlação entre os valores estimados e medidos, conforme a Figura 85, onde a correlação de Baldi *et al.* (1989) apresenta um  $R^2$  de 0,0879, a de Hegazy e Mayne (1995) apresenta um  $R^2$  de 0,205 e a de Robertson e Cabal (2022) apresenta um  $R^2$  de 0,1948.

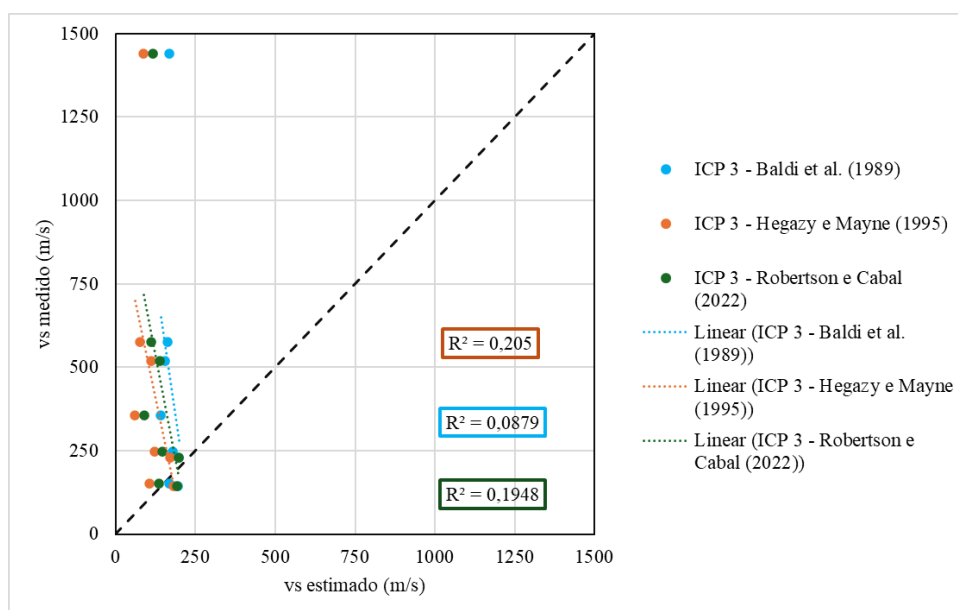
No geral, considerando todo o conjunto de dados disponíveis, os resultados obtidos para os ensaios ICP confirmam a ausência de capacidade preditiva das correlações avaliadas para estimar a velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) nos ensaios na Praia da Requenguela. Em todos os perfis, os valores de  $R^2$  permaneceram baixos, indicando que nenhuma das correlações foi capaz de reproduzir adequadamente os valores medidos pelo ensaio sísmico.

Figura 84 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio ICP2



Fonte: Autor (2026)

Figura 85 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio ICP3

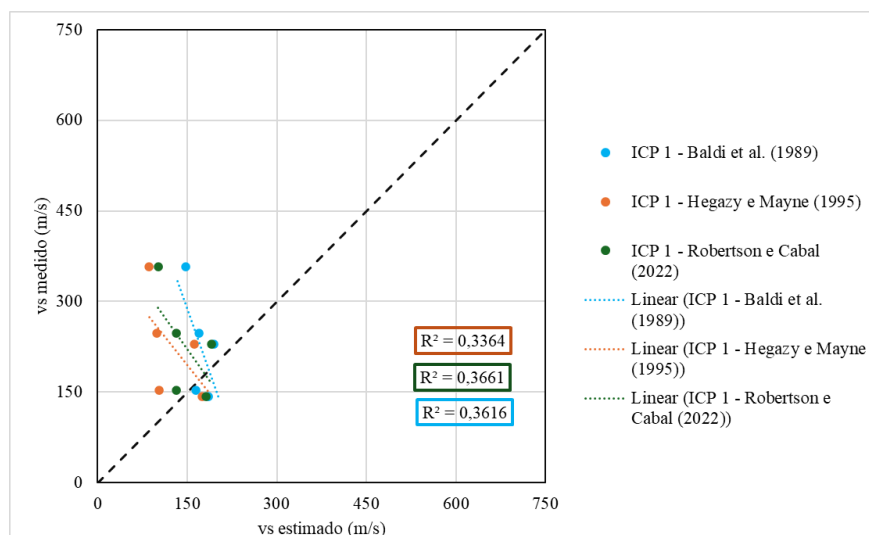


Fonte: Autor (2026)

Todavia, de forma análoga ao observado para os resultados da Praia de Moitas, identificam-se três pontos específicos do ensaio sísmico que apresentam valores significativamente superiores à tendência geral do conjunto de dados, nas profundidades de 1,0 m, 7,0 m e 8,0 m, exercendo influência desproporcional na avaliação do ajuste entre os valores medidos e estimados. Estes valores elevados, nas profundidades de 1,0 m e 7,0 m, ocorrem devido a presença de materiais arenosos muito compactos identificados, enquanto na profundidade de 8,0 m tal valor obtido representa a interface entre as camadas arenosas e o leito rochoso do local.

Diante disso, procedeu-se à exclusão desses pontos, verificando-se, conforme ilustrado nas Figuras 86, 87 e 88, um aumento expressivo do coeficiente de determinação em algumas correlações e ensaios. No ensaio ICP1, obtiveram-se valores de  $R^2$  de 0,37 para a correlação de Robertson e Cabal (2022) e de 0,36 para a de Baldi *et al.* (1989). Para o ensaio ICP2, o maior valor de  $R^2$  foi de 0,52, associado à correlação de Baldi *et al.* (1989), enquanto a de Robertson e Cabal (2022) apresentou  $R^2$  de 0,45. Já no ensaio ICP3, os maiores coeficientes de determinação observados foram de 0,48 para a correlação de Baldi *et al.* (1989), enquanto a de Hegazy e Mayne (1995) apresentou  $R^2$  de 0,46.

Figura 86 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio ICP1, considerando a diminuição do conjunto de dados

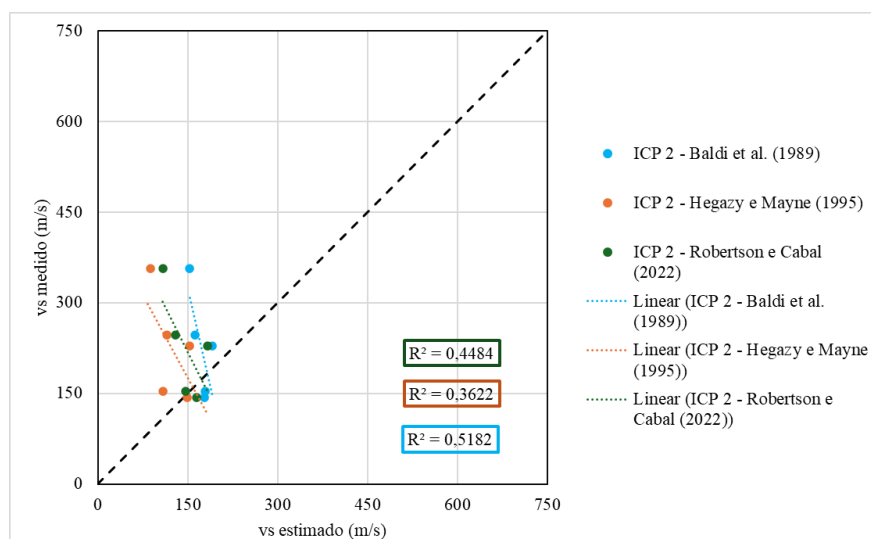


Fonte: Autor (2026)

A elevação dos valores de  $R^2$ , ainda que classificados como intermediários em termos de capacidade preditiva da  $V_s$ , sugere que, para o subconjunto de dados remanescente, a relação entre os parâmetros analisados torna-se mais consistente e aproximadamente linear.

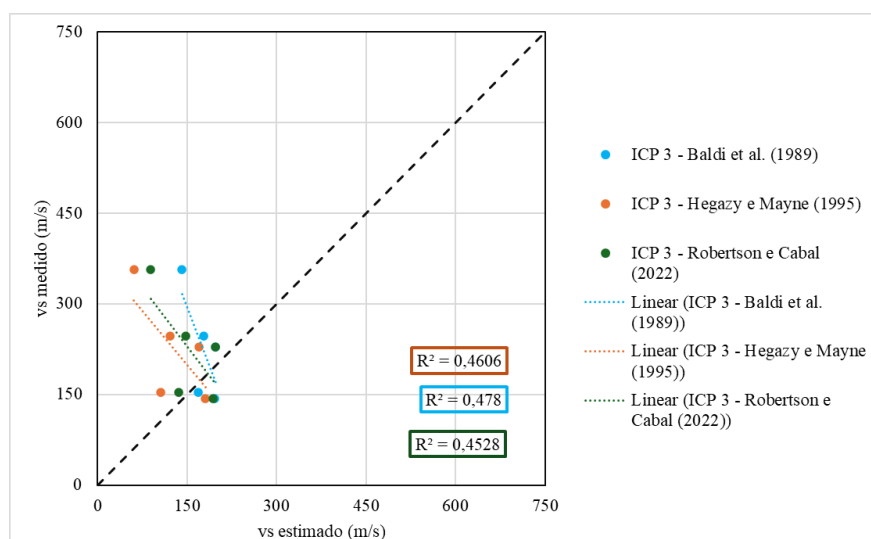
Ressalta-se, contudo, que essa melhoria novamente não deve ser interpretada como evidência conclusiva da robustez das correlações frente às medições de campo, mas sim como um indicativo de que sua aplicabilidade pode estar condicionada a faixas específicas de comportamento e às condições geotécnicas particulares do local de ensaio, visto que os valores mais divergentes foram verificados nas camadas mais compactas, enquanto nos materiais mais fofos a proximidade entre resultados foi mais elevada.

Figura 87 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio ICP2, considerando a diminuição do conjunto de dados



Fonte: Autor (2026)

Figura 88 - Gráfico de dispersão entre medidas de  $V_s$  para o ensaio ICP3, considerando a diminuição do conjunto de dados

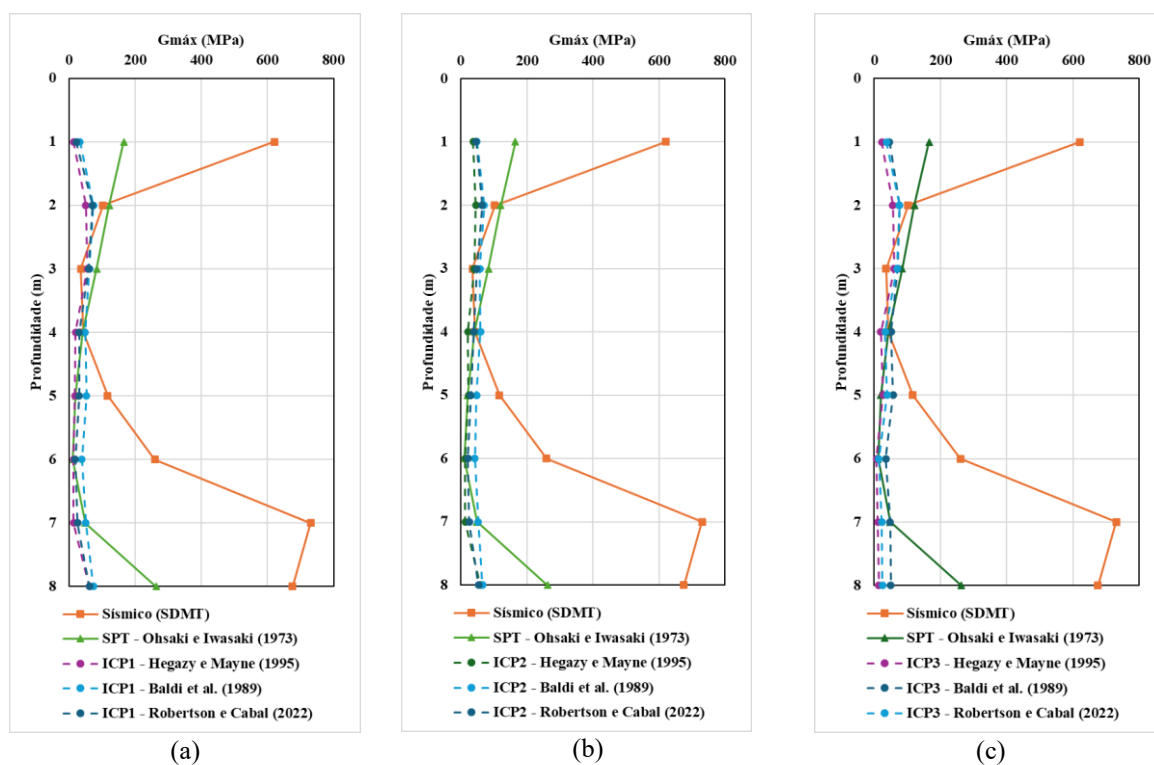


Fonte: Autor (2026)

Complementarmente, a Figura 89 apresenta os perfis do módulo cisalhante máximo ( $G_{m\acute{a}x}$ ) obtidos para os ensaios ICP1, ICP2 e ICP3. Esses perfis foram obtidos a partir dos valores de velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) determinados pelo ensaio sísmico e por correlações baseadas nos resultados do piezocone, com aplicação da teoria da elasticidade, bem como estimados a partir do ensaio SPT por meio da correlação proposta por Ohsaki e Iwasaki (1973).

Observa-se razoável proximidade entre as estimativas ao longo do perfil, com trechos em que os diferentes ensaios apresentam comportamentos semelhantes, destacando-se, de modo geral, a boa concordância entre as estimativas obtidas a partir do SPT e do piezocone. As maiores divergências concentram-se nos resultados do ensaio sísmico, sobretudo nas regiões associadas aos valores mais elevados do parâmetro, notadamente na camada superficial e nas proximidades do topo do material rochoso. De forma geral, as estimativas provenientes do piezocone e do SPT mantêm-se predominantemente abaixo de 200 MPa ao longo do perfil, à exceção do SPT nas imediações da camada rochosa, indicando valores compatíveis com materiais variando de estado fofo a compacto. Em contraste, as estimativas do ensaio sísmico abrangem uma faixa mais ampla, variando de valores inferiores a 200 MPa, associados a materiais fofos, até valores elevados, indicativos de materiais muito compactos.

Figura 89 - Perfis de  $G_{m\acute{a}x}$  a partir de ensaios de campo para ICP1 (a), ICP2 (b) e ICP3 (c)



Fonte: Autor (2026)

## 7 PROPOSTA PRELIMINAR DE CORRELAÇÃO PARA OBTENÇÃO DE $V_s$ A PARTIR DE DADOS DO PIEZOCONE PARA OS LOCAIS ESTUDADOS

Neste capítulo são apresentados os procedimentos adotados para a avaliação e o desenvolvimento de equações empíricas destinadas à estimativa da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), a partir de dados obtidos em ensaios de piezocone e ensaios sísmicos (SDMT) realizados nos locais de estudo, visando a aplicação em areias carbonáticas ou não carbonáticas. As análises contemplaram a proposição de quatro tipos de equações, seguindo uma metodologia similar a utilizada por Baldi *et al.* (1989), nas quais a estimativa de  $V_s$  é expressa em função de variáveis independentes representativas do comportamento geotécnico dos solos investigados, incluindo a resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), a densidade relativa ( $D_r$ ), indicativa do estado de compactação das areias carbonáticas, a tensão efetiva vertical confinante ( $\sigma'_{vo}$ ) e o teor de carbonato ( $\text{CaCO}_3$ ).

### 7.1 Metodologia estatística de desenvolvimento de correlações

Para o desenvolvimento das correlações propostas, foi aplicado o método da regressão linear múltipla, que permite estabelecer relações funcionais entre uma variável dependente e duas ou mais variáveis independentes. Conforme apresentado por Triola (2008), uma equação de regressão linear múltipla, a exemplo da Equação 43, descreve uma relação linear entre a variável resposta  $y$  e um conjunto de variáveis explicativas ( $x_1, x_2, \dots, x_k$ ).

$$y = a_0 + a_1 * x_1 + a_2 * x_2 + \dots + a_k * x_k \quad (43)$$

Em que:

$a_0$  = corresponde ao intercepto do modelo, isto é, ao valor estimado de  $y$  quando todas as variáveis independentes assumem valor nulo.

$a_1, a_2, a_k$  = coeficientes das variáveis independentes.

Os procedimentos matemáticos envolvidos nesse tipo de regressão são de natureza computacionalmente intensiva e inviáveis de serem executados manualmente, além de não constituírem o foco principal deste trabalho (Triola, 2008). Dessa forma, empregou-se o pacote estatístico do software Excel, com ênfase na análise e interpretação dos parâmetros estatísticos fornecidos, visando avaliar a existência de correlação direta entre as variáveis e a qualidade dos ajustes obtidos.

Na avaliação das correlações resultantes da regressão linear múltipla, foram considerados parâmetros estatísticos clássicos amplamente consolidados na literatura. O R múltiplo expressa o grau de correlação linear entre os valores observados e os valores estimados pelo modelo, enquanto o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) indica a fração da variabilidade da variável dependente explicada pelo conjunto de variáveis independentes, sendo amplamente utilizado como medida da qualidade do ajuste (Draper e Smith, 1998; Montgomery *et al.*, 2012). A significância global do modelo é avaliada por meio do teste F, cujo valor de significância F testa a hipótese nula de inexistência de relação linear entre a variável resposta e as variáveis explicativas consideradas (Snedecor e Cochran, 1989). A interseção (intercepto) representa o valor estimado da variável dependente quando todas as variáveis independentes assumem valor nulo, devendo sua interpretação ser realizada com cautela e à luz do significado físico do problema. Por fim, os coeficientes associados às variáveis  $X_1$ ,  $X_2$  e  $X_3$  quantificam os efeitos marginais individuais de cada parâmetro explicativo sobre a variável resposta, considerando-se constantes as demais variáveis do modelo.

Em relação aos valores dos parâmetros estatísticos, valores de R múltiplo próximos a 1,0 indicam forte correlação linear entre os valores observados e estimados pelo modelo. De maneira análoga, valores de  $R^2$  elevados, tipicamente superiores a 0,60 – 0,70, indicam que uma parcela significativa da variabilidade da variável dependente é explicada pelo conjunto de variáveis independentes, refletindo bom desempenho do ajuste. Por sua vez, valores da significância F inferiores a 0,05 indicam que a regressão é estatisticamente significativa ao nível de 5%, evidenciando que o modelo, como um todo, apresenta relação linear relevante entre a variável resposta e as variáveis explicativas, o que reforça a consistência e a confiabilidade da correlação.

## 7.2 Dados utilizados

Para o desenvolvimento das regressões lineares múltiplas, foram utilizados dados provenientes dos ensaios sísmicos com o SDMT e dos ensaios de piezocone realizados nos locais de estudo.

Os valores de resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ) foram empregados diretamente, enquanto os valores de densidade relativa ( $D_r$ ) foram estimados a partir da média das três correlações adotadas nos capítulos anteriores, de modo a reduzir a influência de vieses associados a métodos individuais.

A tensão efetiva vertical confinante ( $\sigma'_{vo}$ ) foi calculada com base no peso específico dos solos, obtido a partir da classificação SBT proposta por Robertson *et al.* (1986).

Por fim, os valores do teor de carbonato ( $\text{CaCO}_3$ ) utilizados nas análises foram aqueles determinados por meio de ensaios de calcímetro de Bernard, realizados em amostras recuperadas durante a execução dos ensaios SPT.

### 7.3 Resultados das análises de regressão linear múltipla

A Tabela 15 apresenta os resultados das análises de regressão linear múltipla considerando os ensaios realizados e as variáveis independentes  $q_t$  e  $D_r$ . De modo geral, observa-se baixa qualidade das correlações obtidas para a maioria dos ensaios, evidenciada por valores reduzidos de R múltiplo e de  $R^2$ , associados a valores elevados de significância F, o que indica ausência de correlação estatisticamente significativa entre as variáveis analisadas. Em contraste, no ensaio MT3 verificam-se valores elevados de R múltiplo (0,80) e  $R^2$  (0,65), aliados a um valor de significância F igual a 0,003, caracterizando uma correlação estatisticamente significativa e indicando boa capacidade explicativa do modelo.

Tabela 15 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis  $q_t$  e  $D_r$ .

| Ensaio      | MT1    | MT2     | MT3    | ICP1   | ICP2   | ICP3   |
|-------------|--------|---------|--------|--------|--------|--------|
| R Múltiplo  | 0,34   | 0,33    | 0,80   | 0,35   | 0,43   | 0,44   |
| R-Quadrado  | 0,12   | 0,11    | 0,65   | 0,12   | 0,18   | 0,20   |
| Observações | 17     | 18      | 14     | 16     | 16     | 16     |
| F de Sig.   | 0,41   | 0,43    | 0,003  | 0,42   | 0,27   | 0,24   |
| Interseção  | 169,95 | 228,82  | 275,19 | 474,18 | 550,59 | 466,59 |
| Variável X1 | 5,12   | 6,35    | -20,47 | -46,04 | -34,40 | -43,78 |
| Variável X2 | -44,11 | -119,84 | -27,87 | 304,83 | 113,72 | 346,84 |

Fonte: Autor (2026)

A Tabela 16 reúne os resultados das regressões lineares múltiplas obtidas a partir dos ensaios realizados, considerando como variáveis independentes  $q_t$  e  $\sigma'_{vo}$ . A análise dos resultados indica que, para a maior parte dos ensaios, os modelos apresentam desempenho insatisfatório, refletido por coeficientes de correlação e de determinação reduzidos, bem como por valores elevados de significância F, o que aponta para a inexistência de relação estatisticamente consistente entre as variáveis consideradas. Por outro lado, o ensaio MT3 se destaca novamente ao apresentar R múltiplo igual a 0,80,  $R^2$  de 0,64 e significância F de 0,004, evidenciando um ajuste estatisticamente significativo e uma capacidade explicativa adequada.

Tabela 16 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis  $q_t$  e  $\sigma'_{vo}$ .

| Ensaio      | MT1    | MT2    | MT3    | ICP1   | ICP2   | ICP3   |
|-------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| R Múltiplo  | 0,38   | 0,43   | 0,80   | 0,34   | 0,45   | 0,43   |
| R-Quadrado  | 0,15   | 0,18   | 0,64   | 0,11   | 0,20   | 0,18   |
| Observações | 17     | 18     | 14     | 16     | 16     | 16     |
| F de Sig.   | 0,33   | 0,22   | 0,004  | 0,46   | 0,24   | 0,27   |
| Interseção  | 129,96 | 148,33 | 275,28 | 522,44 | 766,36 | 739,80 |
| Variável X1 | 1,99   | -4,60  | -24,38 | -23,86 | -33,50 | -27,83 |
| Variável X2 | 0,69   | 1,39   | -0,05  | 0,54   | -3,55  | -3,49  |

Fonte: Autor (2026)

A Tabela 17 apresenta os resultados das análises de regressão linear múltipla referentes aos ensaios realizados, considerando como variáveis independentes  $q_t$ ,  $D_r$  e  $CaCO_3$ . De forma geral, observa-se que os modelos ajustados para a maioria dos ensaios mantêm desempenho limitado, caracterizado por valores baixos dos coeficientes de correlação e de determinação, associados a valores elevados de significância F, o que indica ausência de relação estatisticamente robusta entre as variáveis analisadas. Em contrapartida, o ensaio MT3 novamente se sobressai, apresentando R múltiplo igual a 0,81 e  $R^2$  de 0,65, valores ligeiramente superiores aos observados nos cenários anteriores. Embora o valor de significância F de 0,01, ou seja, mais elevado, ele ainda se mantém abaixo do nível de significância adotado, evidenciando um ajuste estatisticamente significativo e uma capacidade explicativa satisfatória.

Tabela 17 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis  $q_t$ ,  $D_r$  e  $CaCO_3$ .

| Ensaio      | MT1    | MT2     | MT3    | ICP1    | ICP2    | ICP3    |
|-------------|--------|---------|--------|---------|---------|---------|
| R Múltiplo  | 0,35   | 0,33    | 0,81   | 0,48    | 0,47    | 0,58    |
| R-Quadrado  | 0,12   | 0,11    | 0,65   | 0,23    | 0,22    | 0,34    |
| Observações | 17     | 18      | 14     | 16      | 16      | 16      |
| F de Sig.   | 0,63   | 0,64    | 0,01   | 0,35    | 0,37    | 0,16    |
| Interseção  | 169,56 | 220,39  | 287,40 | 504,85  | 557,72  | 505,03  |
| Variável X1 | 5,10   | 7,02    | -22,23 | -68,78  | -45,72  | -64,98  |
| Variável X2 | -38,36 | -125,91 | -15,27 | 868,65  | 514,73  | 1153,98 |
| Variável X3 | -9,45  | 17,35   | -25,28 | -460,35 | -380,88 | -801,59 |

Fonte: Autor (2026)

A Tabela 18 sintetiza os resultados das regressões lineares múltiplas obtidas para os ensaios realizados, considerando como variáveis independentes  $q_t$ ,  $\sigma'_{vo}$  e  $CaCO_3$ . De modo geral, constata-se que, para a maioria dos ensaios, os modelos apresentam novamente desempenho reduzido, evidenciado por coeficientes de correlação e de determinação pouco expressivos, associados a valores elevados de significância F, o que indica ausência de uma relação estatisticamente consistente entre as variáveis consideradas. Em contraste, o ensaio

MT3 volta a se destacar, apresentando R múltiplo de 0,81 e  $R^2$  igual a 0,66, valores ligeiramente superiores aos obtidos nos cenários anteriores sem a inclusão do teor de carbonato. Embora o valor de significância F de 0,01 seja mais elevado, ele permanece inferior ao nível de significância adotado, indicando que o ajuste é estatisticamente significativo e que o modelo apresenta capacidade explicativa satisfatória.

Tabela 18 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando as variáveis  $q_t$ ,  $\sigma'_{vo}$  e  $CaCO_3$ .

| Ensaio      | MT1    | MT2    | MT3    | ICP1    | ICP2    | ICP3    |
|-------------|--------|--------|--------|---------|---------|---------|
| R Múltiplo  | 0,39   | 0,44   | 0,81   | 0,50    | 0,56    | 0,56    |
| R-Quadrado  | 0,15   | 0,19   | 0,66   | 0,25    | 0,32    | 0,31    |
| Observações | 17     | 18     | 14     | 16      | 16      | 16      |
| F de Sig.   | 0,53   | 0,37   | 0,01   | 0,30    | 0,19    | 0,20    |
| Interseção  | 119,41 | 126,01 | 315,75 | 1445,89 | 1584,37 | 1554,20 |
| Variável X1 | 1,24   | -4,32  | -26,24 | -10,17  | -23,28  | -17,00  |
| Variável X2 | 0,86   | 1,50   | -0,36  | -12,49  | -14,78  | -14,41  |
| Variável X3 | 21,04  | 31,67  | -42,42 | -848,21 | -765,98 | -789,56 |

Fonte: Autor (2026)

A Tabela 19 apresenta uma análise combinada, na qual foram considerados os melhores resultados obtidos em cada local de ensaio (um ensaio da Praia de Moitas e um ensaio da Praia da Requenguela), ainda que individualmente não apresentassem significância estatística, com o objetivo de avaliar uma eventual melhoria do ajuste em função do aumento do número de observações. No entanto, os resultados indicam que todas as alternativas analisadas apresentam valores reduzidos de R múltiplo e de  $R^2$ , associados a valores elevados de significância F, evidenciando que, mesmo com a ampliação do conjunto de dados, não se verifica a existência de correlações estatisticamente válidas para os cenários considerados ao considerar a unificação dos locais de ensaio.

De forma geral, a análise comparativa dos diferentes cenários de regressão evidencia que as melhores correlações foram obtidas para o ensaio MT3, o qual apresentou, de maneira consistente, os maiores valores de R múltiplo e  $R^2$ , associados a valores de significância F inferiores ao nível adotado, indicando ajuste estatisticamente significativo e adequada capacidade explicativa. Os demais ensaios, tanto analisados individualmente quanto de forma combinada, não apresentaram desempenho estatístico satisfatório, o que reforça a representatividade dos resultados associados ao MT3. Em razão disso, as correlações derivadas desse ensaio são consideradas as mais consistentes do conjunto analisado e, na sequência, são apresentadas as equações propostas correspondentes a esses modelos.

Tabela 19 - Resultados das análises de regressão múltipla considerando todas as variáveis e a mescla dos locais de ensaio.

| Ensaio      | vs f ( $q_t$ , $D_r$ ) | vs f ( $q_t$ , $\sigma'_{vo}$ ) | vs f ( $q_t$ , $D_r$ , $CaCO_3$ ) | vs f ( $q_t$ , $\sigma'_{vo}$ , $CaCO_3$ ) |
|-------------|------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|--|
| R Múltiplo  | 0,26                   | 0,28                            | 0,30                              | 0,31                                       |
| R-Quadrado  | 0,07                   | 0,08                            | 0,09                              | 0,09                                       |
| Observações | 30                     | 30                              | 30                                | 30   |
| F de Sig.   | 0,40                   | 0,34                            | 0,49                              | 0,45                                       |
| Interseção  | 380,40                 | 372,19                          | 424,09                            | 508,39                                     |
| Variável X1 | -13,95                 | -16,16                          | -14,06                            | -13,18                                     |
| Variável X2 | -0,75                  | 0,41                            | 84,91                             | -1,02                                      |
| Variável X3 | -                      | -                               | -178,75                           | -174,40                                    |

Fonte: Autor (2026)

Considerando-se as variáveis  $q_t$  e  $D_r$ , obtém-se a Equação 44:

$$V_s = 275,19 - 20,47q_t - 27,87D_r \quad (44)$$

Em que:

$V_s$  = velocidade da onda cisalhante em m/s;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida em MPa;

$D_r$  = densidade relativa das areias.

Considerando-se as variáveis  $q_t$  e  $\sigma'_{vo}$ , obtém-se a Equação 45:

$$V_s = 275,28 - 24,38q_t - 0,05\sigma'_{vo} \quad (45)$$

Em que:

$V_s$  = velocidade da onda cisalhante em m/s;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida em MPa;

$\sigma'_{vo}$  = tensão efetiva em kPa.

Considerando-se as variáveis  $q_t$ ,  $D_r$  e  $CaCO_3$ , obtém-se a Equação 46:

$$V_s = 287,40 - 22,23q_t - 15,27D_r - 25,28CaCO_3 \quad (46)$$

Em que:

$V_s$  = velocidade da onda cisalhante em m/s;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida em MPa;

$D_r$  = densidade relativa das areias;

$CaCO_3$  = teor de carbonato ( $CaCO_3$ ) em % / 100.

Considerando-se as variáveis  $q_t$ ,  $\sigma'_{vo}$  e  $CaCO_3$ , obtém-se a Equação 46:

$$V_s = 315,75 - 26,24q_t - 0,36\sigma'_{vo} - 42,42CaCO_3 \quad (46)$$

Em que:

$V_s$  = velocidade da onda cisalhante em m/s;

$q_t$  = resistência de ponta corrigida em MPa;

$\sigma'_{vo}$  = tensão efetiva em kPa;

$CaCO_3$  = teor de carbonato ( $CaCO_3$ ) em % / 100.

#### 7.4 Avaliação das correlações propostas

Neste tópico é aplicada a metodologia proposta por Stuyts *et al.* (2024) para a avaliação do desempenho das correlações desenvolvidas, bem como para a sua comparação com as correlações empregadas no capítulo de estimativa de parâmetros. A análise baseia-se na comparação direta entre os valores de  $V_s$  medidos por meio dos ensaios sísmicos e aqueles estimados a partir das correlações avaliadas, utilizando como métrica principal o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) obtido por regressão linear. Esse procedimento permite quantificar de forma objetiva o grau de aderência entre valores medidos e estimados, fornecendo um critério consistente para a análise comparativa da qualidade e da capacidade explicativa das correlações propostas e das correlações consagradas na literatura, de forma que, quanto mais próximo de 1, maior a qualidade das correlações analisadas.

Na Tabela 20 é possível verificar os valores de  $R^2$  obtidos nas análises.

Tabela 20 - Valores de  $R^2$  obtidos entre valores medidos e estimados de  $v_s$  pelas correlações propostas e correlações analisadas

| Ensaio  | MT1     | MT2     | MT3     | ICP1    | ICP2    | ICP3    |
|---|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Equação $f(q_t, D_r)$ - Eq. 44                  | 0,09320 | 0,00002 | 0,64660 | 0,10980 | 0,17810 | 0,15660 |
| Equação $f(q_t, \sigma'_{vo})$ - Eq. 45         | 0,10040 | 0,00050 | 0,64150 | 0,11220 | 0,18070 | 0,16260 |
| Equação $f(q_t, D_r, CaCO_3)$ - Eq. 46          | 0,09160 | 0,00001 | 0,65340 | 0,12010 | 0,18270 | 0,16280 |
| Equação $f(q_t, \sigma'_{vo}, CaCO_3)$ - Eq. 47 | 0,10170 | 0,00240 | 0,65790 | 0,12560 | 0,18980 | 0,17100 |
| Hegazy e Mayne (1995)                           | 0,01780 | 0,09690 | 0,00570 | 0,12000 | 0,22060 | 0,20500 |
| Baldi <i>et al.</i> (1989)                      | 0,02240 | 0,01410 | 0,05240 | 0,11150 | 0,10830 | 0,08790 |
| Robertson e Cabal (2022)                        | 0,01700 | 0,02210 | 0,02700 | 0,05470 | 0,04390 | 0,19480 |

Fonte: Autor (2026)

Com base na aplicação das equações propostas aos dados dos ensaios e na comparação entre os valores de  $V_s$  estimado e  $V_s$  medido por meio dos ensaios sísmicos, observa-se que o desempenho das correlações é fortemente dependente do ensaio considerado.

De forma geral, os resultados evidenciam valores reduzidos de  $R^2$  para a maior parte dos ensaios analisados (MT1, MT2, ICP1, ICP2 e ICP3), tanto para as correlações propostas quanto para aquelas consagradas na literatura, conforme discutido no Capítulo 6. Esses resultados indicam baixa capacidade explicativa e ausência de correlação estatisticamente robusta nesses cenários. Ainda assim, observa-se que, em alguns casos, as correlações desenvolvidas neste trabalho apresentam desempenho ligeiramente superior às equações clássicas da literatura.

Em contraste, o ensaio MT3 apresenta desempenho significativamente superior, com valores de  $R^2$  da ordem de 0,64 a 0,66 para as correlações propostas, superando inclusive as correlações da literatura, o que indica boa aderência entre os valores estimados e medidos. Nota-se ainda que a inclusão do teor de carbonato ( $\text{CaCO}_3$ ) resulta em ganhos marginais de desempenho para o MT3, sugerindo que essa variável pode exercer influência relevante na estimativa de  $V_s$  a depender dos níveis de teor de carbonato. O desempenho superior das correlações no ensaio MT3 é causado devido ao seu conjunto de dados ter sido diretamente utilizado no desenvolvimento das correlações propostas.

Apesar dos resultados positivos pontuais, especialmente no ensaio MT3, a análise global indica que o conjunto de dados atualmente disponível é limitado para sustentar correlações de aplicação mais ampla e robusta, devendo sua utilização ser interpretada com cautela. A elevada dispersão observada na maioria dos ensaios sugere que efeitos associados à variabilidade estratigráfica, às condições de tensão e às particularidades estruturais das areias dos locais de estudo não são plenamente capturados pelas variáveis consideradas. Ainda assim, verifica-se que, em alguns cenários, as correlações propostas apresentam desempenho ligeiramente superior às equações consagradas da literatura, o que indica potencial de aprimoramento. Dessa forma, a ampliação do banco de dados, com a inclusão de um maior número de ensaios CPTu e sísmicos em diferentes locais representativos mostra-se essencial para o refinamento, a validação cruzada e o desenvolvimento de correlações mais estáveis, representativas e passíveis de aplicação em escala regional para as areias carbonáticas estudadas.

## 8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Em suma, esta pesquisa trata a execução de ensaios de campo com piezocone (CPTu) visando à caracterização estratigráfica e à estimativa de parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade em dois pontos do litoral cearense com ocorrência de areias carbonáticas. Os ensaios foram conduzidos na Praia de Moitas, no município de Icarai de Amontada, e na Praia da Requenguela, em Icapuí, ambos situados no estado do Ceará, empregando metodologias consagradas na literatura para a interpretação dos resultados.

De modo geral, os resultados obtidos evidenciam o êxito tanto na execução dos ensaios quanto no processamento e análise dos dados. As estratigrafias foram identificadas de forma consistente, e as estimativas dos parâmetros geotécnicos buscados foram alcançadas, permitindo assim o cumprimento os objetivos propostos para o estudo.

Quanto a caracterização da estratigrafia dos locais do ensaio, em relação a Praia de Moitas, pode-se concluir que:

- Os perfis obtidos pelos ensaios CPTu indicaram predominância de materiais arenosos, caracterizados como areias limpas a areias siltsas, estendendo-se desde a superfície até aproximadamente 7,0 m de profundidade;
- Foram identificadas camadas intercaladas de materiais finos, compostas por misturas de silte e argila, com espessura variável entre 1,5 m e 4,0 m, refletindo momentos de menor energia deposicional na foz do rio;
- O ensaio SPT apresentou resultados compatíveis nas camadas superiores, confirmando a presença de areias puras e areias contendo fragmentos de calcário e pedregulhos de quartzo até cerca de 2,0 m, evoluindo para areias siltsas com matéria orgânica em maiores profundidades.

Já em relação a caracterização da estratigrafia da Praia da Requenguela, conclui-se que:

- Os perfis obtidos pelos ensaios CPTu revelaram a predominância de materiais arenosos nas camadas superficiais, caracterizados como areias limpas a siltsas até aproximadamente 4,5 m de profundidade;

- Abaixo de 1,0–1,5 m, os ensaios indicaram a presença de camadas arenosas com pedregulhos, com espessuras entre 2,0 m e 2,5 m, seguidas pelo retorno de materiais arenosos mais finos;
- A partir de profundidades entre 4,5 m e 5,0 m, o CPTu identificou o predomínio de materiais mais finos, como areias siltosas e siltes arenosos, que se estendem até o fim dos perfis, com intercalações pontuais de camadas arenosas;
- O ensaio de piezocone apresentou concordância com o SPT nas camadas superiores, também registrando areias limpas a areno-siltosas até 4,5 m, incluindo a presença de fragmentos de conchas, compatível com deposição marinha;
- Em profundidades maiores, o SPT identificou camadas argilosas (argila pura e argila arenosa, ambas de consistência mole) que não foram claramente evidenciadas pelo CPTu, além de um silte arenoso muito compacto e, posteriormente, arenito, onde o ensaio foi interrompido.

Em relação a estimativa dos parâmetros da Praia de Moitas, conclui-se que:

- Nas análises do peso específico, as correlações acompanharam as variações de resistência de ponta ao longo do perfil, com maiores estimativas nas zonas mais compactas. As propostas de Robertson e Cabal (2010) e Mayne (2014) apresentaram comportamento semelhante, porém com tendência à subestimativa ( $<18 \text{ kN/m}^3$ ), enquanto a correlação de Lunne *et al.* (1997) mostrou menor variação e valores mais compatíveis ( $18\text{--}19 \text{ kN/m}^3$ ), enquanto Mayne *et al.* (2023) forneceu estimativas sistematicamente mais elevadas ( $>19 \text{ kN/m}^3$ ), indicando possível superestimativa;
- Nas estimativas do teor de finos, verificaram-se valores baixos nas camadas arenosas, condizentes com a estratigrafia, e aumentos discretos nas zonas mais siltosas. As correlações de Agaiby e Mayne (2020a, 2020b) tenderam a fornecer as maiores porcentagens, enquanto Robertson e Wride (1998) apresentou valores inferiores, mantendo coerência com o comportamento drenado predominante;
- Nos resultados do índice  $I_c$ , constatou-se predominância de comportamento drenado ao longo dos perfis, com pequenas zonas não drenadas associadas às camadas mais finas. A correspondência entre  $I_c$ , teor de finos e a estratigrafia confirmou a consistência das interpretações;

- Na avaliação da densidade relativa ( $D_r$ ), constatou-se que as camadas superficiais se encontram em estado compacto, reduzindo gradualmente para estados medianamente compactos com o aumento da profundidade. As correlações de Baldi *et al.* (1986) e Jamiolkowski *et al.* (2001) se aproximaram, enquanto Kulhawy e Mayne (1990) forneceu valores mais elevados, e Baldi *et al.* (1986) apresentou os valores mais baixos nas zonas de material fofo;
- Nos perfis de ângulo de atrito ( $\phi'$ ), identificou-se correlação direta com a densidade relativa ( $D_r$ ), apresentando valores entre  $35^\circ$  e  $50^\circ$  nas regiões compactas e valores menores nas zonas medianamente compactas. As correlações apresentaram boa coerência entre si, com exceção da de Uzielli e Mayne (2019), mais sensível ao índice  $I_c$ .
- Na interpretação do módulo de Young ( $E$ ), verificou-se tendência crescente com a profundidade, resultado da influência das tensões confinantes. As maiores estimativas ocorreram na correlação de Mayne (2006) em regiões densas, enquanto Robertson e Cabal (2022) apresentou valores mais elevados nas zonas menos compactas;
- Nos resultados da velocidade de onda cisalhante ( $V_s$ ), observou-se aumento inicial relacionado à camada superficial compacta, seguido de estabilização ao longo do perfil. Baldi *et al.* (1989) forneceu as maiores estimativas e Hegazy & Mayne (1995) as menores, mantendo coerência com os demais parâmetros geotécnicos;
- De forma geral, as estimativas de  $G_{\max}$  mostraram-se coerentes entre os ensaios, reproduzindo as tendências observadas para a velocidade da onda cisalhante. Os valores, inferiores a 150 MPa, indicam aumento da rigidez com a profundidade, compatível com o acréscimo das tensões efetivas, com alteração do comportamento a partir da transição para a camada de resposta não drenada.

Já em relação a estimativa dos parâmetros da Praia da Requenguela, conclui-se que:

- Nas estimativas do peso específico, os valores acompanharam as variações da resistência de ponta, com a correlação de Mayne (2014) apresentando os menores resultados e a de Mayne *et al.* (2023) os maiores, indicando tendência à subestimação ( $<18 \text{ kN/m}^3$ ) e à superestimação ( $>19 \text{ kN/m}^3$ ), respectivamente. A correlação de Lunne *et al.* (1997) mostrou comportamento mais constante e valores

compatíveis (18–19 kN/m<sup>3</sup>), sendo observada maior dispersão após cerca de 6 m, especialmente no ICP3;

- Nos resultados do teor de finos, os valores permaneceram baixos até aproximadamente 8,0 m, compatíveis com a predominância de areias limpas. As propostas de Agaiby e Mayne forneceram as maiores estimativas, enquanto Robertson e Wride (1998) apresentou valores inferiores;
- Na análise do índice  $I_c$ , constatou-se comportamento predominantemente drenado, exceto por delgadas camadas argilosas no ICP3. A boa correspondência entre  $I_c$  e estratigrafia reforça a caracterização arenosa do perfil;
- Nos perfis de densidade relativa ( $D_r$ ), identificou-se uma camada superficial compacta até cerca de 3,0 m, seguida de regiões medianamente compactas e fofas. Baldi *et al.* (1986) apresentou os menores valores, enquanto Kulhawy e Mayne (1990) forneceu as maiores estimativas;
- Nas estimativas do ângulo de atrito ( $\phi'$ ), os valores variaram entre 35° e 50° nas zonas compactas e entre 30° e 40° nas zonas menos densas, reproduzindo o comportamento observado para  $D_r$ . As correlações clássicas foram consistentes entre si, enquanto Uzielli e Mayne (2019) apresentou maior divergência devido ao uso do índice  $I_c$ .
- Na avaliação do módulo de Young ( $E$ ), o comportamento foi distinto daquele observado em Moitas, não apresentando tendência crescente com a profundidade. Os maiores valores ocorreram nas camadas superficiais compactas, enquanto regiões mais soltas apresentaram reduções significativas;
- Nos resultados da velocidade de onda cisalhante ( $V_s$ ), verificou-se um pico inicial decorrente da camada superficial compacta, seguido de valores praticamente constantes. Não houve tendência associada ao aumento das tensões confinantes;
- As estimativas de  $G_{\text{máx}}$ , obtidas a partir da correlação com a  $V_s$  e do peso específico segundo Lunne *et al.* (1997), apresentaram comportamento consistente entre os ensaios, reproduzindo as tendências da velocidade da onda cisalhante. Os valores, sempre inferiores a 100 MPa, indicam aumento da rigidez apenas nas camadas mais compactas, próximas ao material rochoso.

Já a respeito da avaliação preliminar da suscetibilidade a liquefação com uso de ábacos, verifica-se que:

- No ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  com parâmetro de estado, os dados de Moitas se agrupam próximos à condição crítica, indicando areias pouco a medianamente compactas e comportamento essencialmente contrativo, com tendência a diminuição de volume sob carregamento;
- No ábaco de grandes deformações, Moitas apresenta pontos em zonas de baixa a moderada resistência mobilizada, reforçando o comportamento contrativo;
- A análise de liquefação indica suscetibilidade moderada a alta em Moitas, sobretudo nas camadas arenosas menos compactas, compatível com valores reduzidos de  $Q_{tn}$  e resposta não dilatante;
- Na Requenguela, o ábaco  $Q_{tn} \times F_r$  aponta um perfil mais denso e afastado da condição crítica, com comportamento predominantemente dilatante;
- O ábaco de grandes deformações confirma maior resistência mobilizada, indicando comportamento dilatante;
- O ábaco de liquefação mostra moderada suscetibilidade na Requenguela, com  $Q_{tn}$  elevados e  $F_r$  reduzidos, restringindo o risco de liquefação a estratos pontuais;
- No geral, a Requenguela apresenta baixo potencial de liquefação, sustentado por maior compacidade e predominância de comportamento dilatante, configurando um perfil menos susceptível que o de Moitas.

A respeito da comparação das estimativas das correlações com outros ensaios de campo para a Praia de Moitas, evidenciou-se que:

- A comparação entre as estimativas de peso específico obtidas a partir do CPTu, SPT e ensaios sísmicos na Praia de Moitas indica que, embora os valores estimados se situem majoritariamente na faixa típica para solos arenosos (aproximadamente entre  $18 \text{ kN/m}^3$  e  $21,5 \text{ kN/m}^3$ ), observa-se elevada dispersão entre os métodos ao longo dos perfis. A análise estatística evidencia desvios padrão da ordem de 1,1 a  $2,0 \text{ kN/m}^3$ , coeficientes de variação geralmente entre 6% e 12% e amplitudes que atingem valores próximos a  $5,5 \text{ kN/m}^3$ , sem um padrão consistente de concordância ou predominância de um método específico;

- De forma geral, a comparação entre os métodos de estimativa do ângulo de atrito nos ensaios MT1, MT2 e MT3 evidencia elevada variabilidade entre as estimativas, com ocorrência de valores fora das faixas usualmente indicadas na literatura para areias (aproximadamente 30° a 40°). As estimativas a partir do CPTu tendem a apresentar os maiores valores, frequentemente superiores a 40°, indicando possível superestimativa, inclusive em relação aos resultados laboratoriais, enquanto as estimativas derivadas do SPT, de modo recorrente, fornecem os menores valores, em diversos trechos inferiores a 30°, caracterizando subestimativa do parâmetro. Os ensaios de laboratório mostraram maior consistência e coerência física, com valores em torno de 35° para o estado fofo e próximos de 40° para o estado compacto, alinhados à literatura, sendo o ensaio MT3 aquele que apresentou a menor dispersão global entre os métodos;
- Apesar da tendência comum de aumento do módulo de Young com a profundidade, os métodos apresentam grandes discrepâncias entre si. O CPTu e o SPT fornecem, em diferentes perfis, os maiores valores, enquanto o PMT apresenta estimativas consistentemente menores. No conjunto, a elevada dispersão reafirma que as correlações disponíveis não fornecem resultados convergentes para o módulo de Young na área estudada;
- Para os ensaios MT1, MT2 e MT3, as correlações avaliadas não apresentaram boa concordância com os valores de  $V_s$  medidos pelo ensaio sísmico quando considerado o conjunto completo de dados, com valores de  $R^2$  próximos de zero, indicando baixa capacidade preditiva global. A exclusão de dois pontos discrepantes resultou em melhora significativa dos ajustes em alguns casos, sugerindo que a aplicabilidade das correlações pode ser restrita a condições geotécnicas específicas, não sendo possível validá-las de forma geral para o local estudado;
- As estimativas de  $G_{máx}$  apresentaram valores da mesma ordem de grandeza e comportamento semelhante ao longo dos perfis, com as correlações do CPTu fornecendo os menores valores e as estimativas do ensaio sísmico e do SPT os maiores. A maioria dos valores permaneceu abaixo de 150 MPa, caracterizando materiais de condição fofo a compacta, com apenas um valor pontual acima de 200 MPa, refletindo diretamente as incertezas associadas à estimativa da  $V_s$ .

Já a respeito da comparação das estimativas com outros ensaios de campo para a Praia da Requenguela, evidenciou-se que:

- A comparação entre as estimativas de peso específico na Praia da Requenguela mostra que, embora os valores se situem majoritariamente na faixa típica para solos arenosos (18 kN/m<sup>3</sup> a 21,5 kN/m<sup>3</sup>), há elevada variabilidade entre os métodos ao longo dos perfis. Observa-se maior convergência nos metros iniciais, associados a materiais mais compactos, enquanto a partir de cerca de 3,0 m de profundidade a dispersão aumenta significativamente, com coeficientes de variação superiores a 20% e amplitudes acima de 7 kN/m<sup>3</sup>. As estimativas do CPTu pelas correlações de Lunne *et al.* (1997) e Mayne *et al.* (2023), bem como do ensaio sísmico, apresentaram melhor aderência à literatura, enquanto o SPT e as correlações de Robertson e Cabal (2010) e Mayne (2014) mostraram maior divergência;
- Em relação ao ângulo de atrito, a comparação indica que as estimativas do SPT são as mais discrepantes, apresentando valores fora da faixa usualmente indicada na literatura para areias, entre 30° e 40°, o que se reflete nos elevados coeficientes de variação e amplitudes da análise estatística. Em contraste, as estimativas do CPTu e do PMT mostram maior convergência entre si, com ângulos de atrito compatíveis com areias de elevada compactidade, sobretudo nos metros iniciais do perfil, onde são observados valores superiores a 35°, além de coincidências pontuais em profundidades específicas, como aos 5,0 m e 6,0 m. Assim, o CPTu e o PMT apresentam maior coerência relativa entre si, enquanto o SPT se destaca como o método mais divergente nas condições analisadas;
- As estimativas do módulo de Young apresentam tendência semelhante entre métodos, mas com discrepâncias muito elevadas entre ensaios. Os coeficientes de variação no geral são elevados, evidenciando forte divergência entre CPTu, PMT e SPT;
- A comparação entre os valores de  $v_s$  estimados por correlações e aqueles medidos pelo ensaio sísmico nos ensaios ICP1, ICP2 e ICP3 indica, para o conjunto completo de dados, ausência de correlação significativa, com valores de  $R^2$  baixos (inferiores a 0,25), evidenciando limitada capacidade preditiva das correlações avaliadas. A exclusão de pontos discrepantes associados a camadas muito compactas e à interface com o leito rochoso resultou em melhora dos coeficientes de determinação, com  $R^2$  intermediários (aproximadamente entre 0,36 e 0,52),

sugerindo que as correlações podem apresentar aplicabilidade restrita a determinados intervalos do perfil, sobretudo em materiais mais fofos;

- As estimativas de  $G_{\text{máx}}$  para os ensaios ICP1, ICP2 e ICP3 apresentam, de modo geral, valores da mesma ordem de grandeza e comportamento relativamente consistente ao longo dos perfis. Observa-se boa proximidade entre as estimativas derivadas do CPTu e do SPT, que se mantêm predominantemente abaixo de 200 MPa, indicando materiais de condição fofa a compacta, enquanto as maiores divergências estão associadas ao ensaio sísmico, sobretudo nas camadas mais superficiais e nas proximidades do topo do material rochoso, onde são estimados valores mais elevados, representativos de materiais muito compactos.

Em geral, no que tange a comparação e a validade das correlações, conclui-se que:

- A comparação entre as estimativas obtidas pelo CPTu e pelos demais ensaios de campo na Praia da Requenguela e na Praia de Moitas demonstrou que, apesar de certa coerência em ordem de grandeza em alguns casos, os diferentes ensaios apresentaram elevada variabilidade e baixa convergência ao longo dos perfis analisados;
- Essa inconsistência nos resultados não permite a validação plena das correlações aplicadas ao CPTu para a estimativa dos parâmetros geotécnicos nos locais estudados, contudo, também não fornece evidências suficientes para invalidar sua aplicação. Dessa forma, as divergências observadas indicam que, embora as correlações possam ser aplicáveis em determinadas condições, sua utilização em depósitos de areias carbonáticas deve ser feita com cautela, não sendo possível, com o conjunto de dados disponível, confirmar de maneira conclusiva sua adequação ou inadequação.

Com relação ao desenvolvimento preliminar de correlações para a estimativa da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ), observa-se que:

- As correlações empíricas propostas para a estimativa da velocidade da onda cisalhante ( $V_s$ ) apresentaram, de modo geral, desempenho estatístico limitado, com exceção de resultados pontuais;

- O ensaio MT3 destacou-se por apresentar os melhores ajustes entre valores estimados e medidos, em função de ter sido utilizado na calibração das correlações;
- A comparação com correlações consagradas da literatura indicou que, em alguns cenários, as equações propostas apresentaram desempenho semelhante ou ligeiramente superior;
- A elevada dispersão observada nos resultados evidencia a influência da variabilidade geotécnica local e a limitação do conjunto de dados disponível;
- A ampliação do banco de dados, com a inclusão de novos ensaios CPTu e sísmicos, é fundamental para o refinamento, validação e aumento da aplicabilidade das correlações propostas.

Sendo conhecidas pelo seu comportamento complexo e a partir dos resultados obtidos, é possível concluir que há uma necessidade de se desenvolverem mais estudos a respeito deste material, a fim de identificar a fundo as suas características e o seu comportamento para futura aplicação nos fins necessários, logo, para pesquisas futuras envolvendo a utilização do CPTu, recomenda-se:

- Realização de mais ensaios com o piezocone, tanto nos locais já estudados, quanto em outros locais com a presença de materiais carbonáticos, visando o aumento na quantidade de dados disponíveis e a verificação de características em comum ou discrepantes entre os locais;
- Aplicação de outras correlações aos dados já obtidos, visto que há outras opções além das utilizadas neste estudo, objetivando ampliar a análise de aplicabilidade ou não das correlações nos materiais estudados;
- Aprofundar a comparação dos ensaios de piezocone com outros ensaios, visando a validação cruzada entre os ensaios;
- Expansão da base de dados utilizada no desenvolvimento das correlações previamente desenvolvidas, visando melhorar a qualidade das estimativas e a aplicabilidade nas áreas carbonáticas locais, assim como também o desenvolvimento de correlações para outros parâmetros de resistência e deformabilidade.

## BIBLIOGRAFIA

- AGAIBY, S. S.; MAYNE, P. W. **Indirect estimation of fines content using the modified CPT material index**. In: GEOCONGRESS 2020: MODELING, GEOMATERIALS, AND SITE CHARACTERIZATION, Minneapolis. Proceedings... Reston, VA: ASCE, 2020. p. 569-582. (GSP 317).
- ALMEIDA, N. M. et al. **Plataforma Continental do Ceará**. In: VITAL, H.; DIAS, M. S.; BASTOS, A. C. (Eds.). *P2GM*. Rio de Janeiro: P2GM, 2021. v. 2.
- ALVES, V. L. S. **Estudo Experimental do Comportamento Mecânico de Areias Carbonáticas da Costa Nordeste do Brasil**. 2024. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2024.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM D5778-20: **Standard test method for electronic friction cone and piezocone penetration testing of soils**. West Conshohocken: ASTM International, 2020.
- AOKI, N.; VELLOSO, D. A. **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**. In: PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 5., 1975, Buenos Aires. Proceedings... Buenos Aires, 1975. v. 1, p. 367-376.
- BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; PASQUALINI, E. **Interpretation of CPTs and CPTUs; 2nd part: drained penetration of sands**. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR, 4., 1986, Singapore. Proceedings... Singapore, 1986. p. 143–156.
- BALDI, G. et al. **Modulus of sands from CPTs and DMTs**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS & FOUNDATION ENGINEERING, 12., 1989, Rio de Janeiro. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1989. V. 1, p. 165–170.
- BALIGH, M. M. et al. **The piezocone penetrometer**. In: ASCE NATIONAL CONVENTION, 1981, St. Louis. *Cone Penetration Testing and Experience*. New York: ASCE, 1981. p. 247–263.
- BARENTSEN, P. **Short description of a field testing method with coneshaped sounding apparatus**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. Proceedings... Cambridge, 1936. v. 1, p. 7–10.
- BARROSO, F. O. P. **Proposta de correlações para o módulo cisalhante e de amortecimento de solos arenosos**. 2022. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2022.
- BATTAGLIO, M.; BRUZZI, D.; JAMIOLKOWSKI, M.; LANCELLOTTA, R. **Interpretation of CPT's and CPTU's – 1st part: undrained penetration of saturated clays**. In: INTERNATIONAL GEOTECHNICAL SEMINAR IN FIELD INSTRUMENTATION, 4., 1986, Singapore. Proceedings... Singapore, 1986. p. 129–143.

BEGEMANN, H. K. S. P. **The use of the static soil penetrometer in Holland.** *New Zealand Engineering*, v. 18, n. 2, p. 41–49, 1963.

BOONSTRA, G. G. **Pile loading tests at Zwijndrecht, Holland.** In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 1., 1936, Cambridge. Proceedings... Cambridge, 1936. v. 1, p. 185–194.

BORGES NETO, C. **Ensaio contínuo de penetração de cone na argila cinza mole do Rio de Janeiro.** 1981. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1981.

BRANSBY, M. F. et al. **Pipe-soil interaction for surface-laid pipelines on carbonate sands.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FRONTIERS IN OFFSHORE GEOTECHNICS, 2020. Proceedings... 2020. 15 p.

CAMPANELLA, R. G. **A manual on interpretation of seismic piezocone test data for geotechnical design.** Vancouver: University of British Columbia, 2005.

CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. **Pore pressure during cone penetration testing.** In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1982. p. 507–512.

CAMPANELLA, R. G.; ROBERTSON, P. K. **Current status of piezocone test.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 1., 1988, Orlando. Proceedings... Orlando, 1988. p. 93–116.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos solos: teoria e aplicações.** 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2022.

CLARK, A. R.; WALKER, B. F. **Proposed scheme for the classification and nomenclature for use in Middle Eastern sedimentary rocks.** *Géotechnique*, v. 27, n. 1, p. 93–99, 1977.

COSTA NUNES, A. J. **A técnica de fundações e o 2º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos.** In: COBRAMSEG, 3., 1958, Recife/Campina Grande. Anais... Recife/Campina Grande, 1958. v. 3, p. 9–30.

DANZIGER, F. A. B. **Desenvolvimento de equipamento para realização de ensaio de piezocone: aplicação a argilas moles.** 1990. Tese (Doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1990.

DE RUITER, J. **Electric penetrometer for site investigation.** *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering*, ASCE, v. 97, n. SM2, p. 457–473, 1971.

DRAPER, N. R.; SMITH, H. **Applied regression analysis.** 3. ed. New York: John Wiley & Sons, 1998.

ESLAAMIZAAD, S.; ROBERTSON, P. K. **Seismic cone penetration test to identify cemented sands.** In: CANADIAN GEOTECHNICAL CONFERENCE, 49., 1996, St. John's. Proceedings... St. John's, 1996. p. 352–360.

EMPRESA DE PESQUISA ENERGÉTICA (EPE). **Balanco Energético Nacional 2024**. Brasil: EPE, 2024. Disponível em: [https://www.epe.gov.br/sites-pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/PublicacoesArquivos/publicacao-819/topico-715/BEN\\_Sintese\\_2024\\_PT.pdf](https://www.epe.gov.br/sites-pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/PublicacoesArquivos/publicacao-819/topico-715/BEN_Sintese_2024_PT.pdf). Acesso em: 01 set. 2025.

FOOKES, P. G. **The geology of carbonate soils, rocks & their engineering characterisation and description**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CALCAREOUS SEDIMENTS, 1988. Proceedings... 1988. p. 787–806.

FRANCISCO, G. M. **Ensaio de piezocone sísmico em solos**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1997.

GIRETTI, D.; BEEN, K.; FIORAVANTE, V.; DICKENSON, S. **CPT calibration and analysis for a carbonate sand**. *Geotechnique*, v. 68, n. 4, p. 345–357, 2018a. DOI: 10.1680/jgeot.16.P.312.

GIRETTI, D.; FIORAVANTE, V.; BEEN, K.; DICKENSON, S. **Mechanical properties of a carbonate sand from a dredged hydraulic fill**. *Geotechnique*, v. 68, n. 5, p. 410–420, 2018b. DOI: 10.1680/jgeot.16.P.304.

GODOY, N. S. **Fundações: Notas de aula, Curso de Graduação, São Carlos (SP)**. Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

GUIMARÃES, I. B. **Ensaio de cone elétrico no depósito argiloso mole de Sarapuú**. 1983. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – PUC-Rio, Rio de Janeiro, 1983.

HEGAZY, Y. A.; MAYNE, P. W. **Statistical correlations between Vs and cone penetration data for different soil types**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, 1., 1995, Linköping. Proceedings... Linköping: Swedish Geotechnical Society, 1995. p. 173–178.

HOUSBY, G. T. **Piezocone penetration test**. In: GEOTECHNOLOGY CONFERENCE: PENETRATION TESTING IN THE UK, 1988, Birmingham. Proceedings... London: Thomas Telford, 1988. p. 141–146.

HULL, T. S.; POULOS, H. G.; ALHOSSEIN, H. **Static test results of carbonate sediments**. In: ANDREWS, D.; JEWELL, R. (Eds.). *Engineering for Calcareous Sediments*. Boca Raton: CRC Press, 1988. p. 87–96.

INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS (IBAMA). **Mapas de projetos em licenciamento – Complexos Eólicos Offshore**. Brasília: IBAMA, 2024. Disponível em: [https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/arquivos/20240129\\_Mapa\\_eolicas\\_offshore\\_Ibama.pdf](https://www.gov.br/ibama/pt-br/assuntos/laf/consultas/arquivos/20240129_Mapa_eolicas_offshore_Ibama.pdf). Acesso em: 01 set. 2025.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA). **Renewables 2023: Executive Summary**. Paris: IEA, 2023. Disponível em: <https://origin.iea.org/reports/renewables-2023/executive-summary>. Acesso em: 29 ago. 2025.

INTERNATIONAL ENERGY AGENCY (IEA). **Global Energy Review 2025: Electricity**. Paris: IEA, 2025. Disponível em: <https://www.iea.org/reports/global-energy-review-2025/electricity>. Acesso em: 29 ago. 2025.

INTERNATIONAL RENEWABLE ENERGY AGENCY (IRENA). **Renewables in 2024: 5 Key Facts Behind a Record-Breaking Year**. Abu Dhabi: IRENA, 2025. Disponível em: <https://www.irena.org/News/articles/2025/Apr/Renewables-in-2024-5-Key-Facts-Behind-a-Record-Breaking-Year>. Acesso em: 29 ago. 2025.

INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION (ISO). **ISO 22476-1: Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test**. Switzerland: ISO, 2022. 66 p.

JAMIOLKOWSKI, M.; LOPRESTI, D. C. F.; MANASSERO, M. **Evaluation of relative density and shear strength of sands from cone penetration test and flat dilatometer test**. In: SOIL BEHAVIOR AND SOFT GROUND CONSTRUCTION. Reston: ASCE, 2001. p. 201–238. (GSP 119).

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. **Soil classification by the cone penetration test: discussion**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 28, n. 1, p. 173–176, 1991.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Palo Alto: Electric Power Research Institute (EPRI), 1990. (Report EL-6800).

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LEHANE, B. M. et al. **Interpretation of centrifuge CPT data in normally consolidated silica and carbonate sands**. *Géotechnique*, v. 73, n. 10, p. 907–916, 2023. DOI: 10.1680/jgeot.21.00177.

LO PRESTI, D.; MEISINA, C. **CPT Handbook**. Calendasco: Pagani, 2022.

LUNNE, T. **The CPT in offshore soil investigations – a historic perspective**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING, 2., 2010, Huntington Beach. Proceedings... 2010.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. London: Blackie Academic & Professional, 1997.

MARCHETTI, S.; CRAPPS, D. K. **Flat Dilatometer Manual**. Gainesville, FL: University of Florida / Schmertmann & Crapps, Inc., 8 jun. 1981.

MAYNE, P. W. **Cone penetration testing – NCHRP Synthesis 368**. Washington, D.C.: TRB, 2007.

MAYNE, P. W. **Undisturbed sand strength from seismic cone tests**. *Geomechanics and Geoengineering*, v. 1, n. 4, p. 239–257, 2006.

MAYNE, P. W. **Piezocone profiling of clays for maritime site investigations**. In: 11th BALTIC SEA GEOTECHNICAL CONFERENCE, 2008, Gdansk. Proceedings... 2008. p. 333–350.

- MAYNE, P. W. **Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests.** In: CPT'14, Las Vegas, 2014. p. 47–73.
- MAYNE, P. W.; CARGILL, E.; GREIG, J. **The cone penetration test: better information, better decisions – a CPT design parameter manual.** Iden: Lankelma, 2023.
- MENGÉ, P. et al. **Evaluation of relative density and liquefaction potential with CPT in reclaimed calcareous sand.** In: LEHANE, A.; ACOSTA-MARTÍNEZ, J.; KELLY, R. (Eds.). *Geotechnical and Geophysical Site Characterisation 5.* Sydney: Australian Geomechanics Society, 2016.
- MILLIMAN, J. D.; MÜLLER, G.; FÖRSTNER, F. **Recent sedimentary carbonates: part 1 marine carbonates.** 1974.
- MONTGOMERY, D. C.; PECK, E. A.; VINING, G. G. **Introduction to linear regression analysis.** 5. ed. Hoboken: John Wiley & Sons, 2012.
- MOUG, D. M. et al. **Mechanistic development of CPT-based cyclic strength correlations for clean sand.** *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 145, n. 10, 2019. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002101.
- MUHS, H. **50 years of deep sounding with static penetrometers.** *Mitteilungen der Deutschen Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik*, n. 34, p. 45–50, 1978.
- NASCIMENTO, M. V. **Utilização do Pressiômetro de Ménard no Estudo das Areias Carbonáticas do Litoral Cearense.** 2026. (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2026.
- NASCIMENTO, M. V. et al. **Geotechnical properties of carbonate sands on the coast of Ceará: implications for offshore wind foundations and green hydrogen initiatives.** *Sustainability*, v. 17, p. 4726, 2025.
- NYIRENDA, Z. M. **The piezocone in lightly overconsolidated clay.** 1989. Tese (Doutorado) – University of Oxford, 1989.
- ORTIGÃO, J. A. R. et al. **In situ testing of calcareous sand, Campos Basin.** In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON USE OF IN SITU TESTING IN GEOTECHNICAL ENGINEERING – IN SITU '86, 1986, Blacksburg. Proceedings... Blacksburg: ASCE, 1986. p. 887–899.
- OHSAKI, Y. IWASAKI, R. **On Dynamic Shear Moduli and Poisson's Ratio of Soil Deposits.** *Soils and Foundation, JSSMFE*, v. 13, n. 4, Dec., p. 59-73, 1973.
- PAGANI GEOTECHNICAL EQUIPMENT. Pagani Geotechnical – Official Website. Disponível em: <http://pagani-geotechnical.com/>. Acesso em: 01 ago. 2025
- PARK, S. **Installation and operation of suction caisson anchors in calcareous sand.** 2023. Tese (Doutorado) – The University of Western Australia. 366p.
- PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

- ROBERTSON, P. K. **Soil classification using CPT**. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, n. 1, p. 151–158, 1990.
- ROBERTSON, P. K. **Interpretation of CPTs: unified approach**. Canadian Geotechnical Journal, v. 46, n. 11, p. 1337–1355, 2009.
- ROBERTSON, P. K. **CPT-based soil behavior type classification: an update**. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 12, p. 1910–1927, 2016.
- ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. *Guide to cone penetration testing*. 7. ed. Newport Beach, 2022.
- ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. **Interpretation of CPT: sand**. Canadian Geotechnical Journal, v. 20, n. 4, p. 718–733, 1983.
- ROBERTSON, P. K. et al. **Use of piezometer cone data**. In: IN SITU TESTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING, Blacksburg, 1986. p. 1263–1280.
- ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. **Evaluating liquefaction potential using CPT**. Canadian Geotechnical Journal, v. 35, n. 3, p. 442–459, 1998.
- REN21. **Renewables 2025 Global Status Report**. Paris: REN21, 2025. Disponível em: [https://www.ren21.net/gsr-2025/global\\_overview/](https://www.ren21.net/gsr-2025/global_overview/). Acesso em: 29 ago. 2025.
- SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics: the main tests**. London: Taylor & Francis, 2009.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.
- SCHNEIDER, J. A.; RANDOLPH, M. F.; MAYNE, P. W.; RAMSEY, N. R. **Analysis of factors influencing soil classification using normalized piezocone tip resistance and pore pressure parameters**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 134, n. 11, p. 1569–1586, 2008.
- SCHNEIDER, J. A.; HOTSTREAM, J. N.; MAYNE, P. W.; RANDOLPH, M. F. **Comparing CPTU Q–F and  $Q-\Delta u_2/\sigma'_{v0}$  soil classification charts**. *Géotechnique Letters*, v. 2, n. 4, p. 209–215, 2012.
- SCHOLEY, G. **Technical note on calibration for cone penetration testing in soft soils**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, 7., 2024, Barcelona. Proceedings... Barcelona, 2024.
- SHARMA, S.; COLREAVY, C.; BOYLAN, N. **Cone penetration response in carbonate sediments**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERIZATION, 7., 2024, Barcelona. Proceedings... Barcelona, 2024.
- SHARMA, S.; BOYLAN, N. **CPT-based soil behaviour type material index ( $I_c$ ) parameter for carbonate sediments**. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON

FRONTIERS IN OFFSHORE GEOTECHNICS, 5., 2025, Nantes. Proceedings... Nantes, 2025.

SHARMA, S. S.; JOER, H. A. **Some characteristics of carbonate sediments from North-West Shelf, Western Australia.** In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON FRONTIERS IN OFFSHORE GEOTECHNICS, 3., 2015, Oslo. Proceedings... Oslo, 2015. p. 1109–1114.

SMITS, F. P. **Penetration pore pressure measured with piezometer cones.** In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PENETRATION TESTING, 2., 1982, Amsterdam. Proceedings... Rotterdam: Balkema, 1982. v. 2, p. 871–876.

SNEDECOR, G. W.; COCHRAN, W. G. **Statistical methods.** 8. ed. Ames: Iowa State University Press, 1989.

STERIANOS, B. **Geotechnical properties of carbonate soils with reference to an improved engineering classification.** 1988. Dissertação (Mestrado) – University of Cape Town, 1988.

STUYTS, B. et al. **A critical review of cone penetration test-based correlations for estimating small-strain shear modulus in North Sea soils.** *Geotechnics*, v. 4, p. 604–635, 2024.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: Anais do SEFE. São Paulo: [s.n.]. v. 1. 1996.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** In: HACHICH et al (ed.). Fundações: teoria e prática. Pini, p. 227-264, 1996.

TORSTENSSON, B. A. **Pore pressure sounding instrument.** In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES, 1975, New York. Proceedings... New York: ASCE, 1975. v. 2, p. 48–54.

TRIOLA, Mario F. **Introdução à Estatística.** Rio de Janeiro, LTC, 2008.

UZIELLI, M.; MAYNE, P. W.; CASSIDY, M. J. **Probabilistic assessment of design strengths for sands from in situ testing data.** In: MODERN GEOTECHNICAL DESIGN CODES OF PRACTICE, 2013. Proceedings... Amsterdam: IOS-Millpress, 2013. p. 214–227.

UZIELLI, M.; MAYNE, P. W. **Probabilistic assignment of effective friction angle of sands and silty sands from CPT using quantile regression.** *Georisk*, v. 13, n. 4, p. 272–275, 2019. DOI: 10.1080/17499518.2019.1663388.

VAN IMPE, P. O. et al. **Compaction control in calcareous sands.** *Soils and Foundations*, v. 55, n. 6, p. 1474–1486, 2015.

VELLOSO, D. A. **O ensaio de diepsondering e a determinação da capacidade de carga do solo.** *Rodovia*, n. 29, p. 3–7, 1959.

VELLOSO, P. P. C. **Estacas escavadas: aspectos geotécnicos do projeto**. In: CICLO DE PALESTRAS SOBRE ESTACAS ESCAVADAS, 1981, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: Clube de Engenharia, 1981.

VERMAIDEN, J. **Improved sounding apparatus, as developed in Holland since 1936**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1948, Rotterdam. Proceedings... Rotterdam, 1948. p. 280–287.

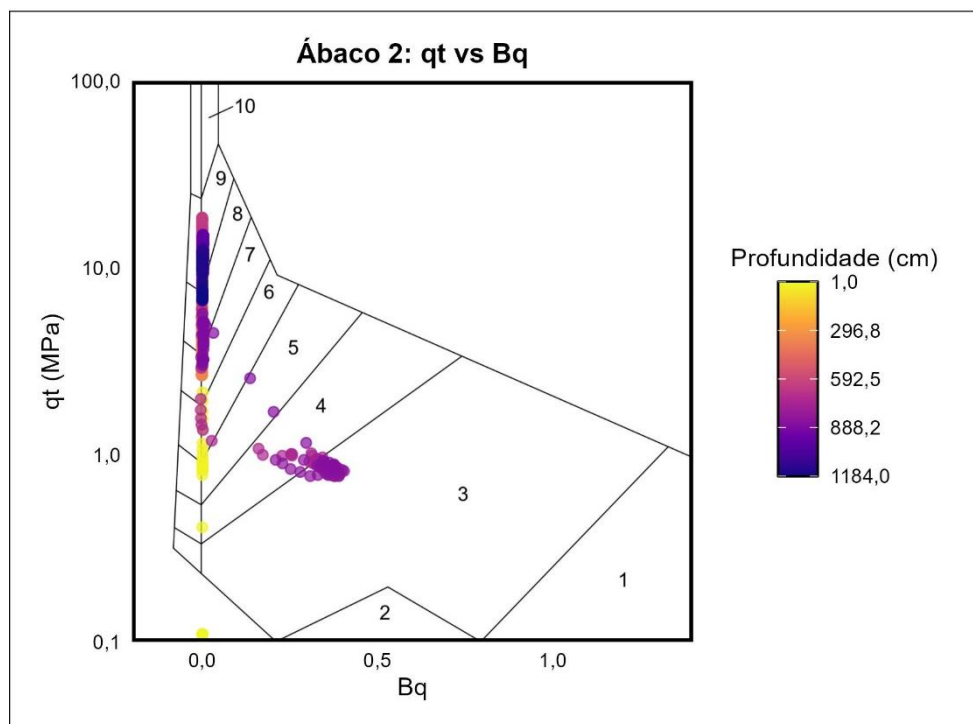
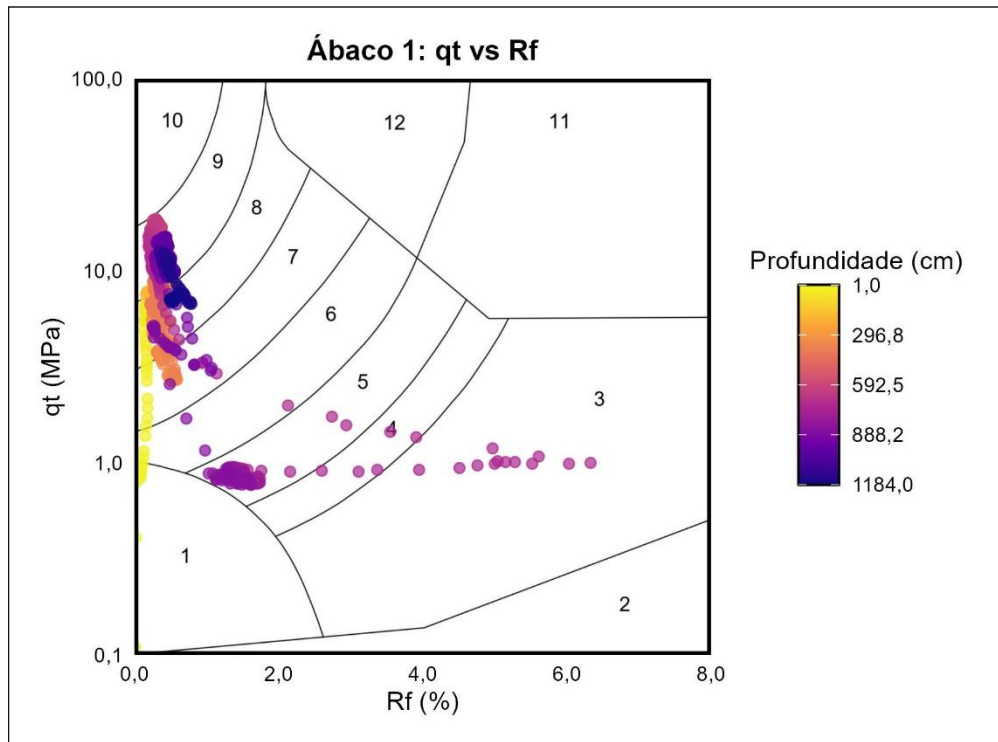
WISSA, A. Z. E.; MARTIN, R. T.; GARLANGER, J. E. **The piezometer probe**. In: ASCE SPECIALTY CONFERENCE ON IN SITU MEASUREMENT OF SOIL PROPERTIES, 1975, New York. Proceedings... New York: ASCE, 1975. v. 1, p. 536–545.

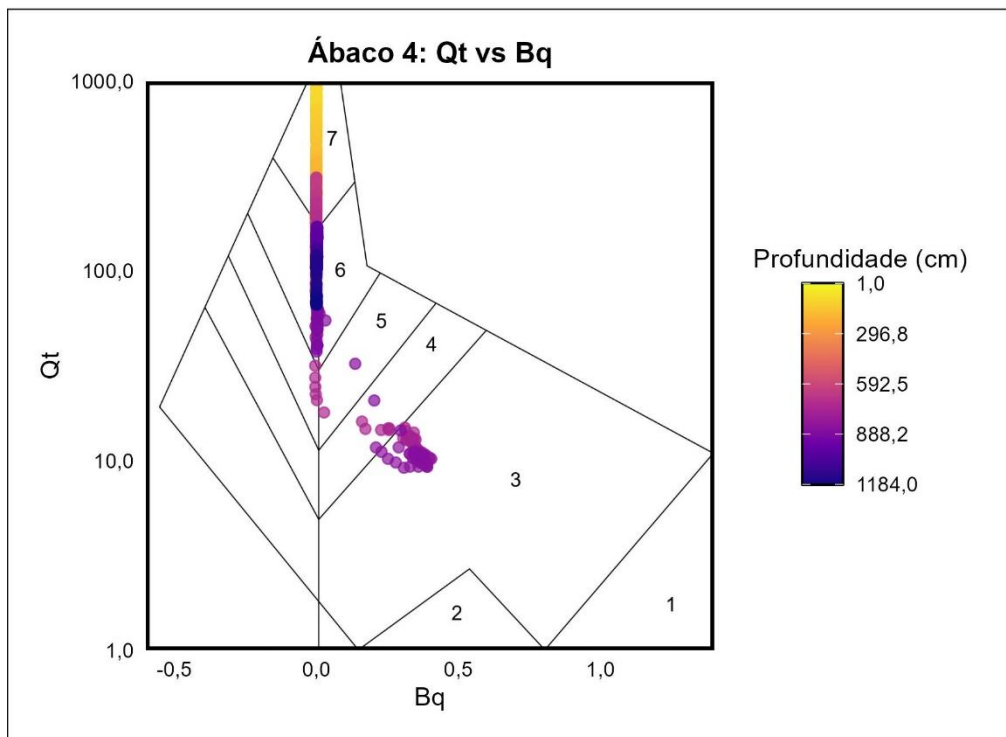
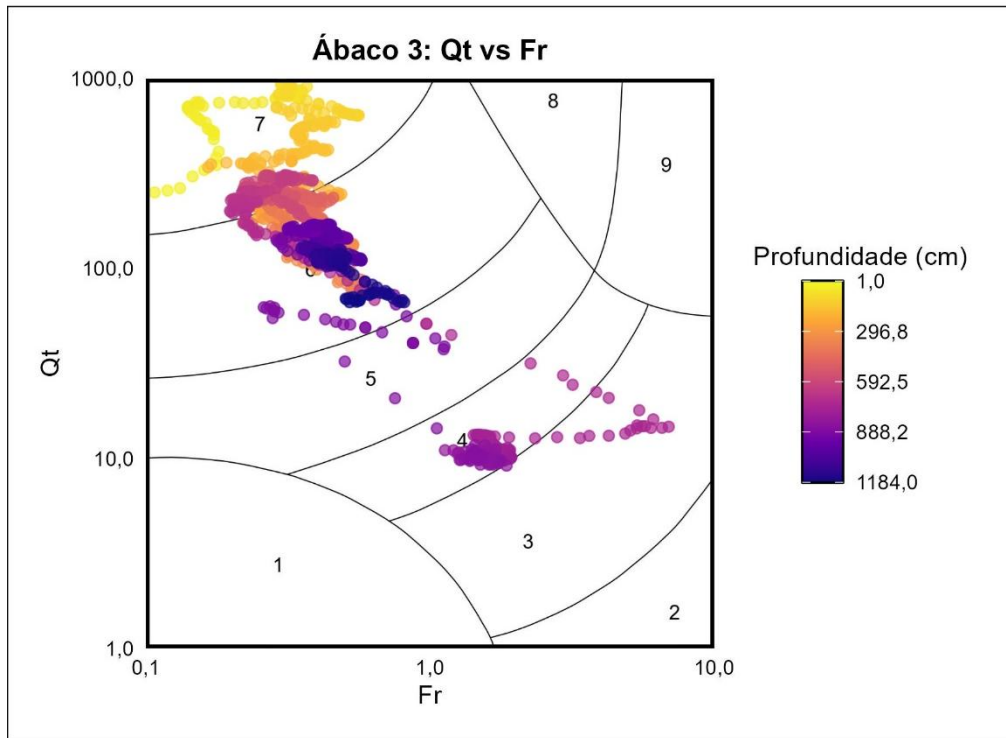
WORLD ECONOMIC FORUM (WEF). **Renewable energy transition: wind and solar power 2024**. Geneva: WEF, 2025. Disponível em: <https://www.weforum.org/stories/2025/04/renewable-energy-transition-wind-solar-power-2024/>. Acesso em: 29 ago. 2025.

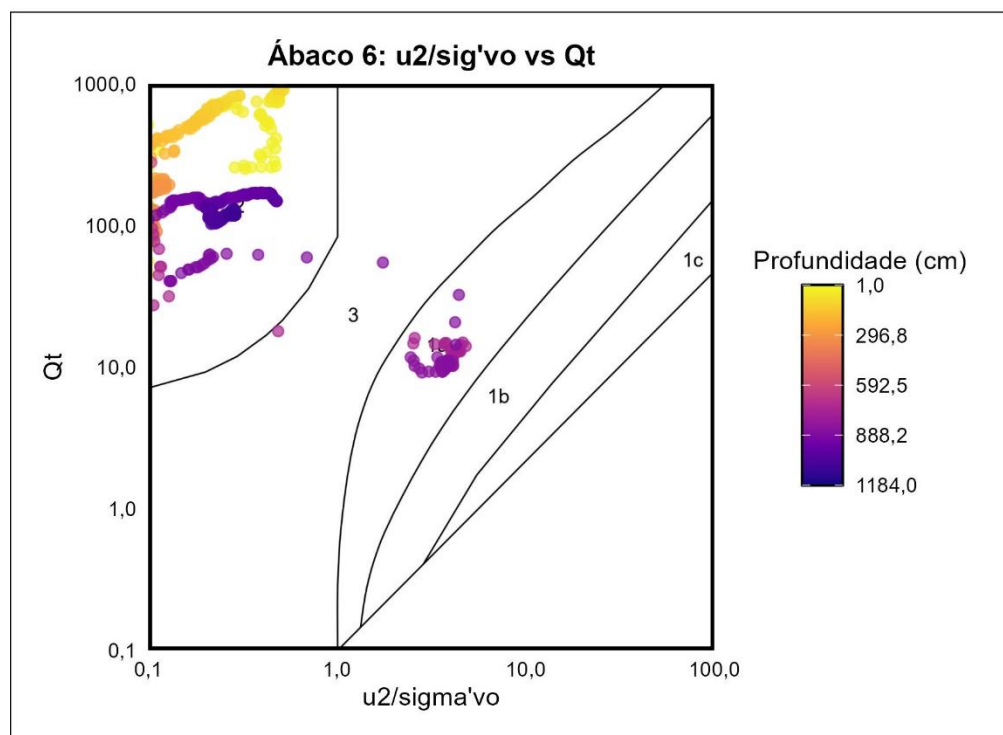
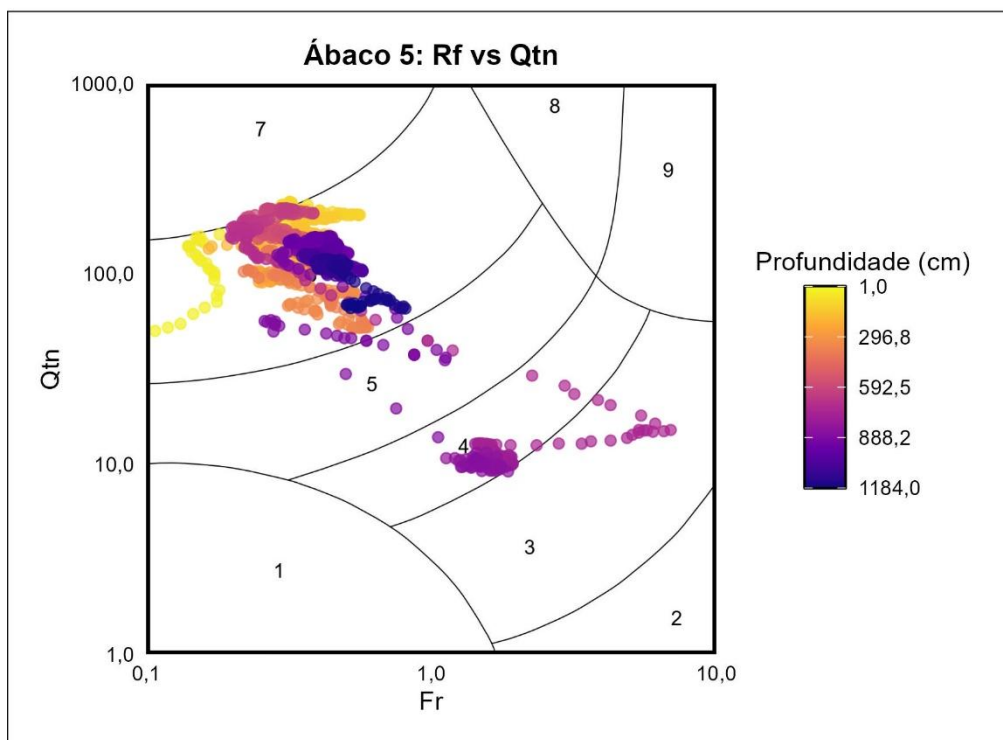
WROTH, C. P. **Interpretation of in situ soil tests**. *Géotechnique*, v. 34, n. 4, p. 449–489, 1984.

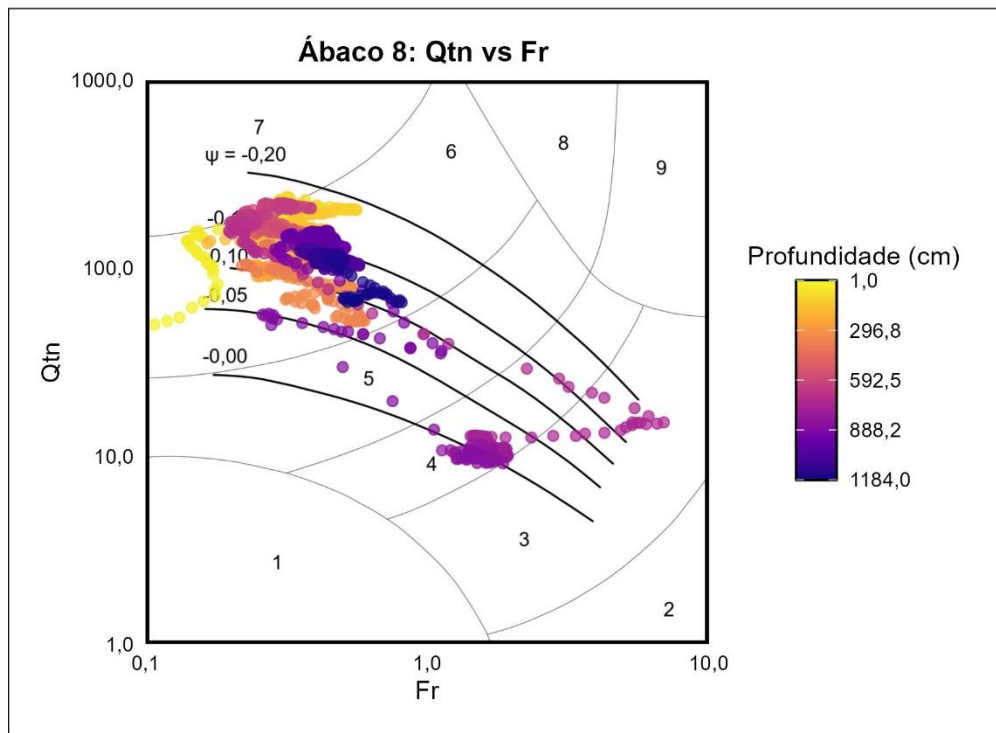
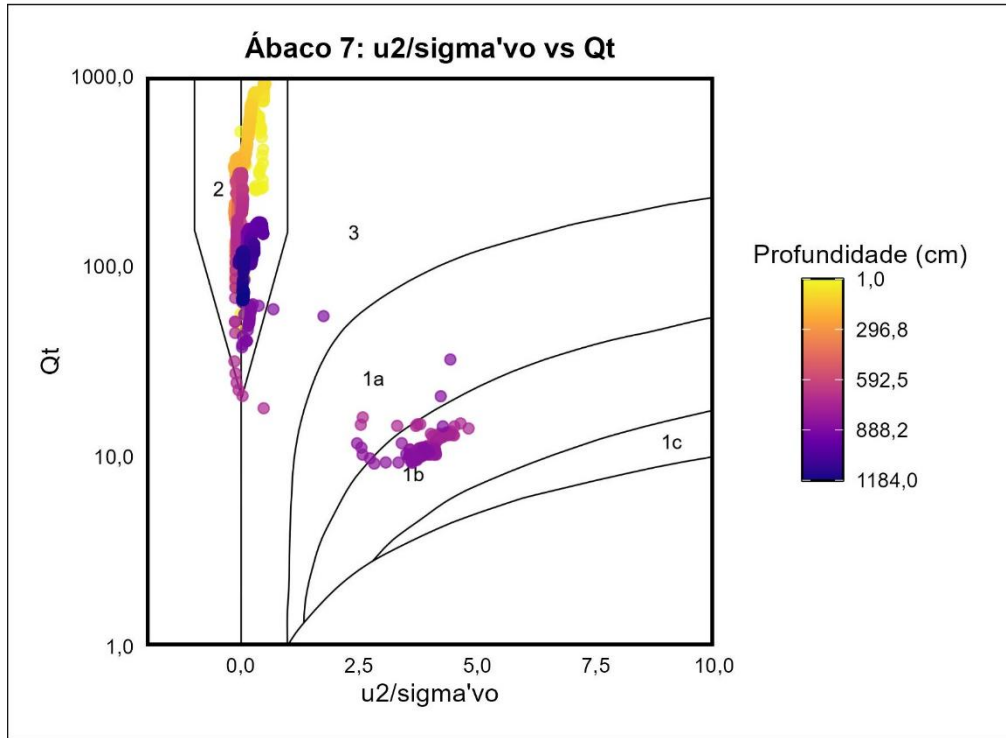
ZHANG, G.; ROBERTSON, P. K.; BRACHMAN, R. W. I. **Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 39, n. 5, p. 1168–1180, 2002. DOI: 10.1139/t02-047.

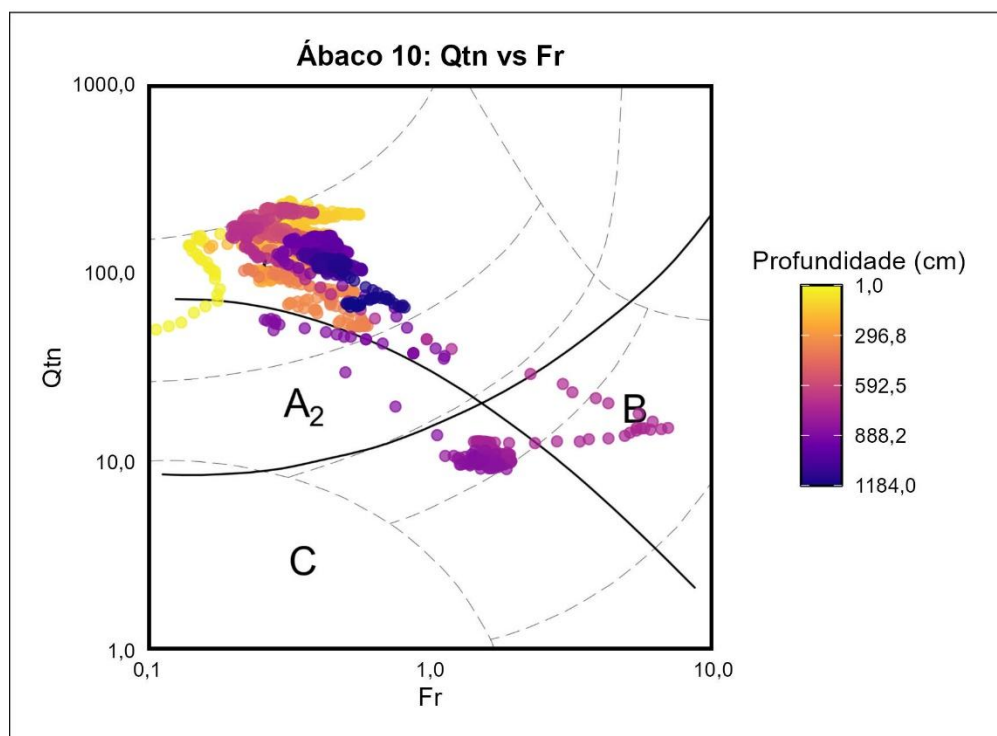
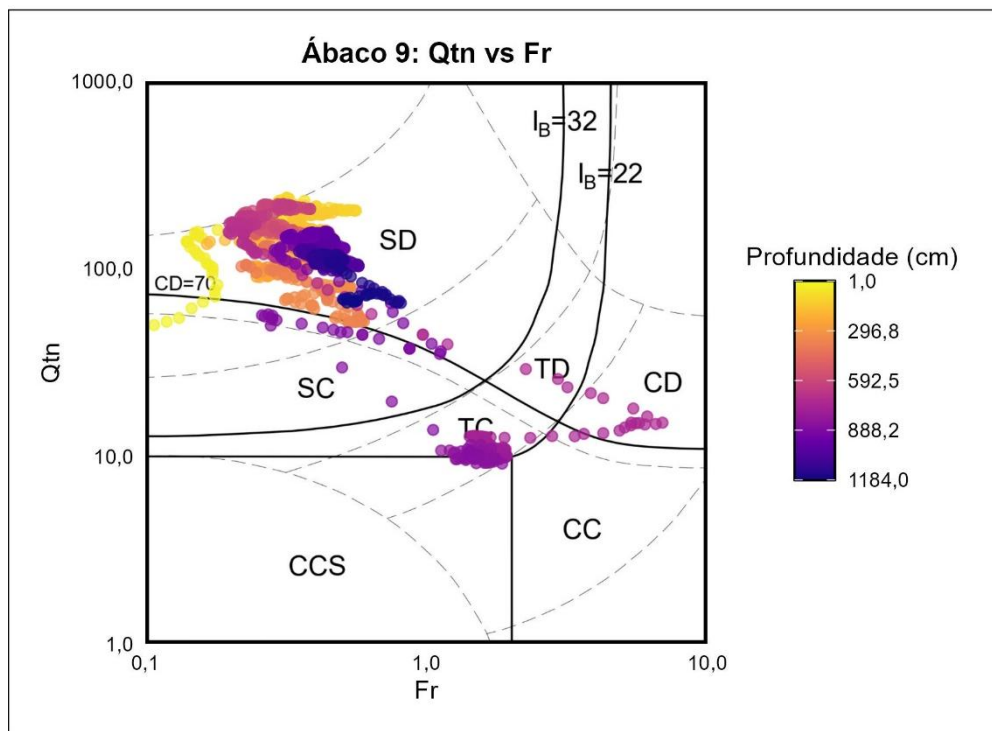
## APÊNDICE A – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO MT1

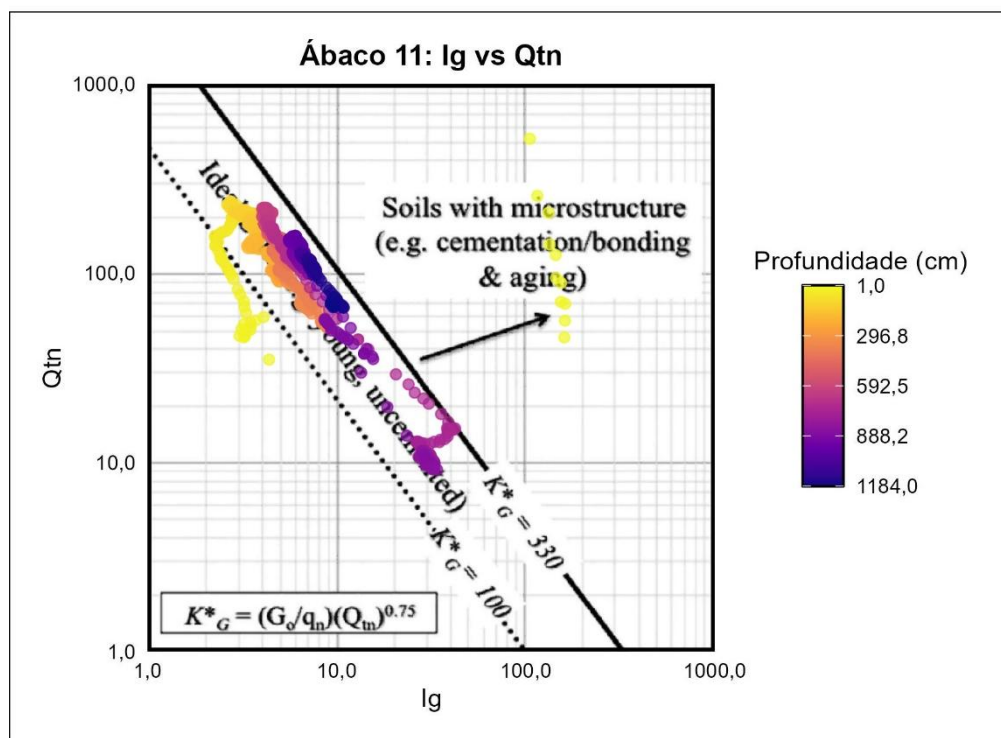




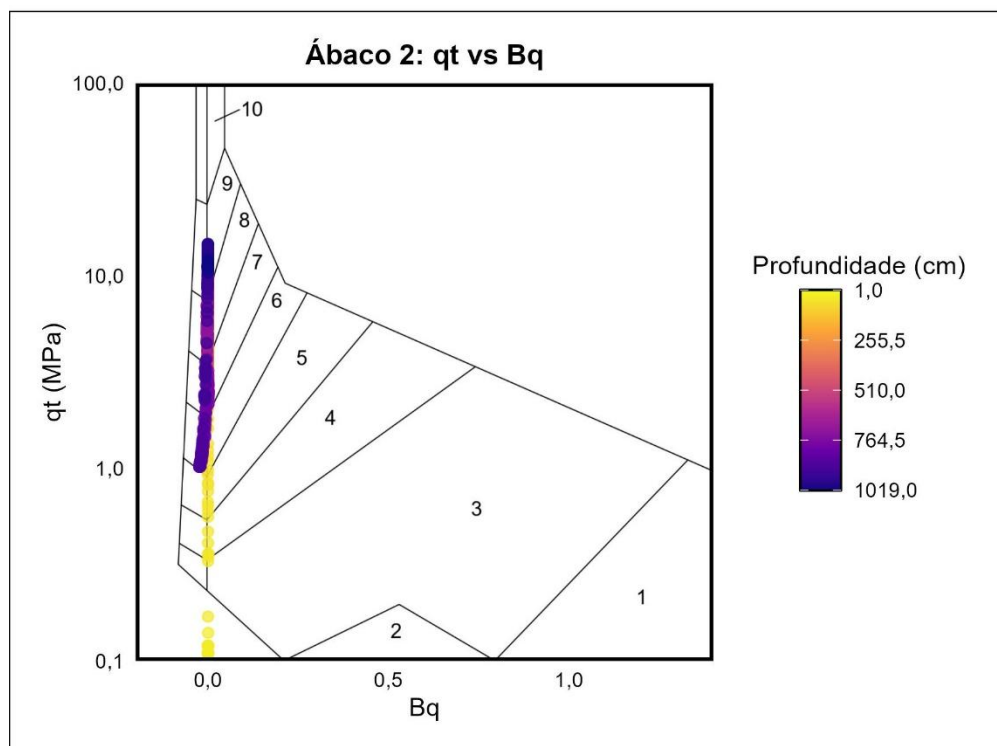
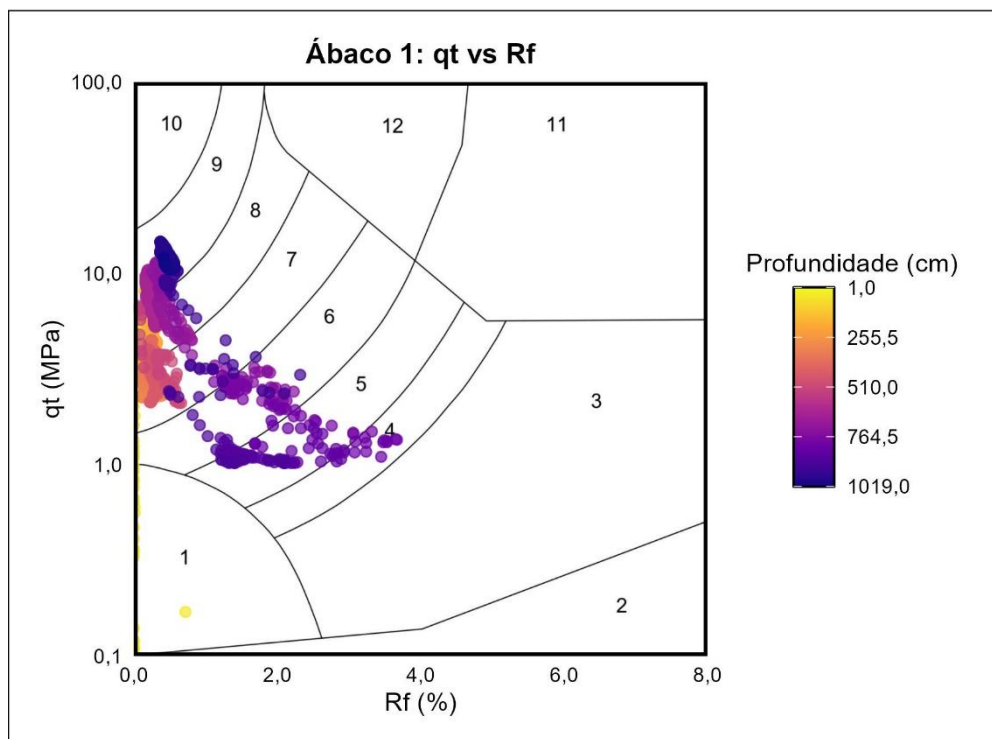


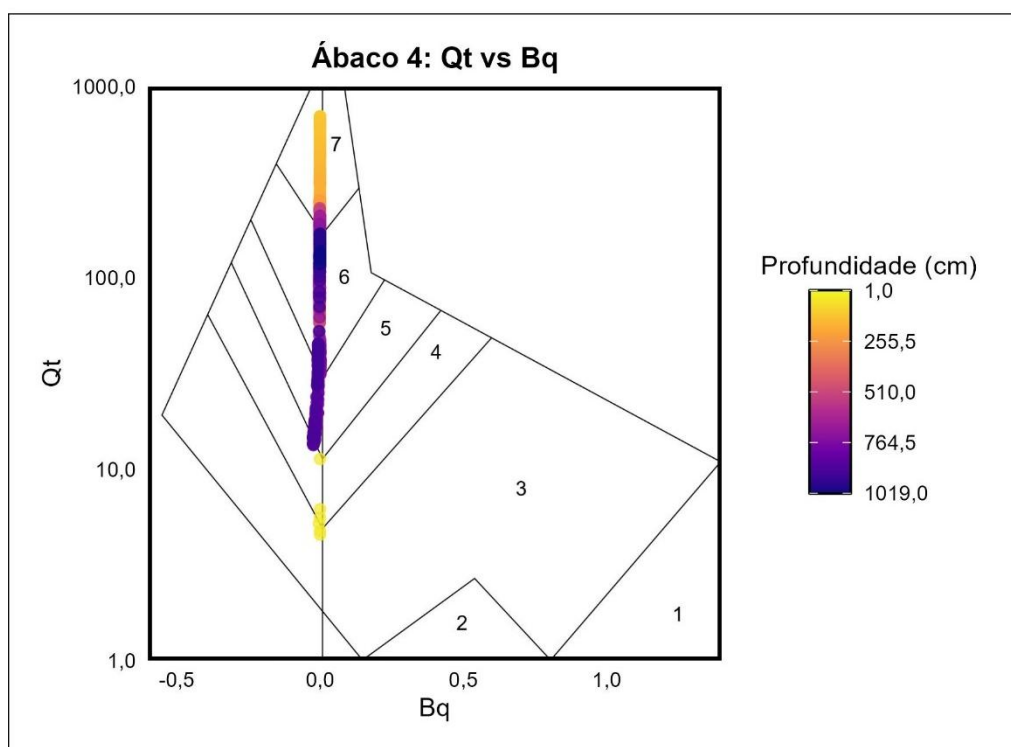
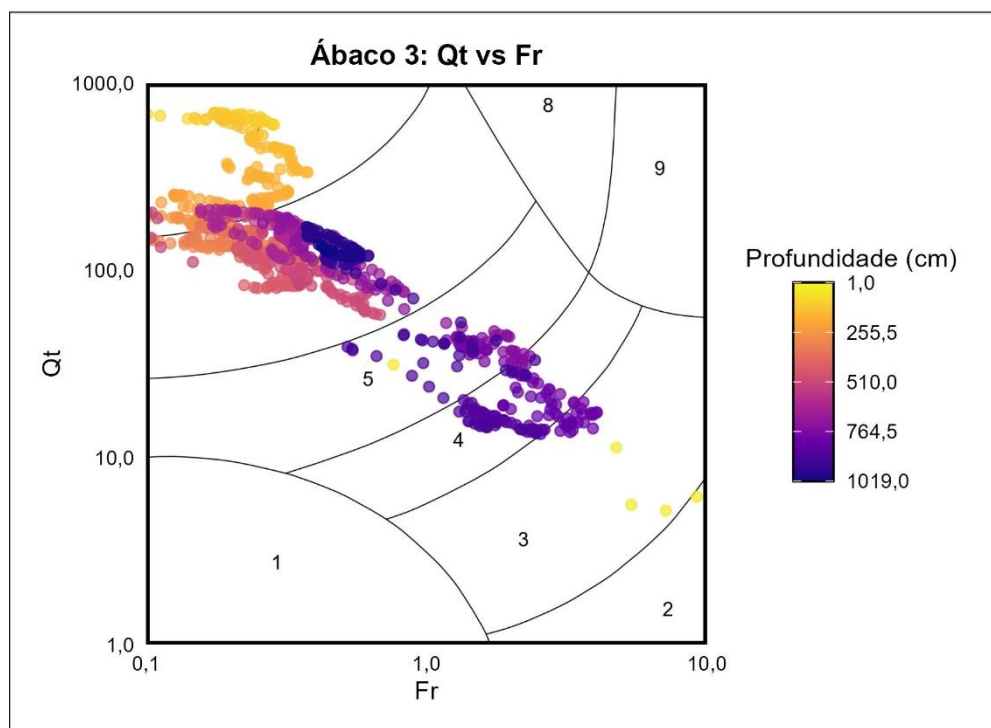


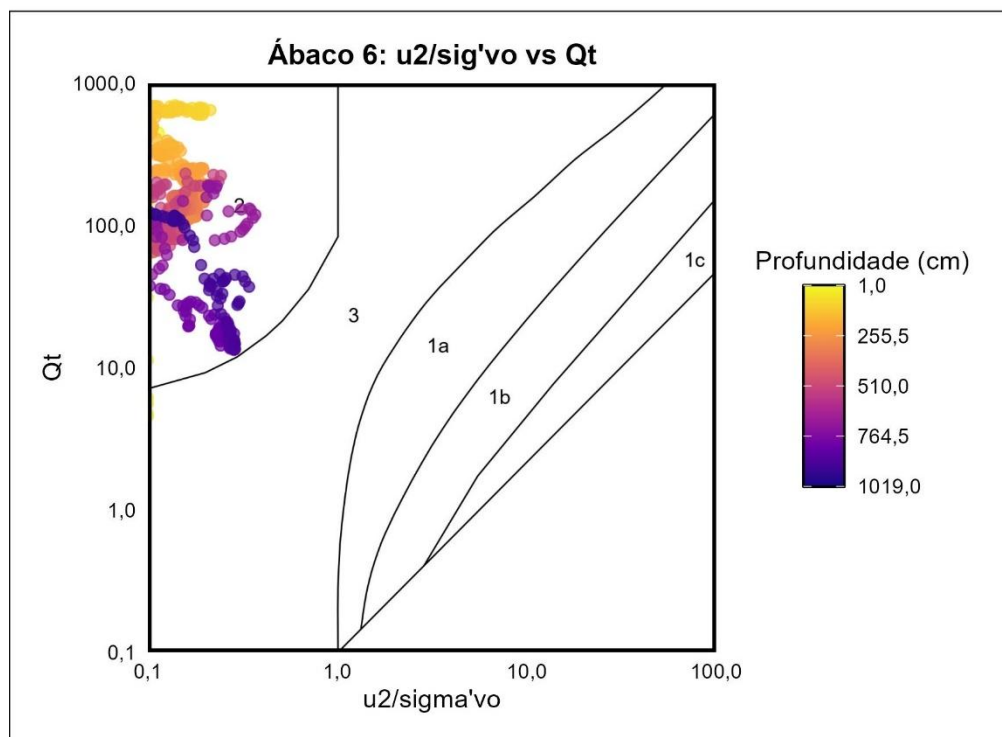
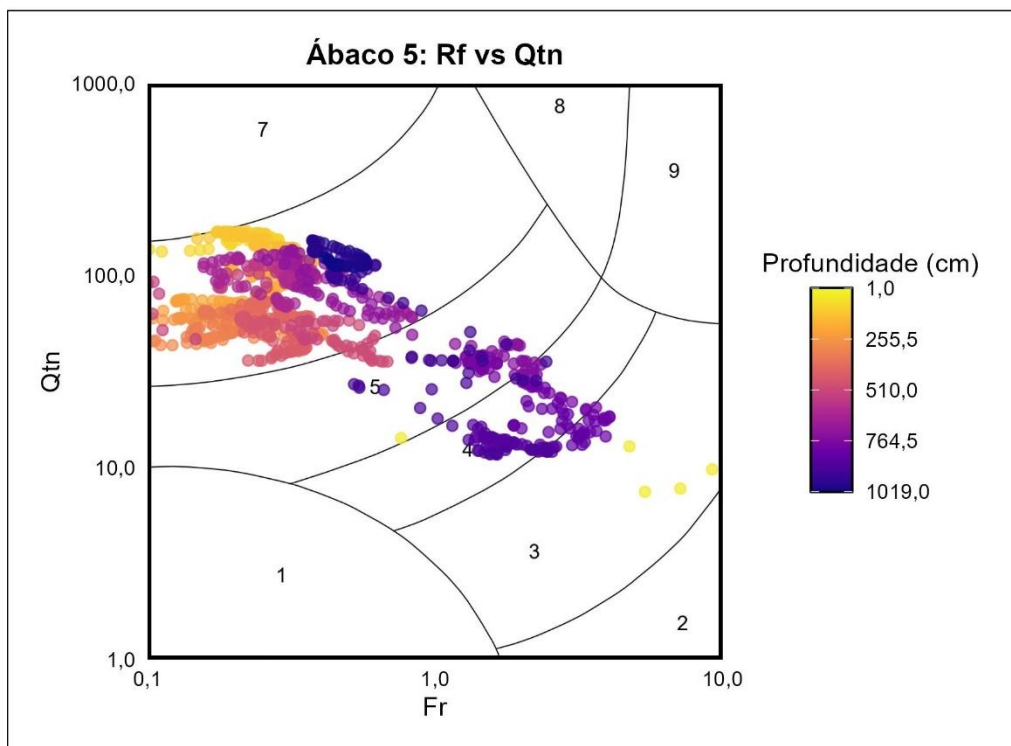


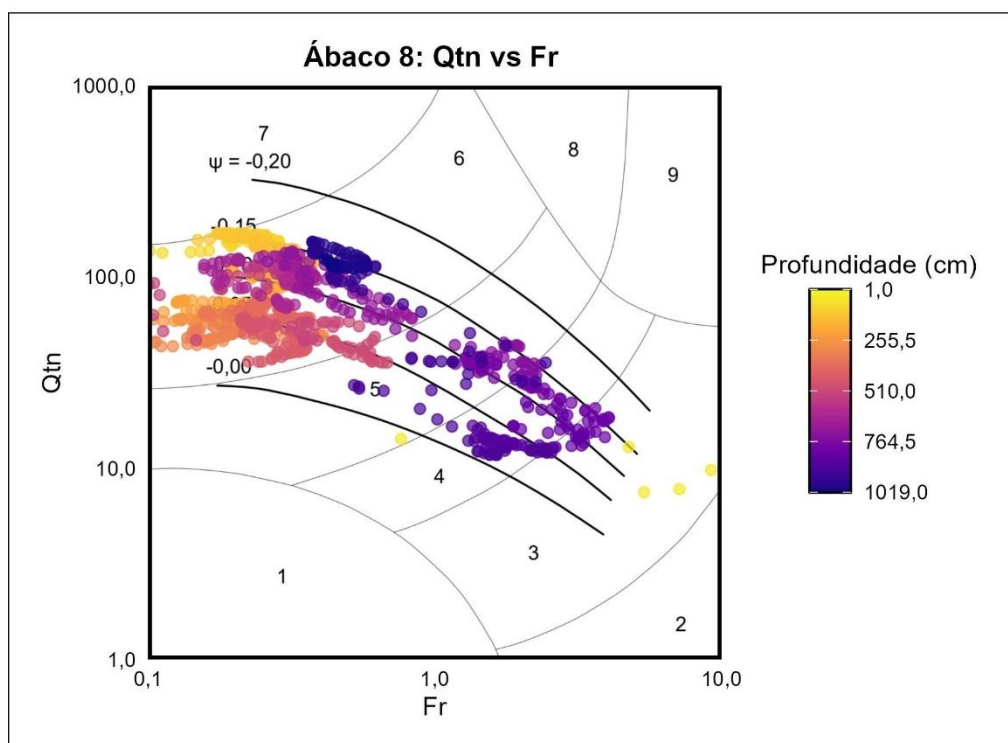
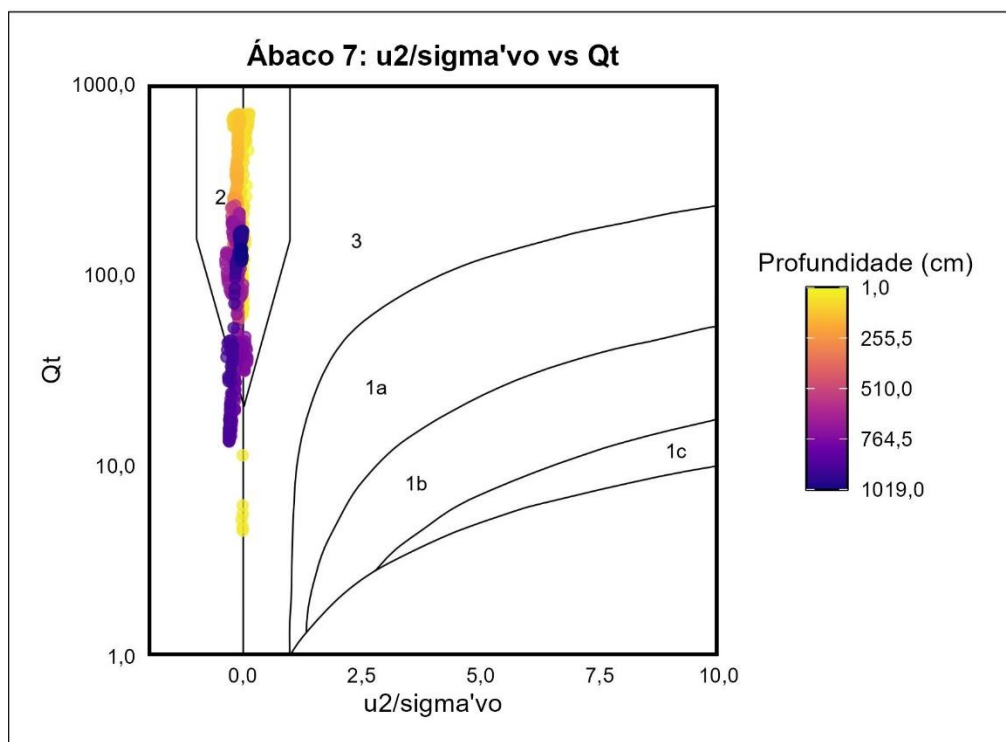


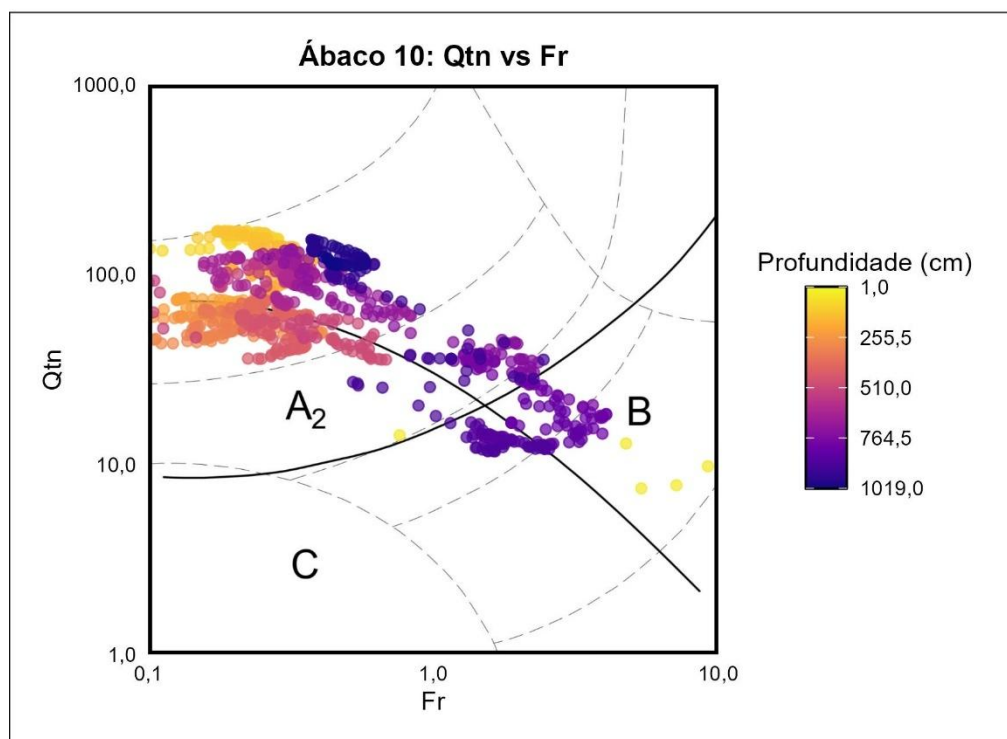
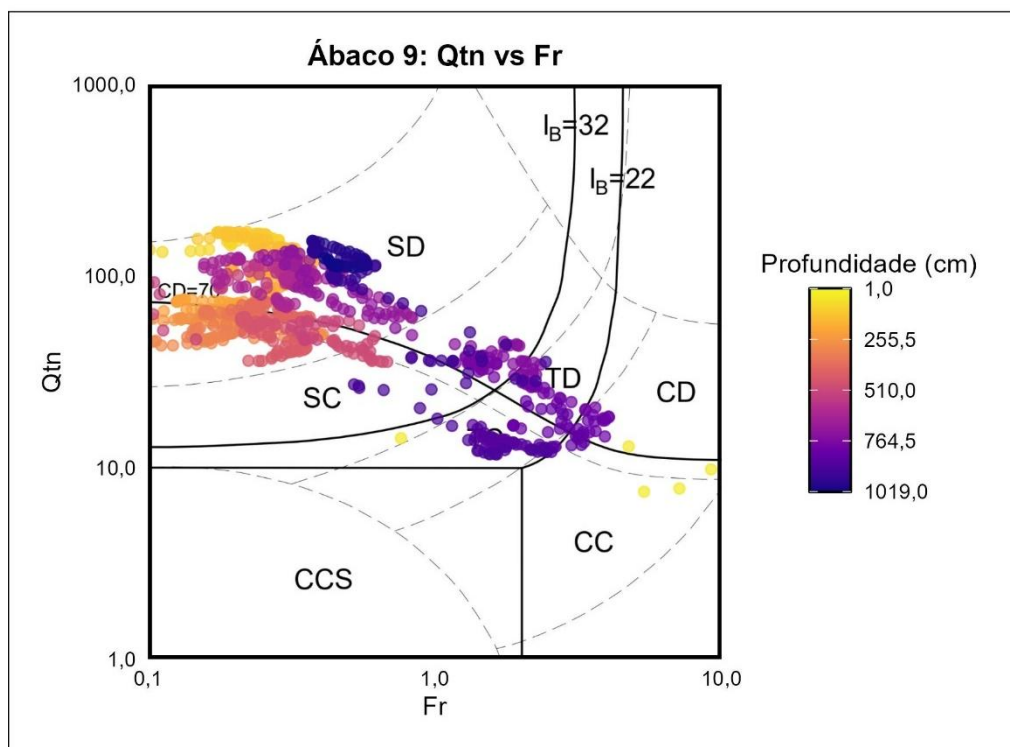
## APÊNDICE B – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO MT2

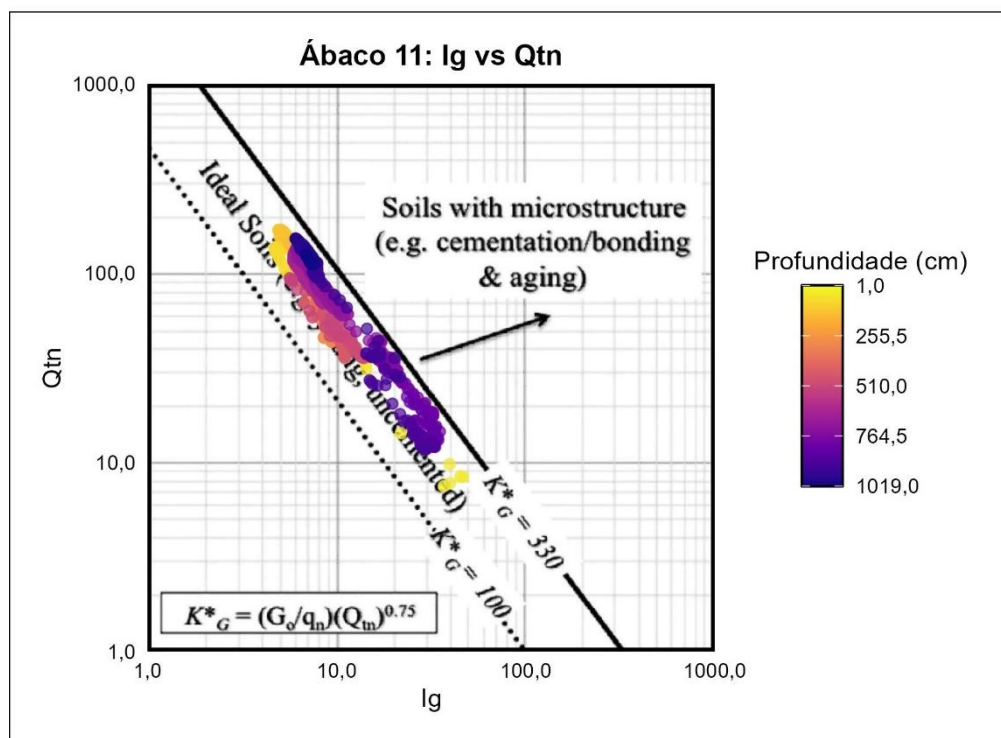




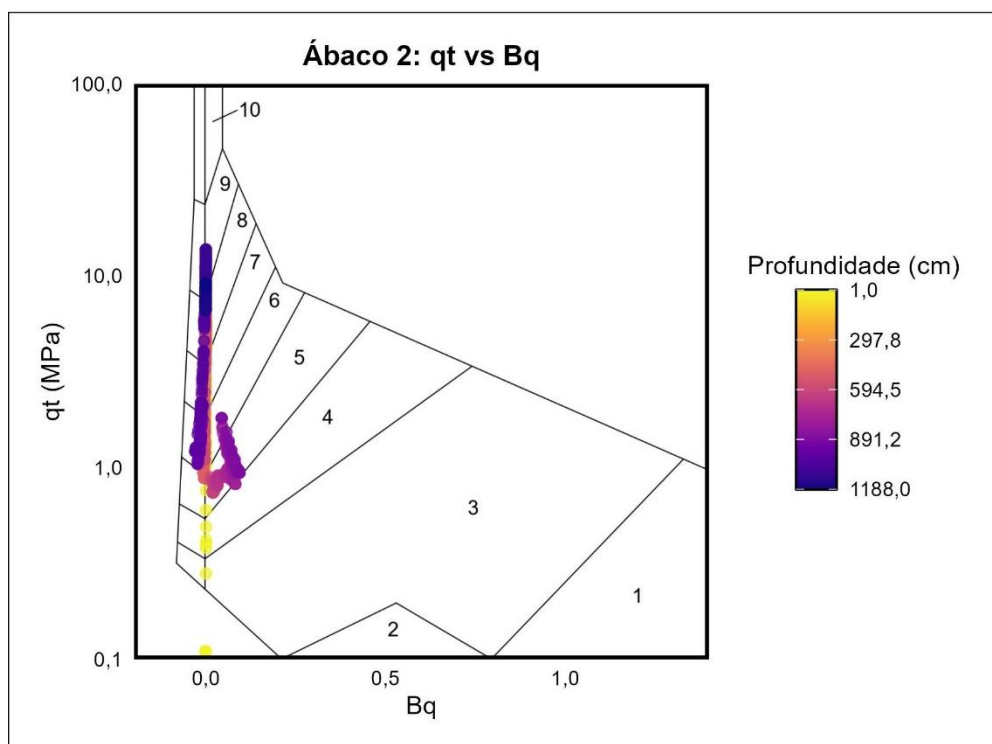
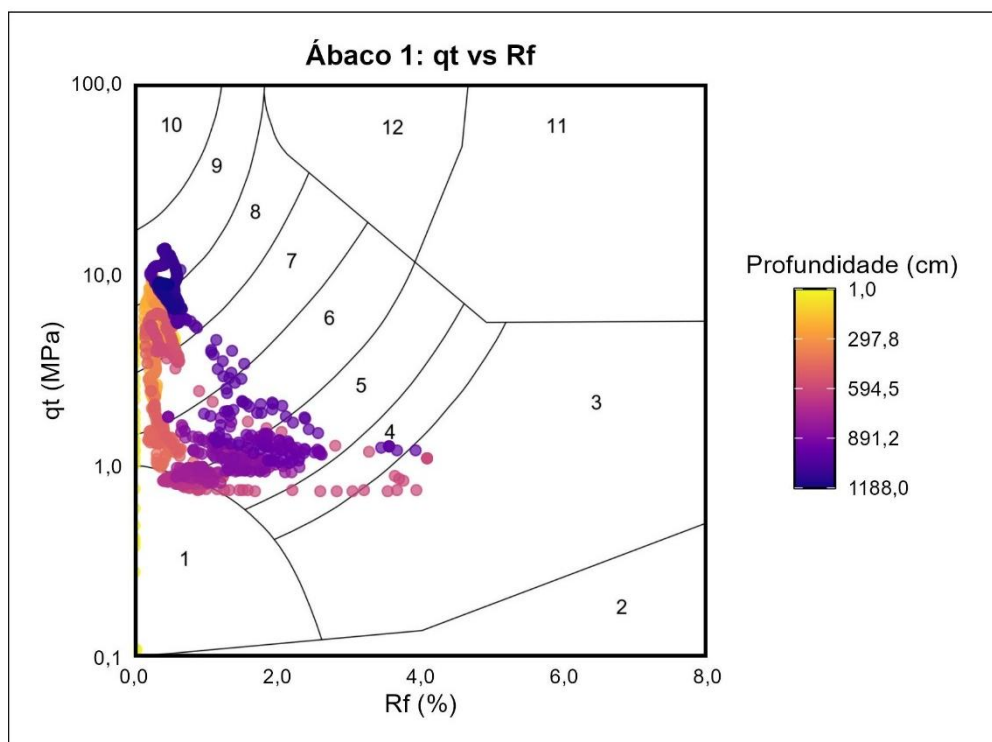


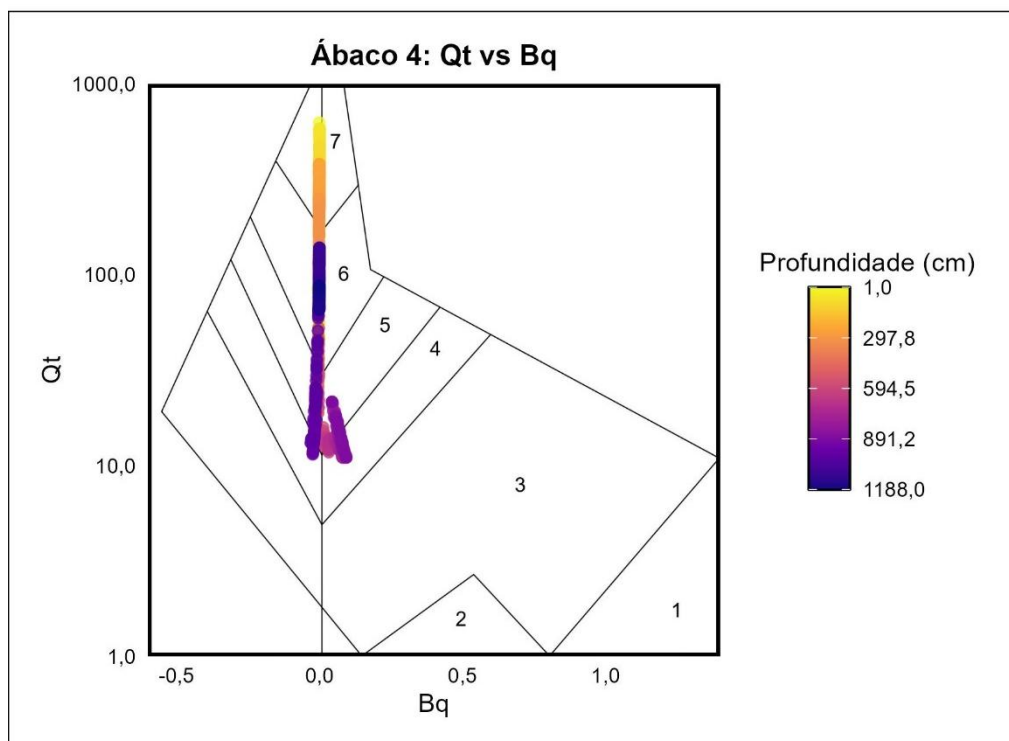
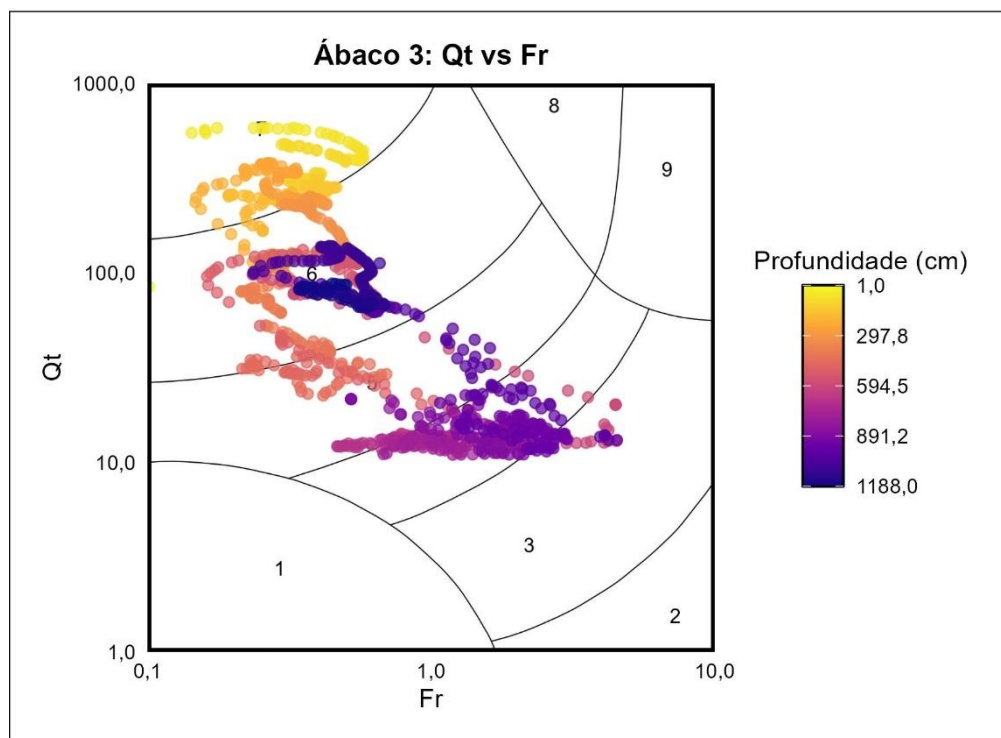


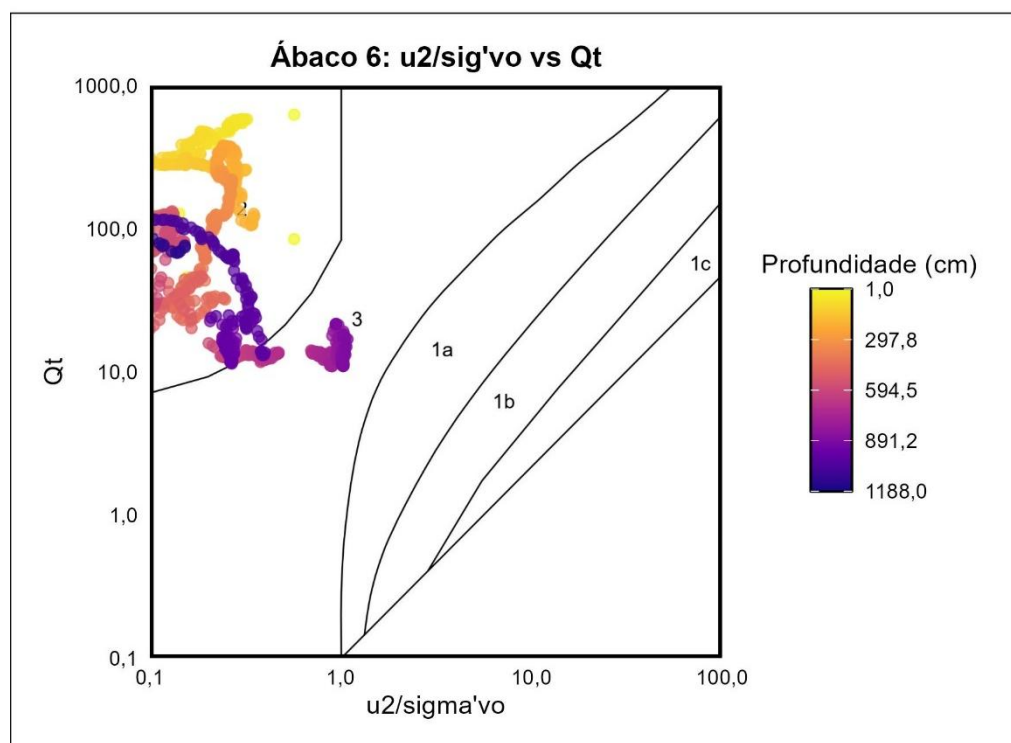
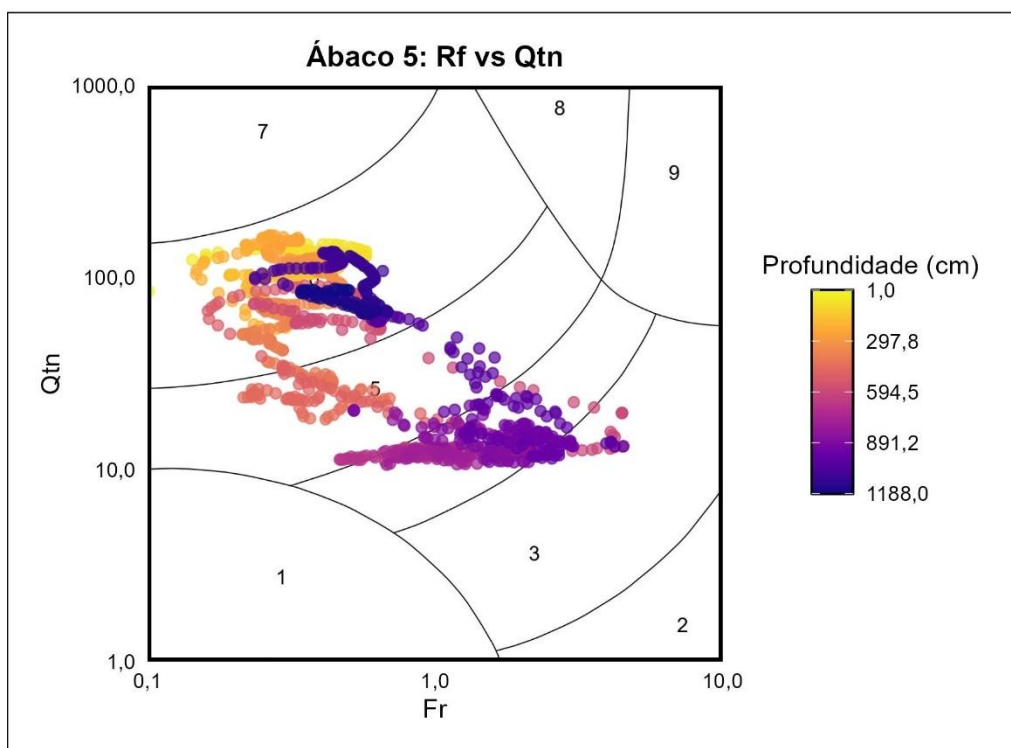


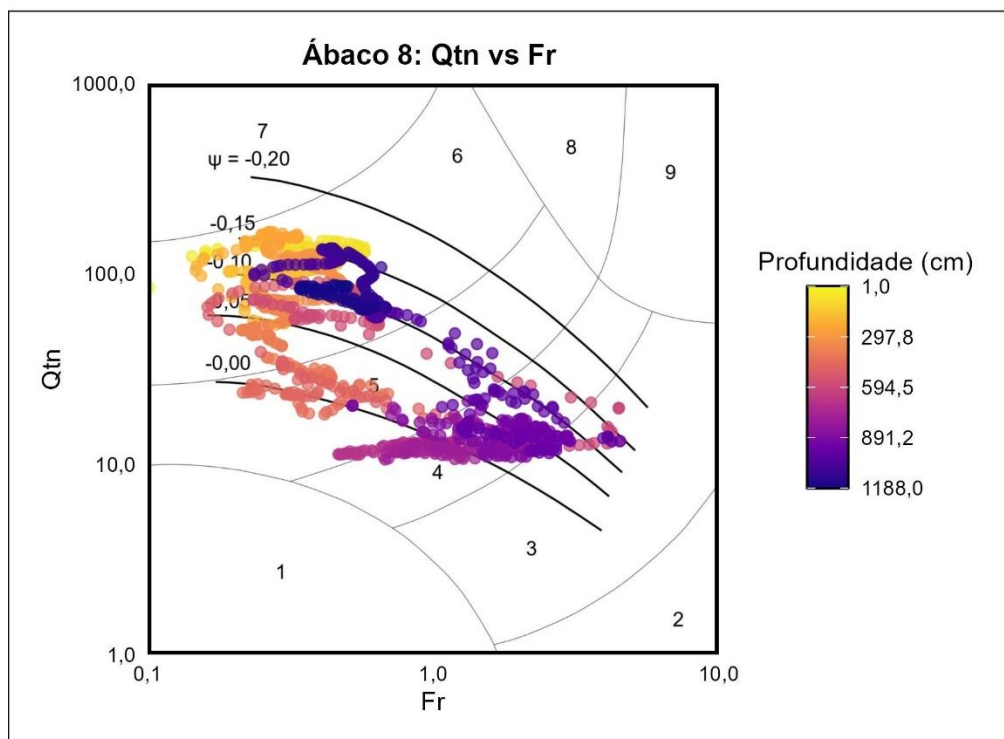
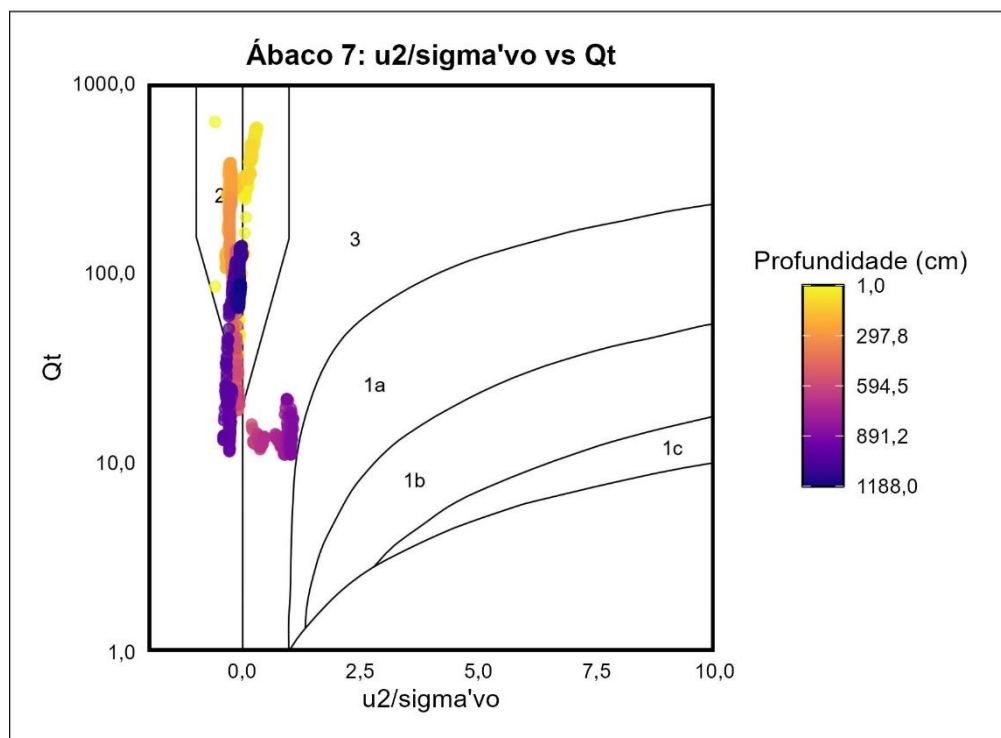


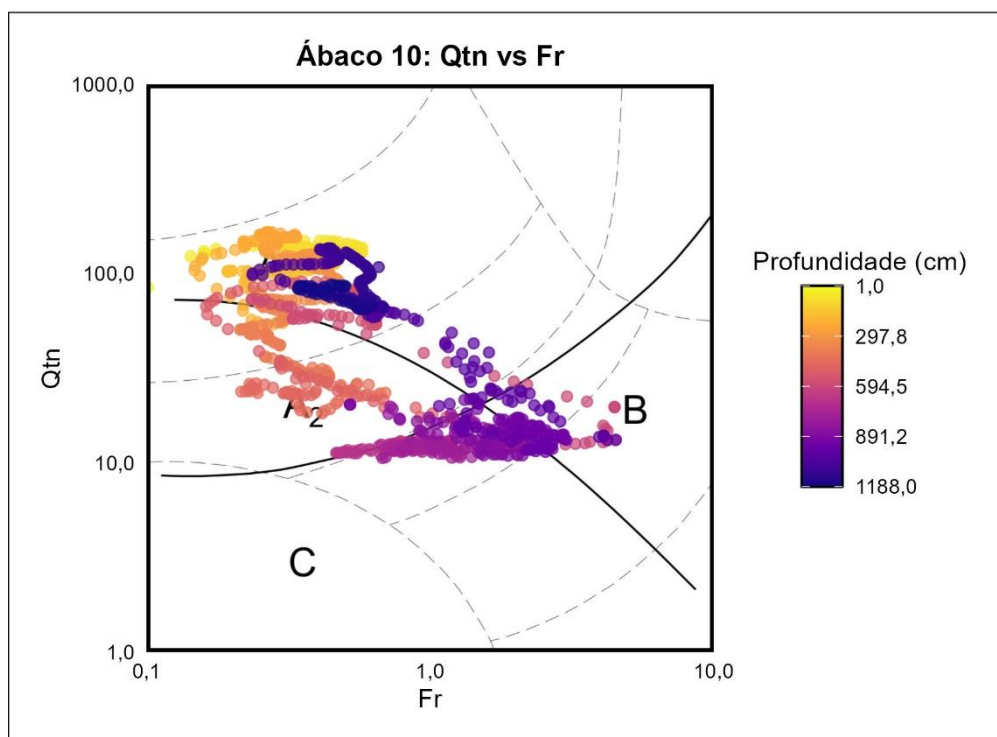
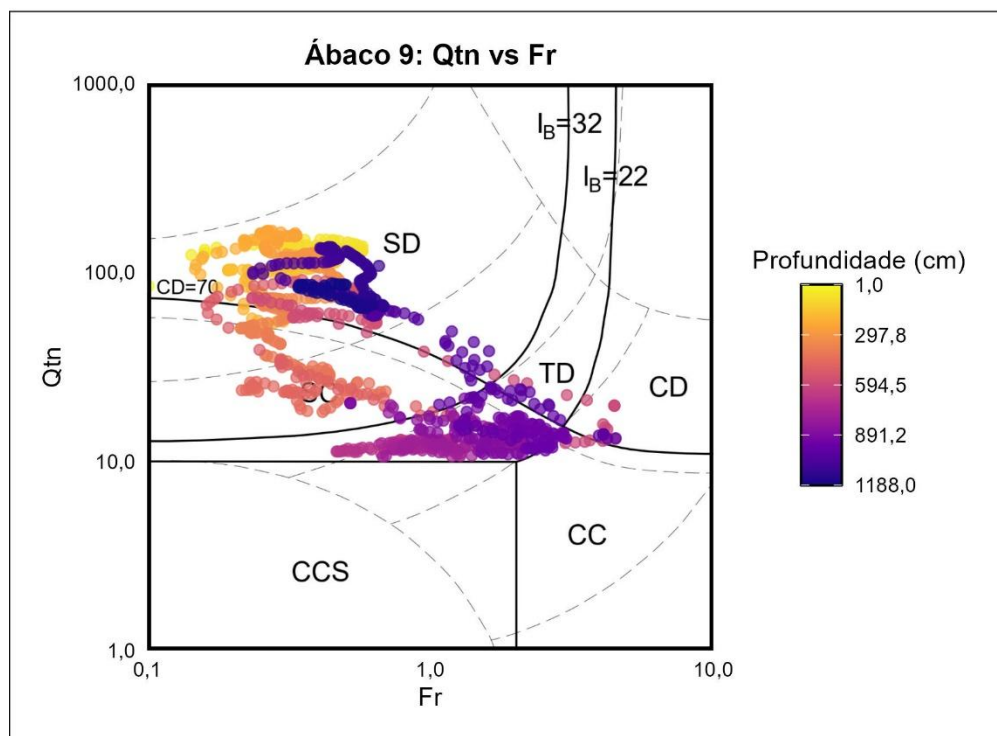
## APÊNDICE C – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO MT3

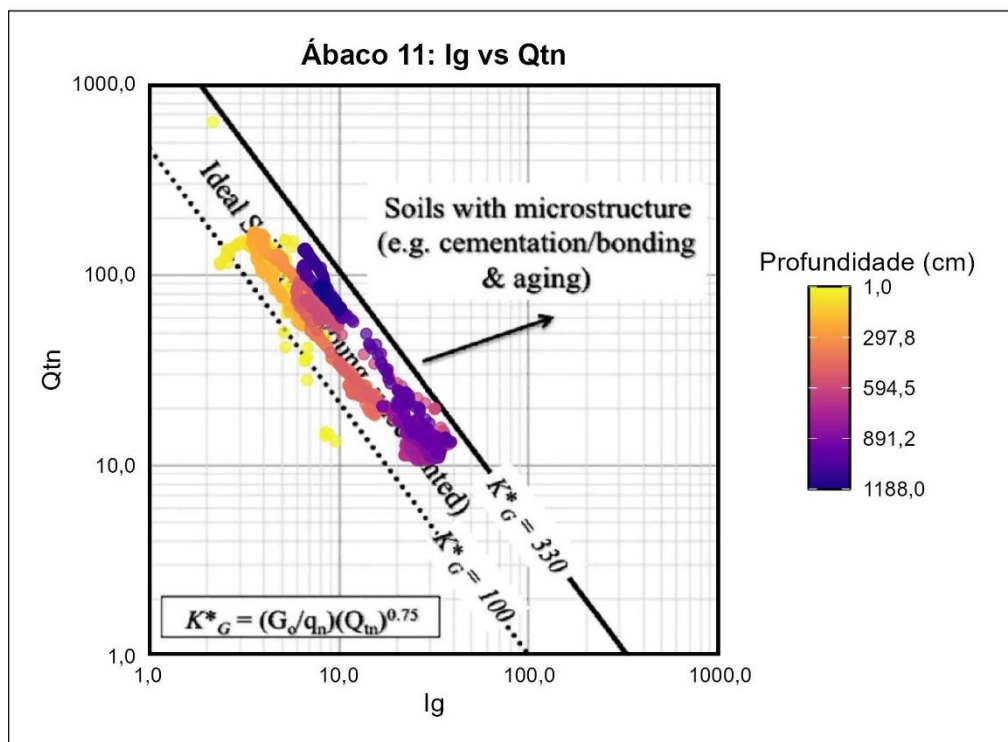




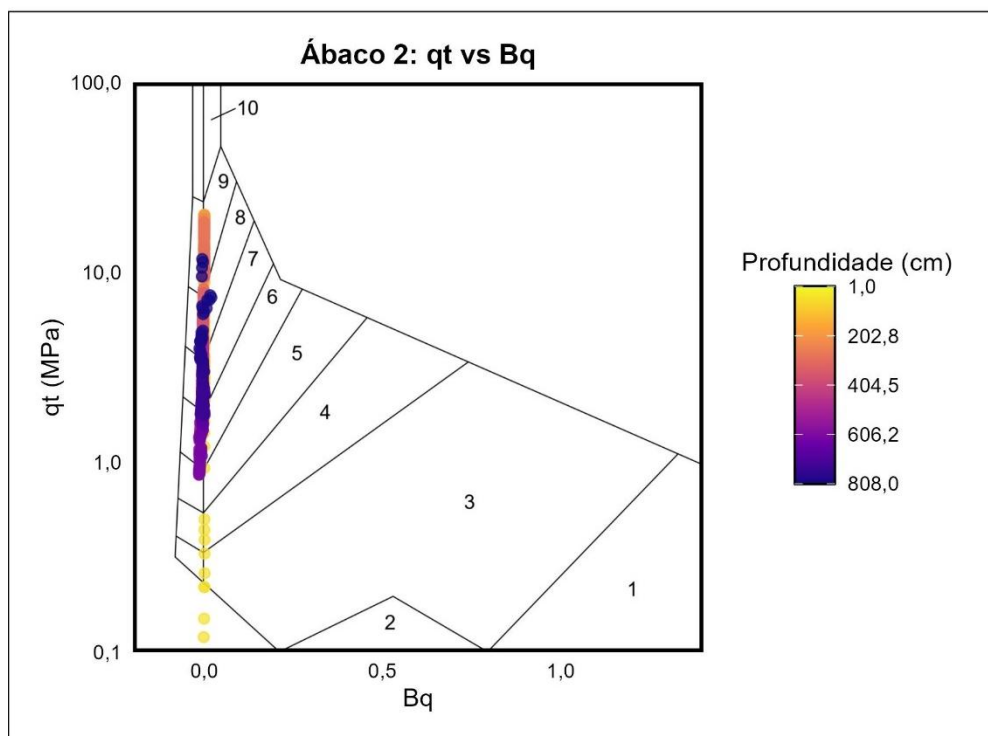
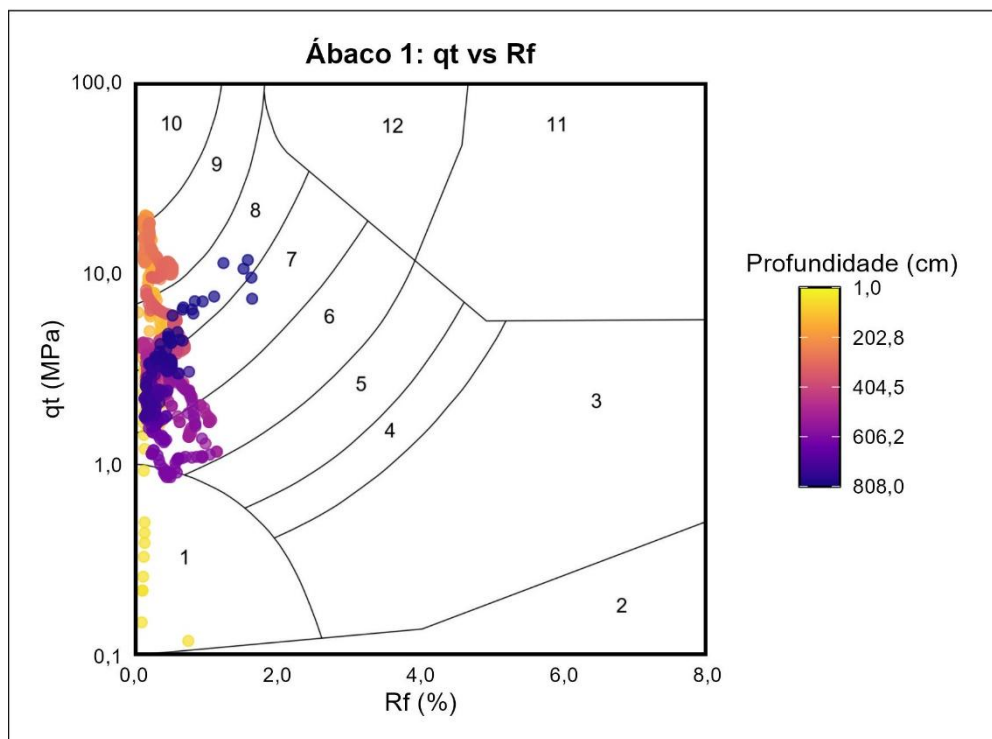


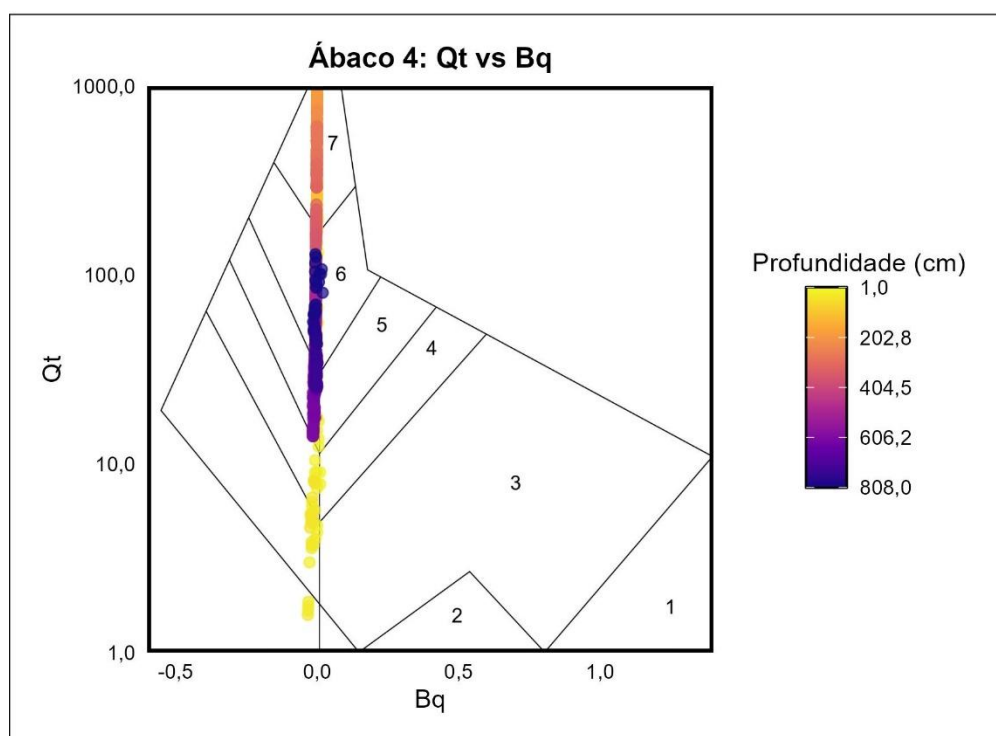
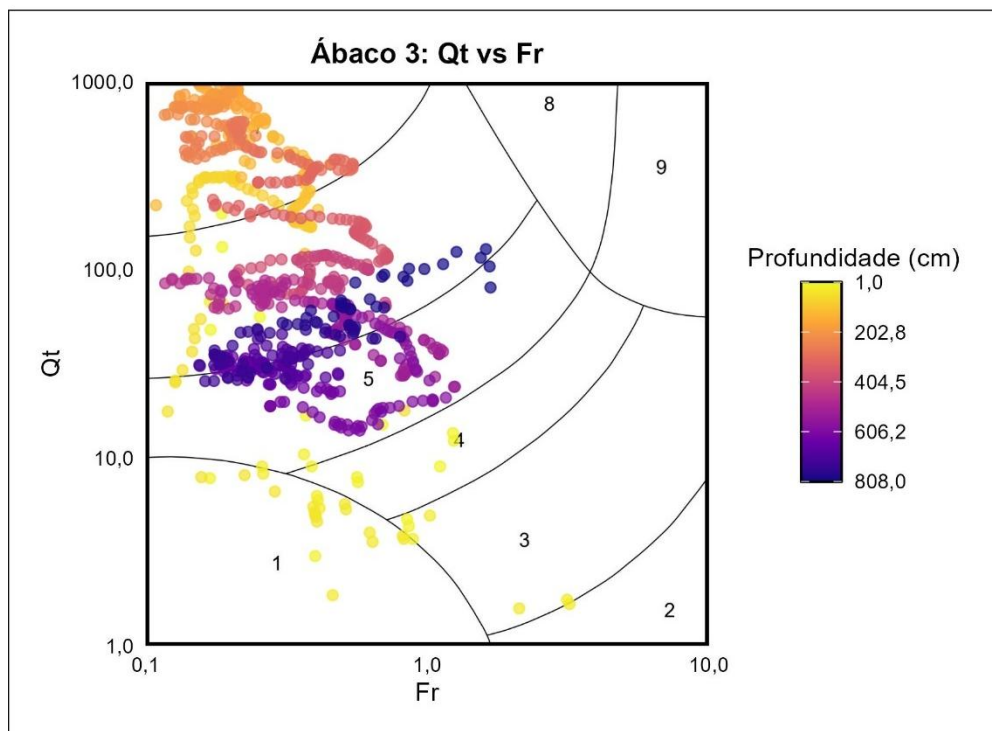


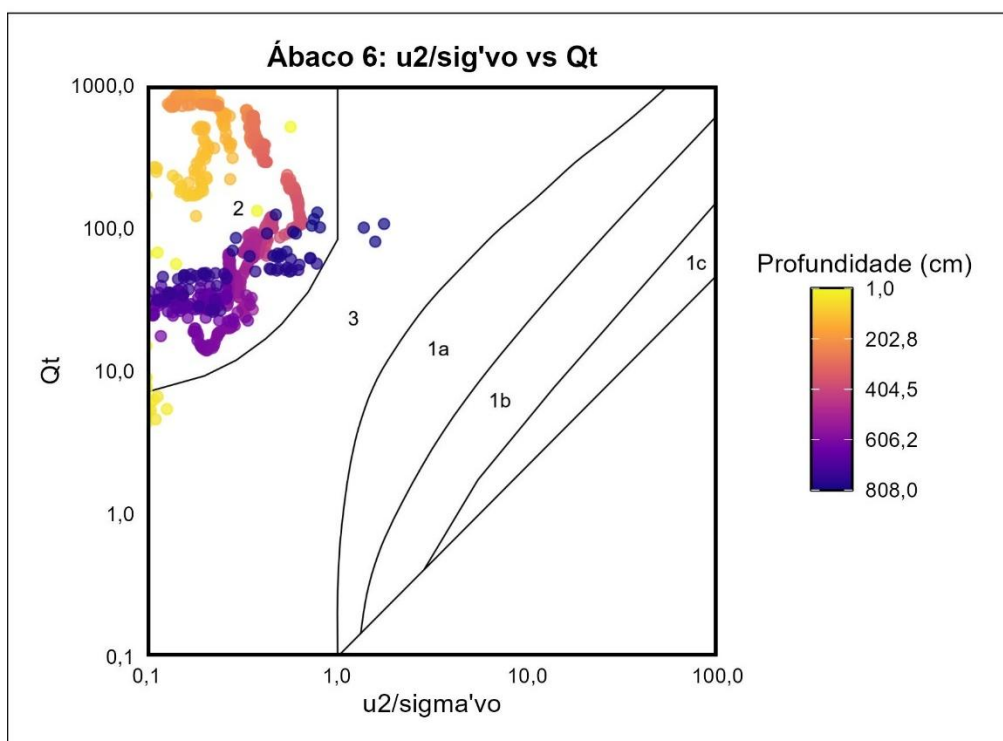
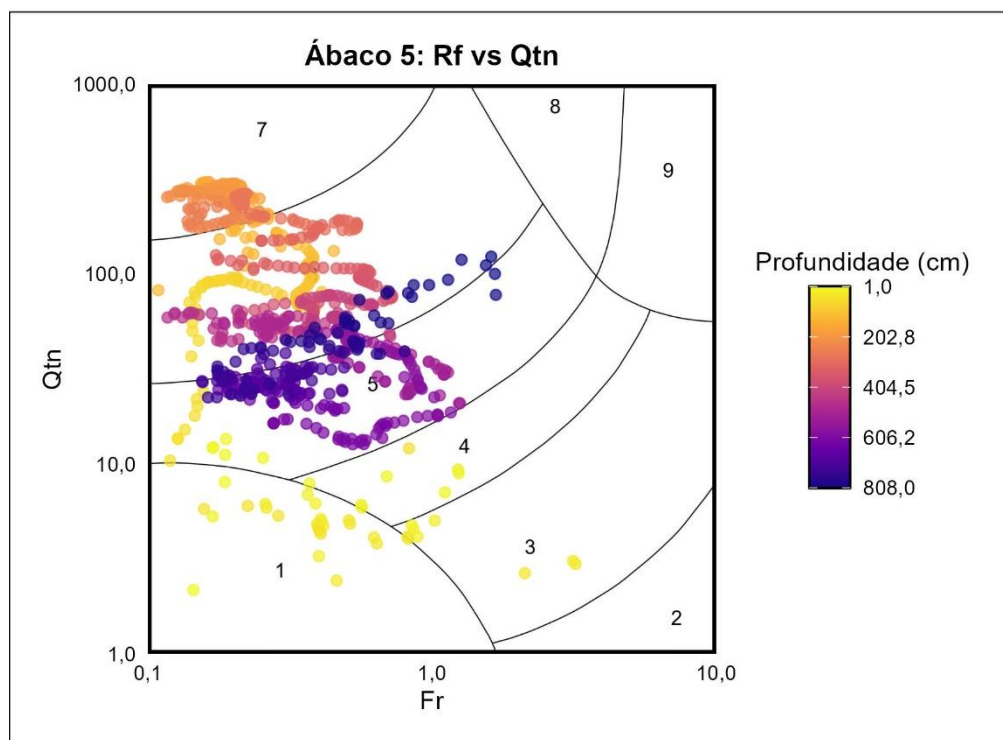


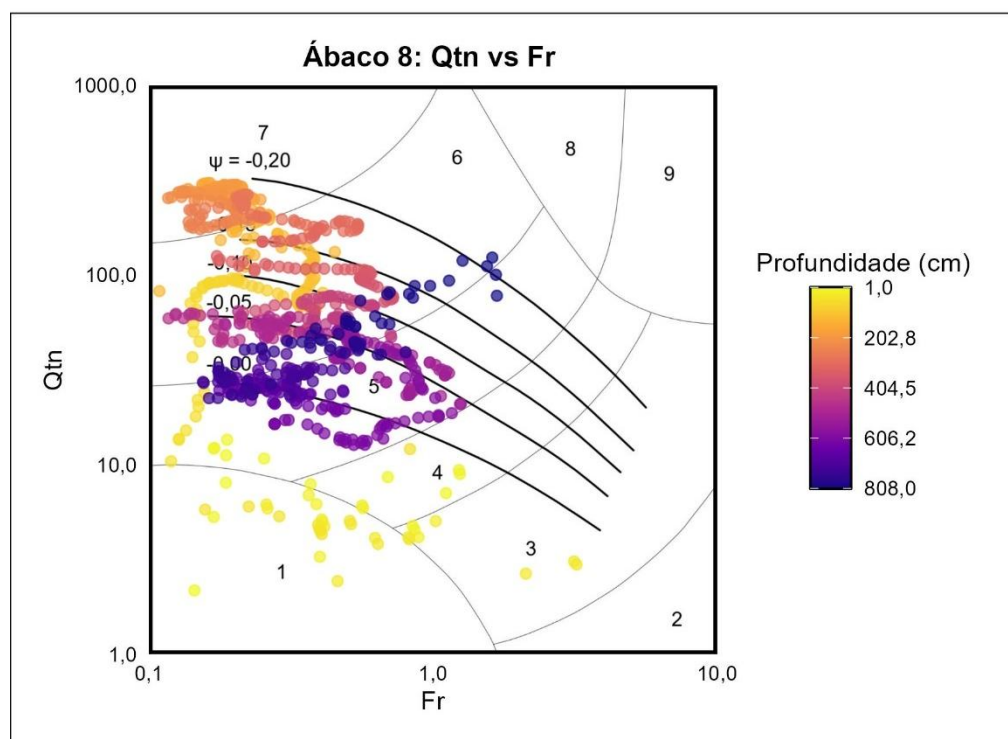
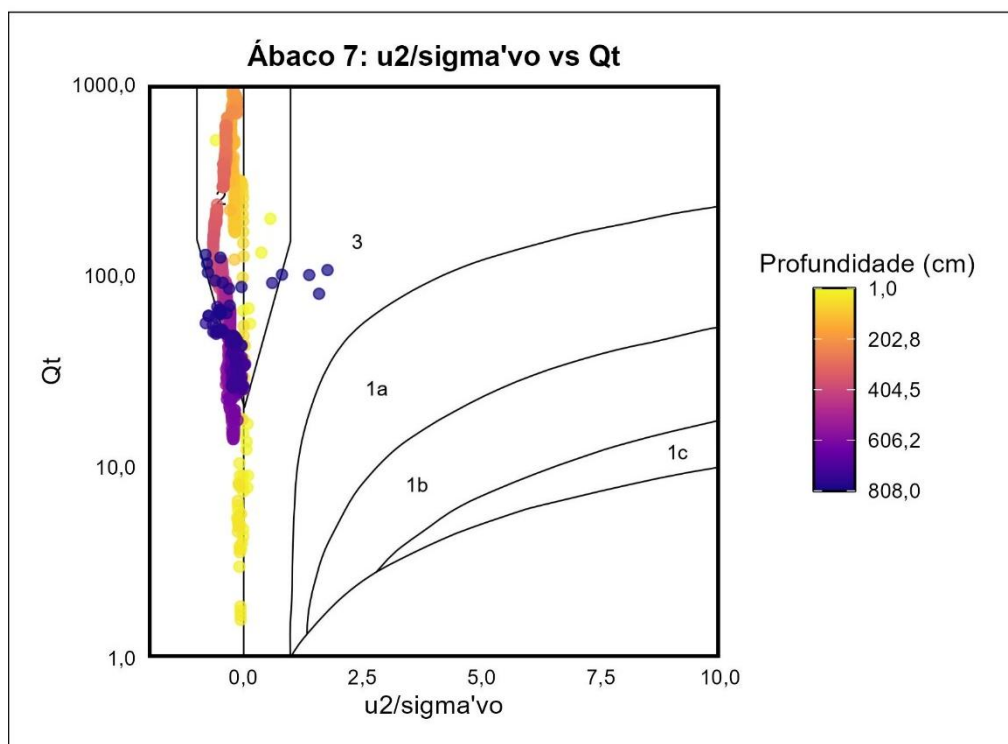


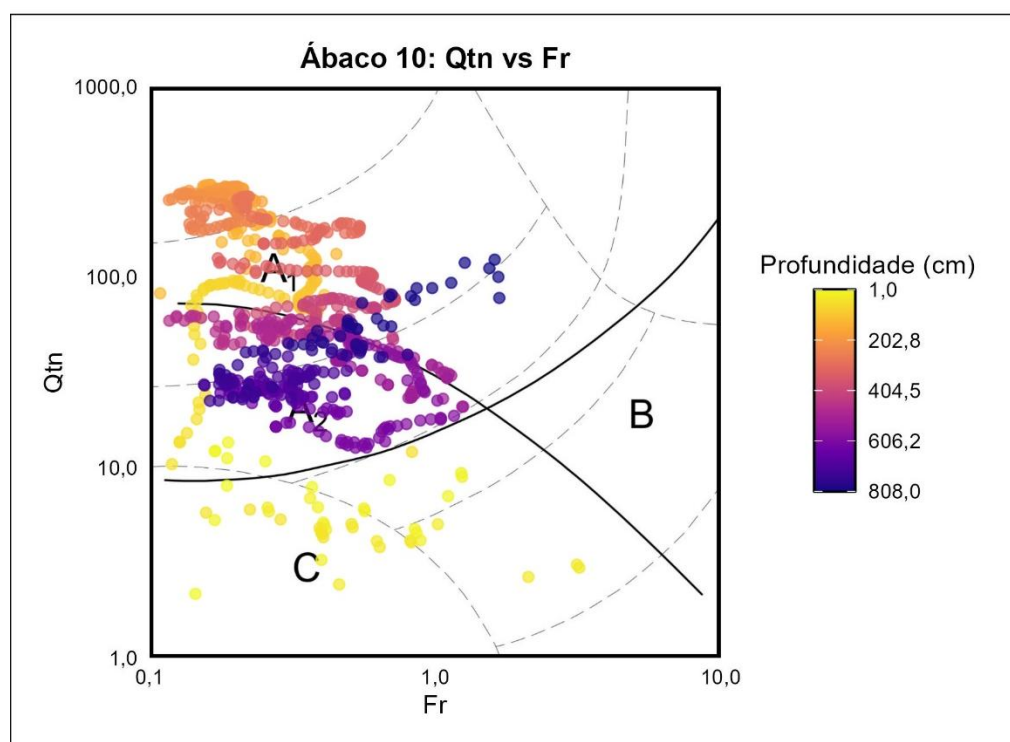
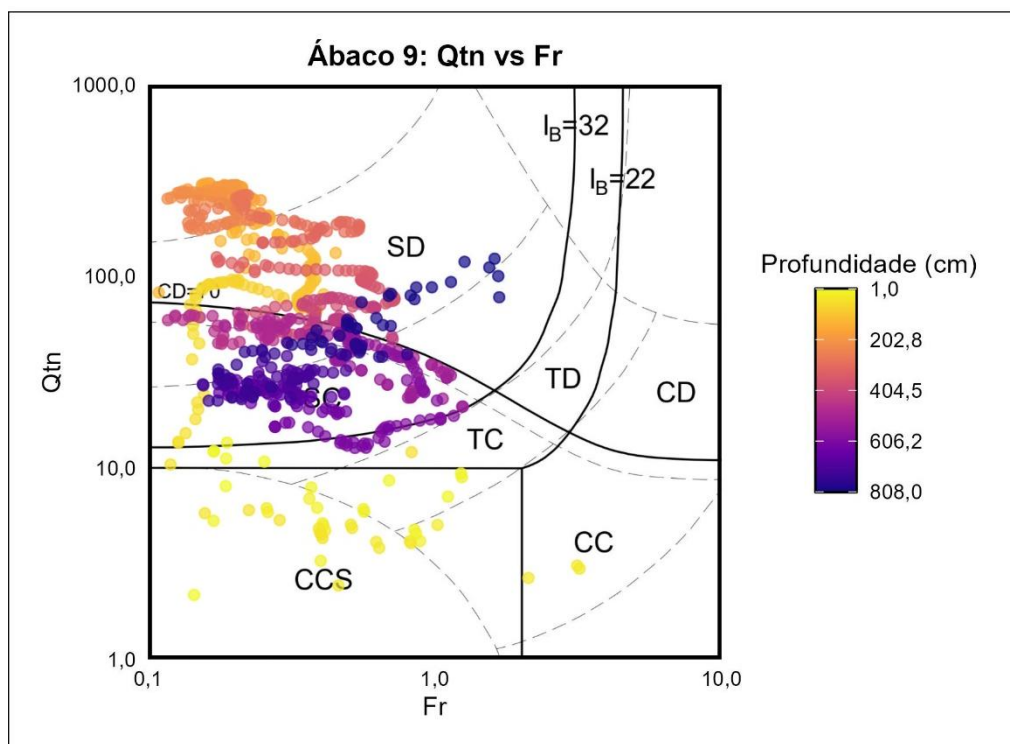
## APÊNDICE D – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO ICPI

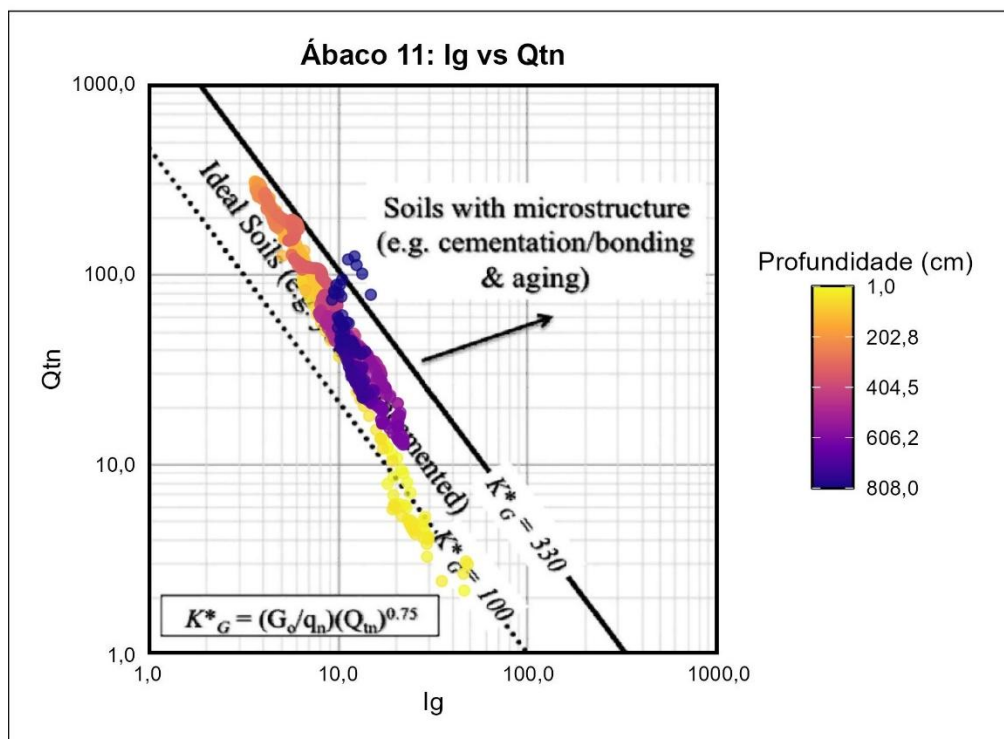




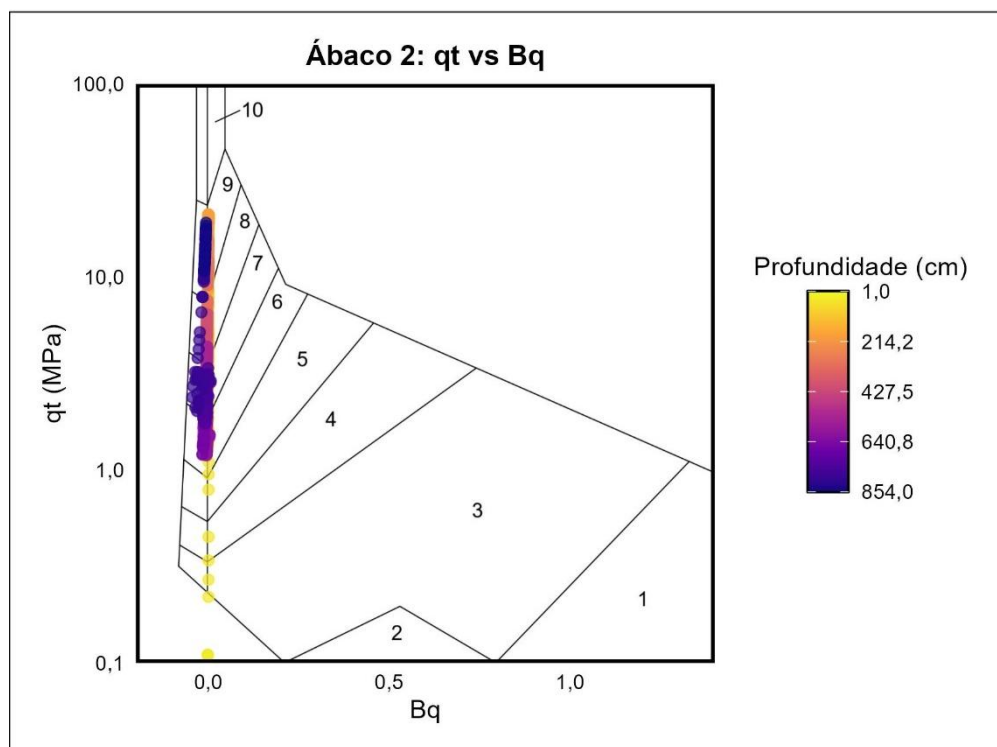
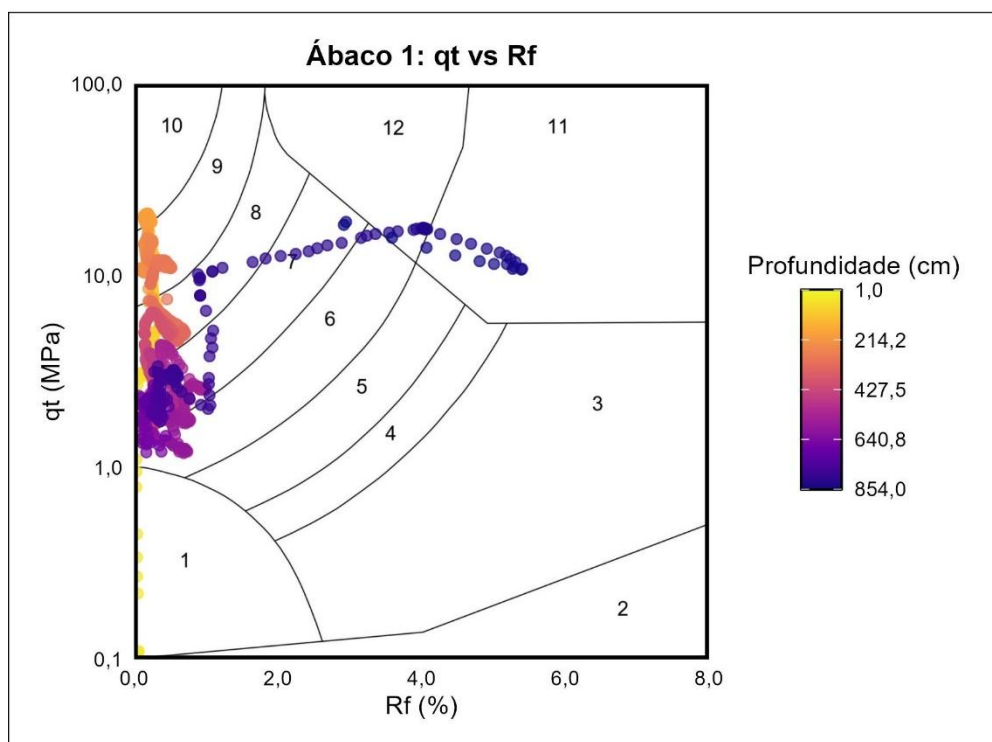


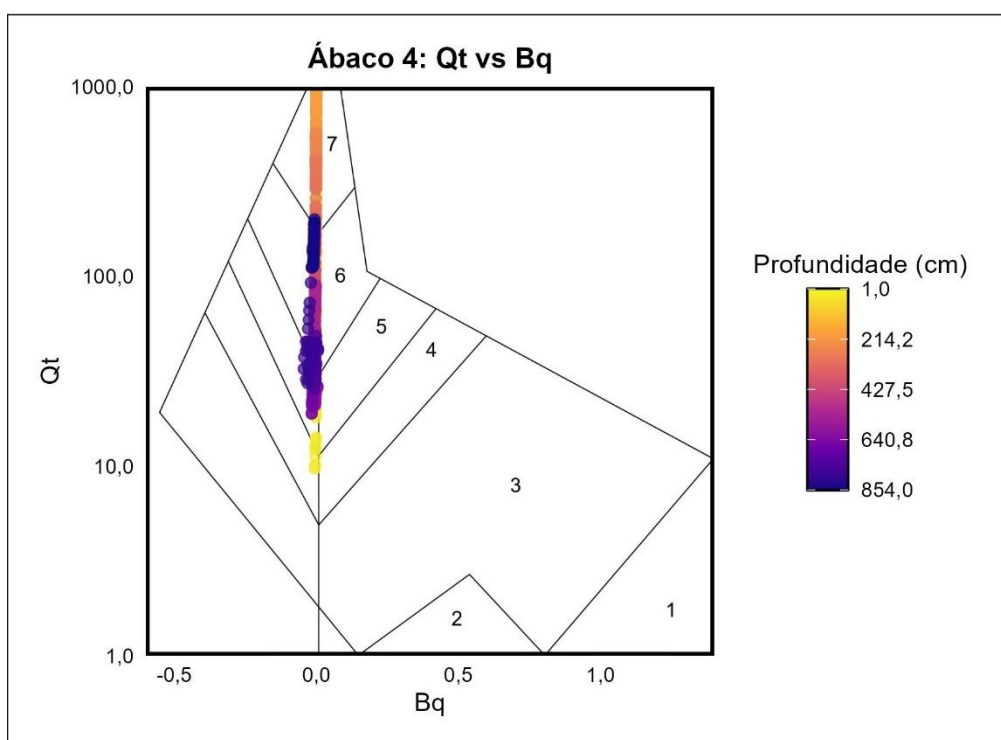
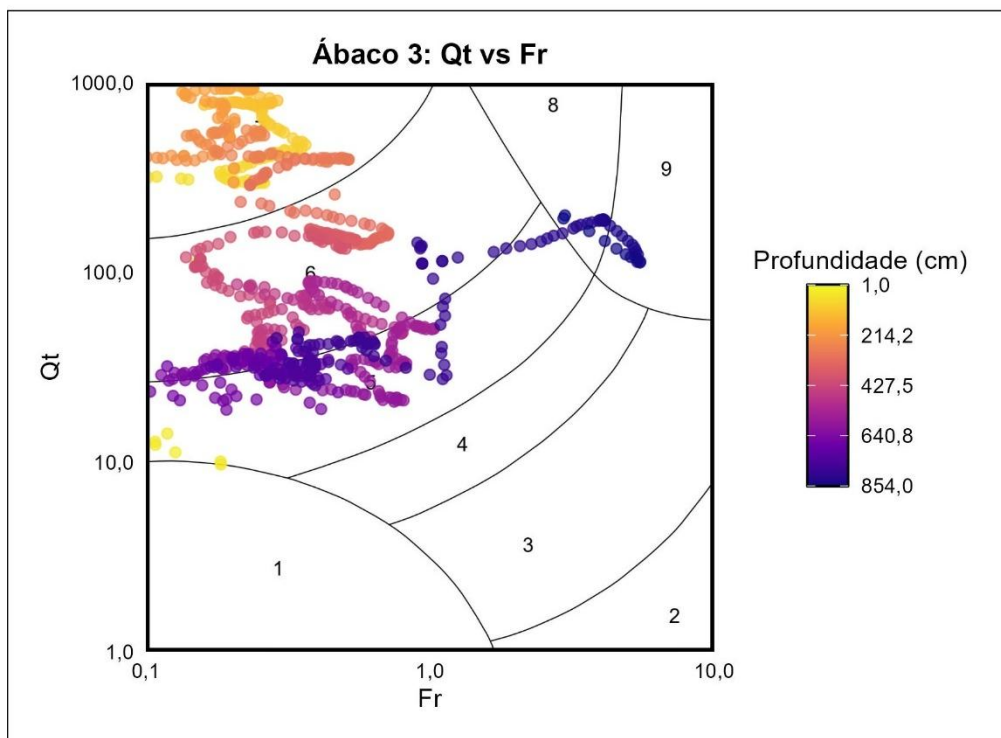


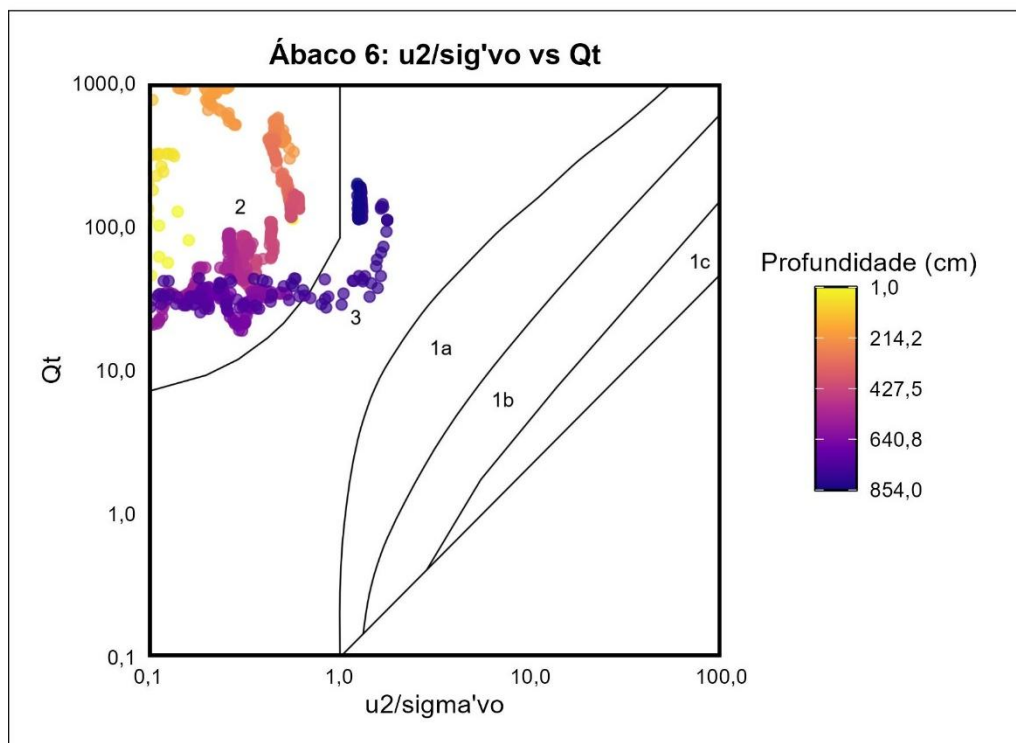
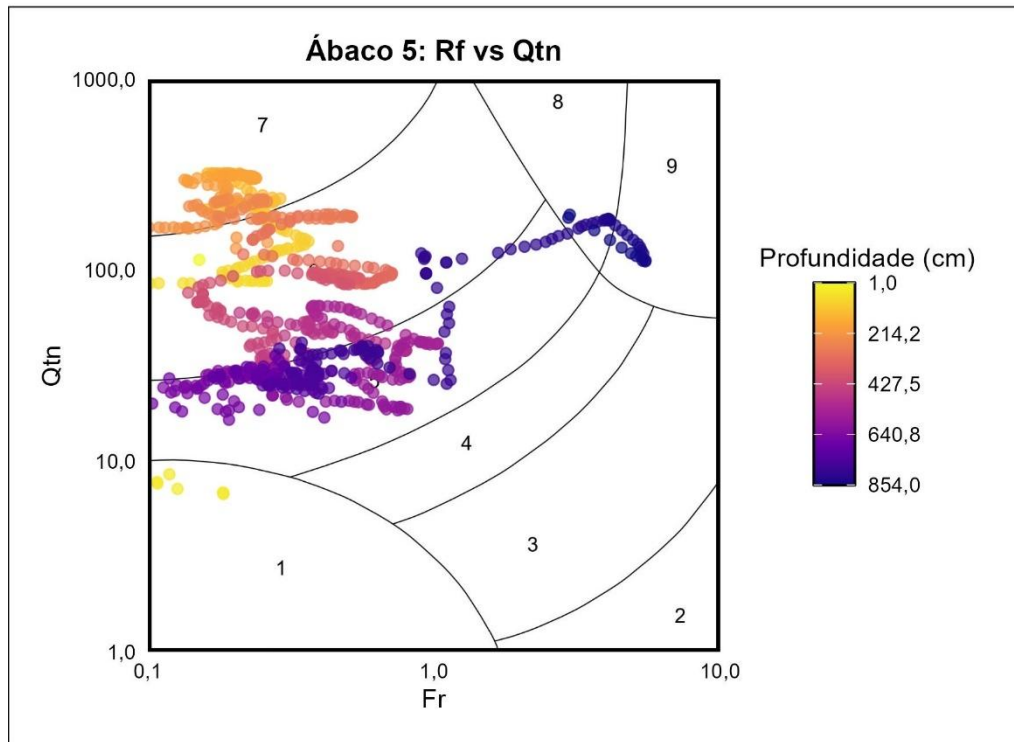


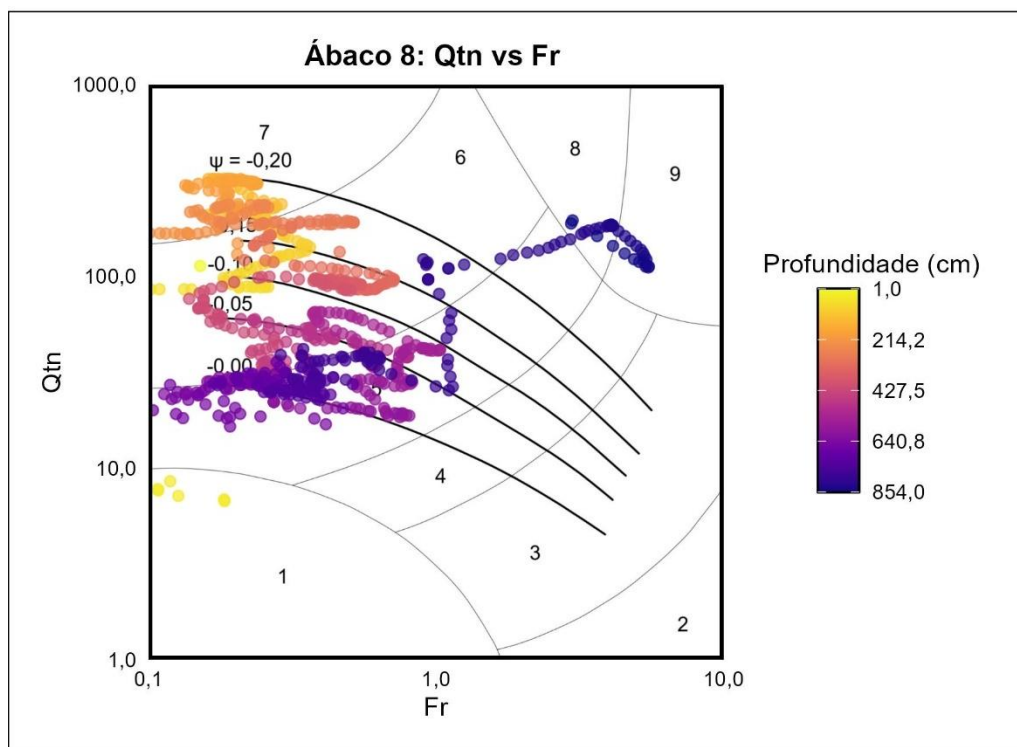
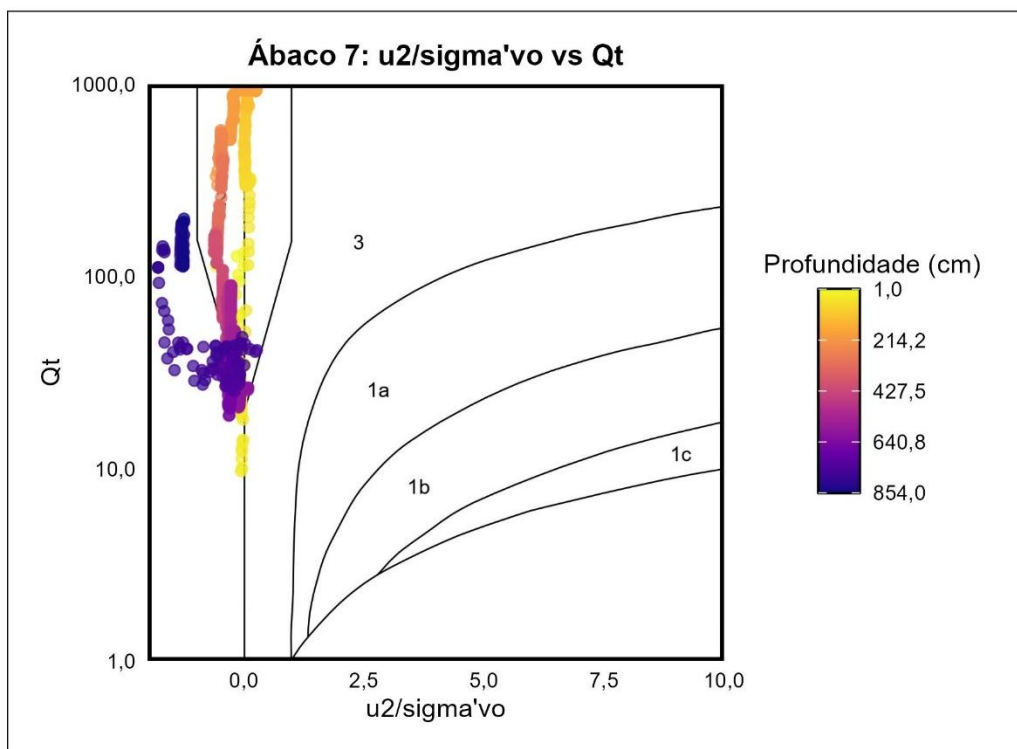


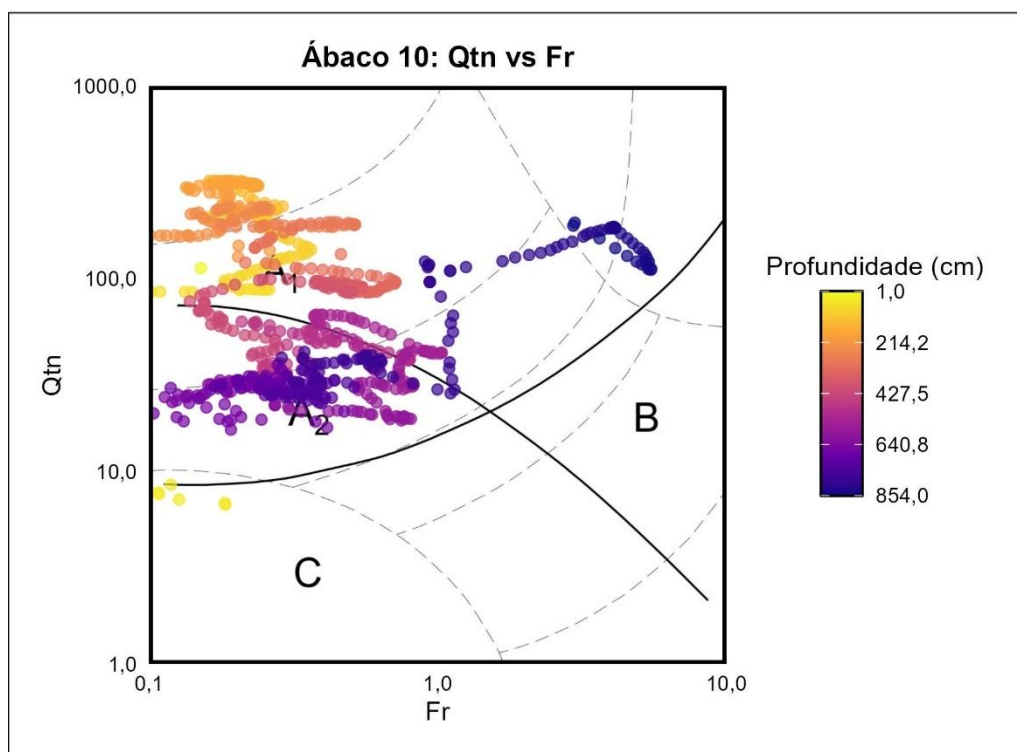
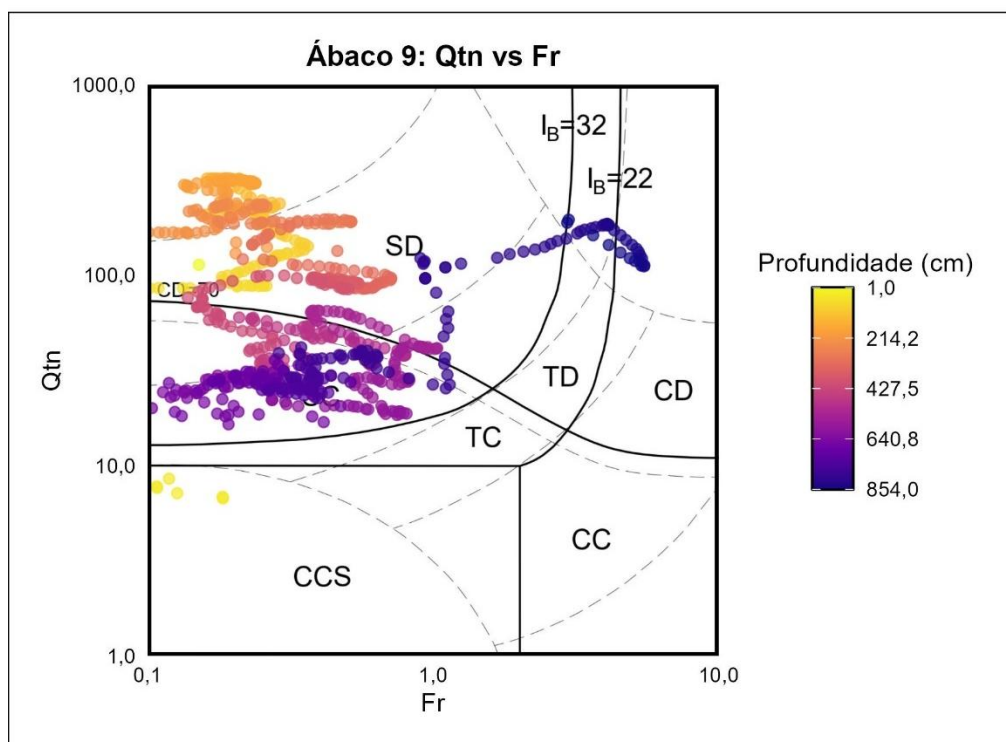
## APÊNDICE E – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO ICP2

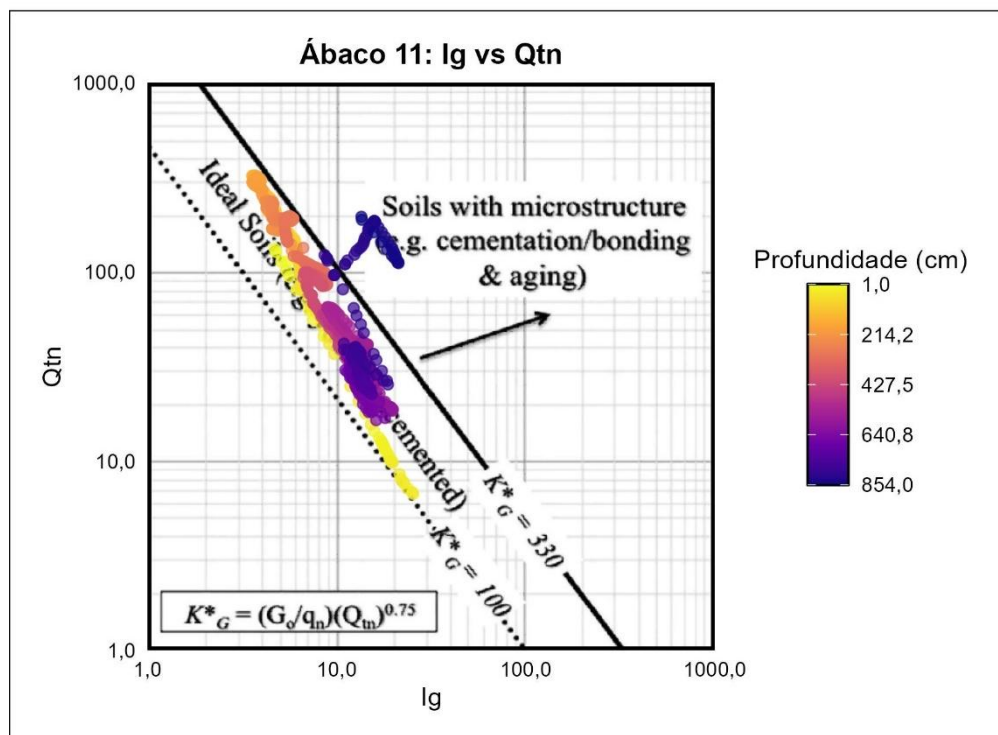




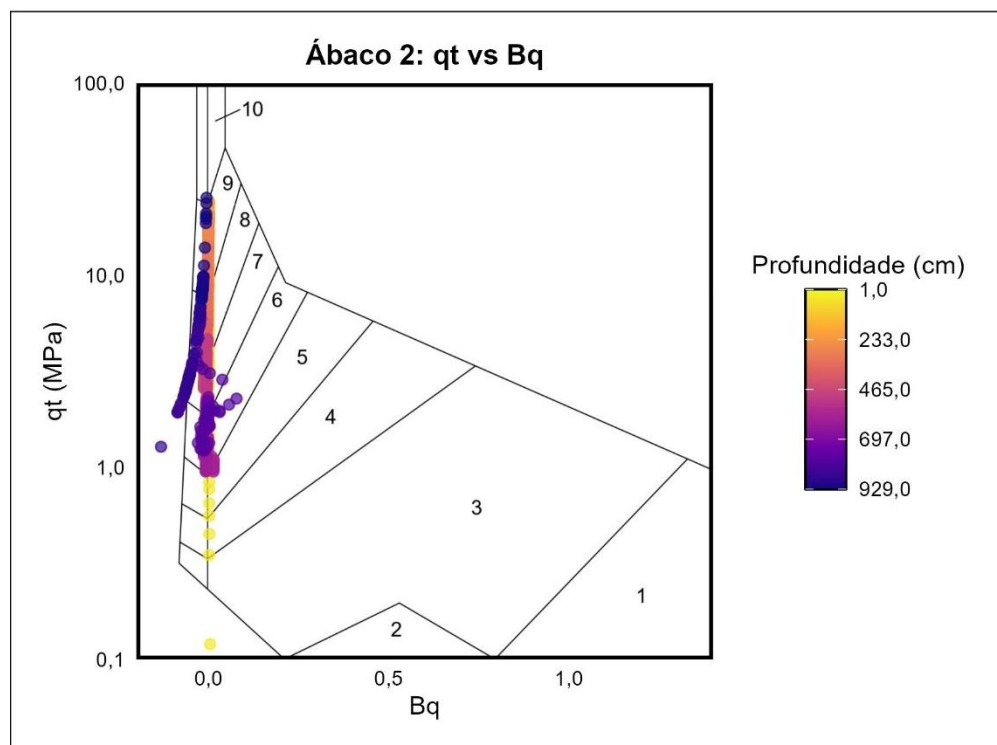
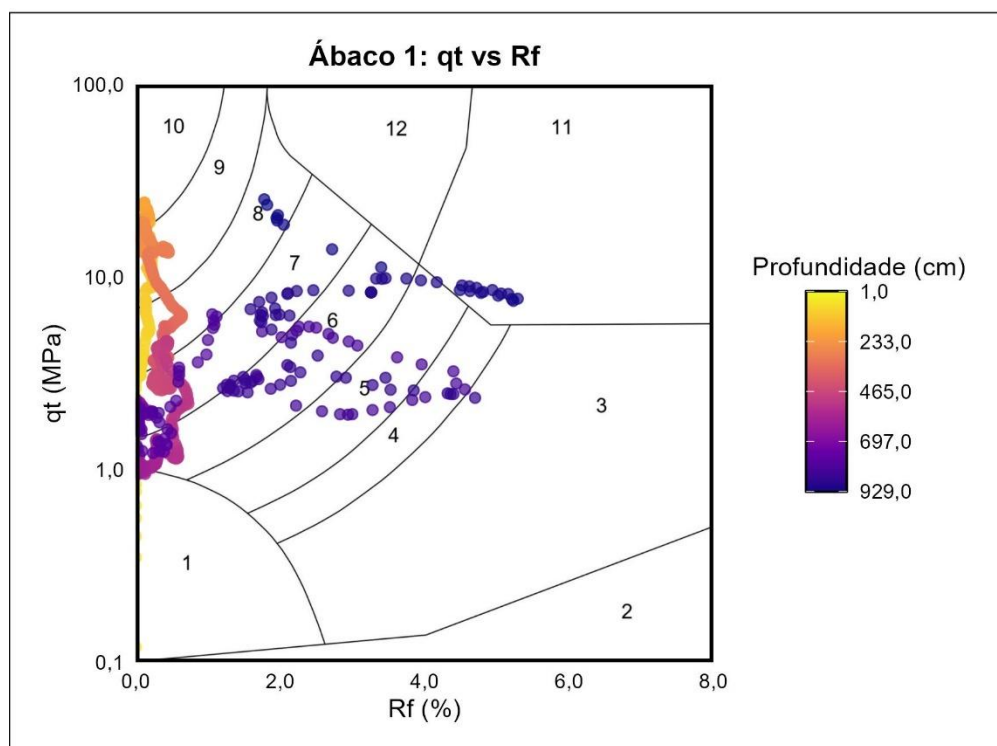


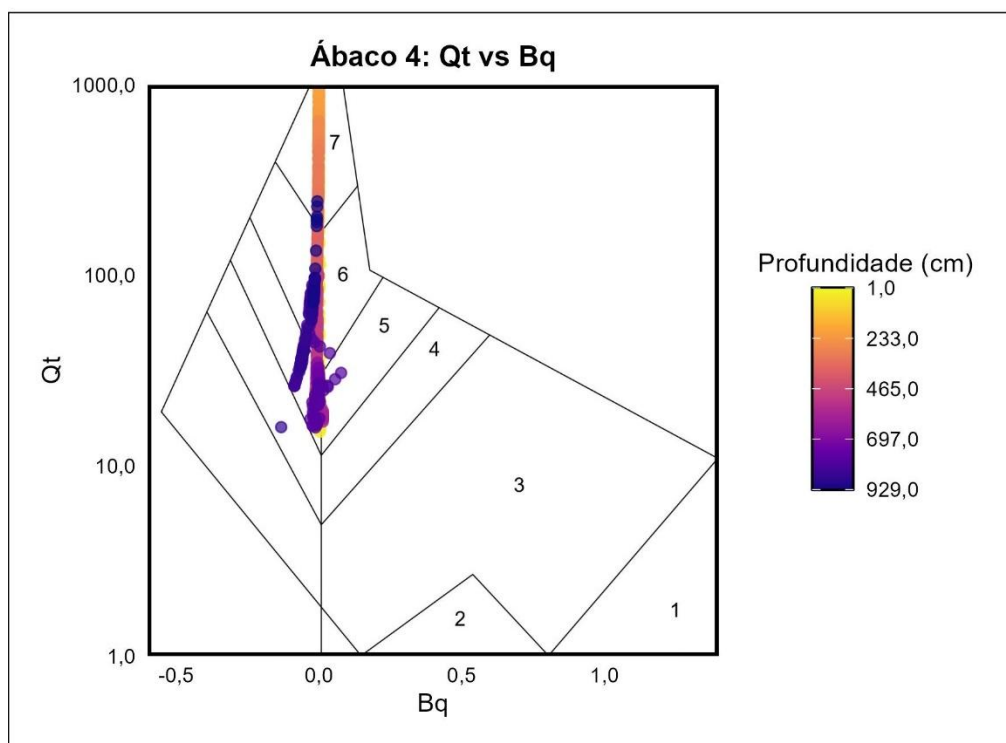
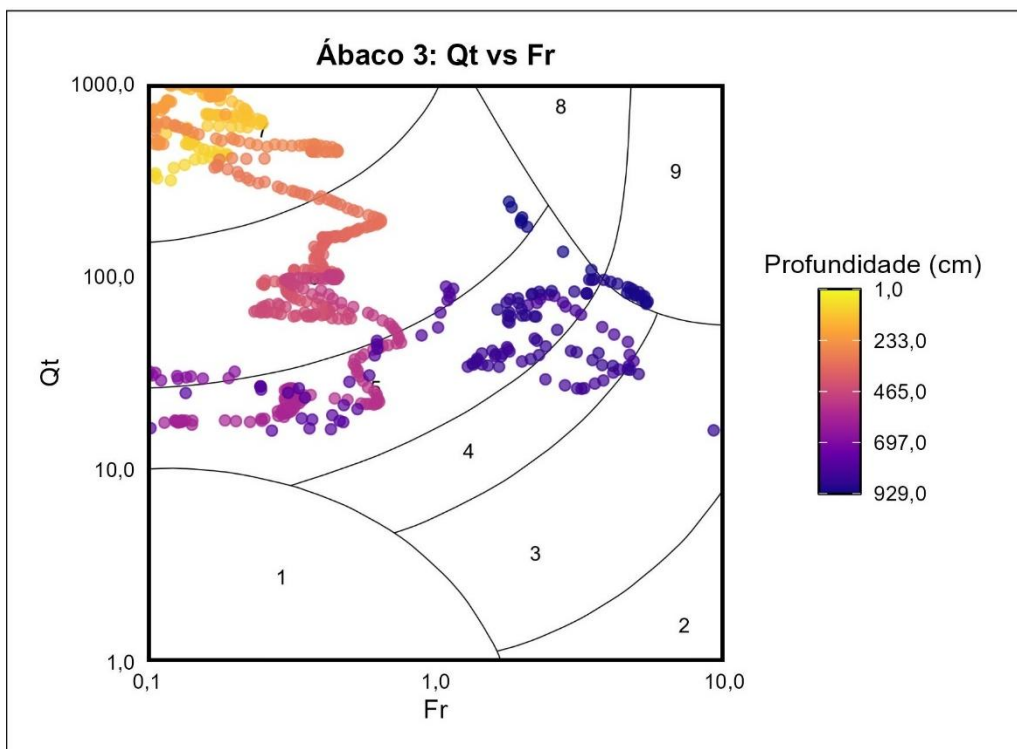


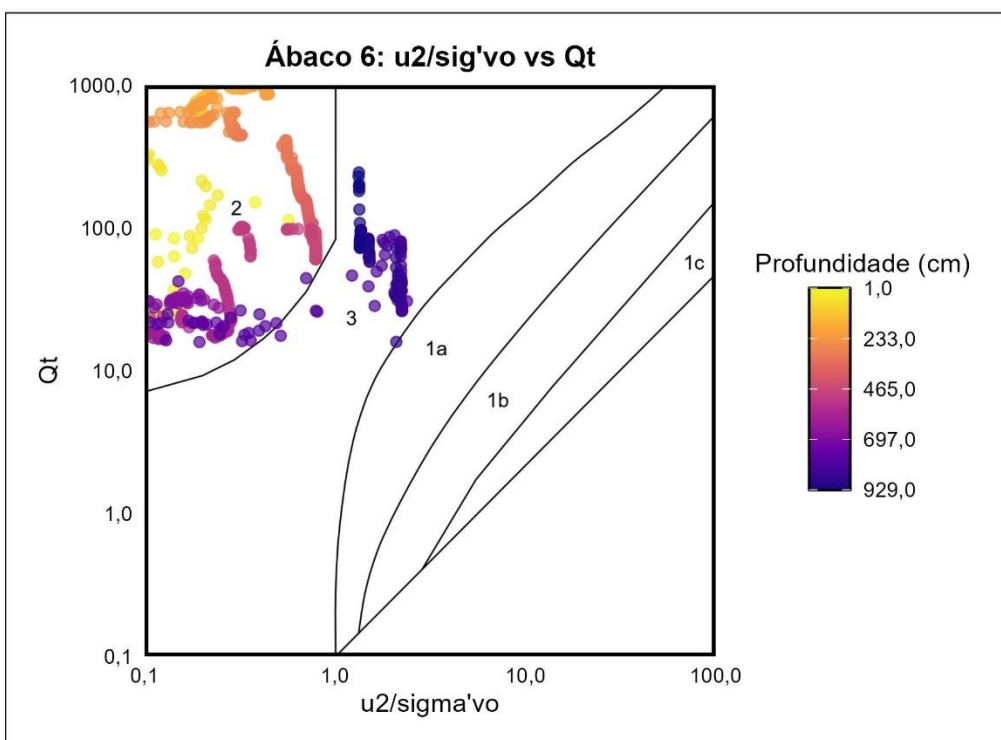
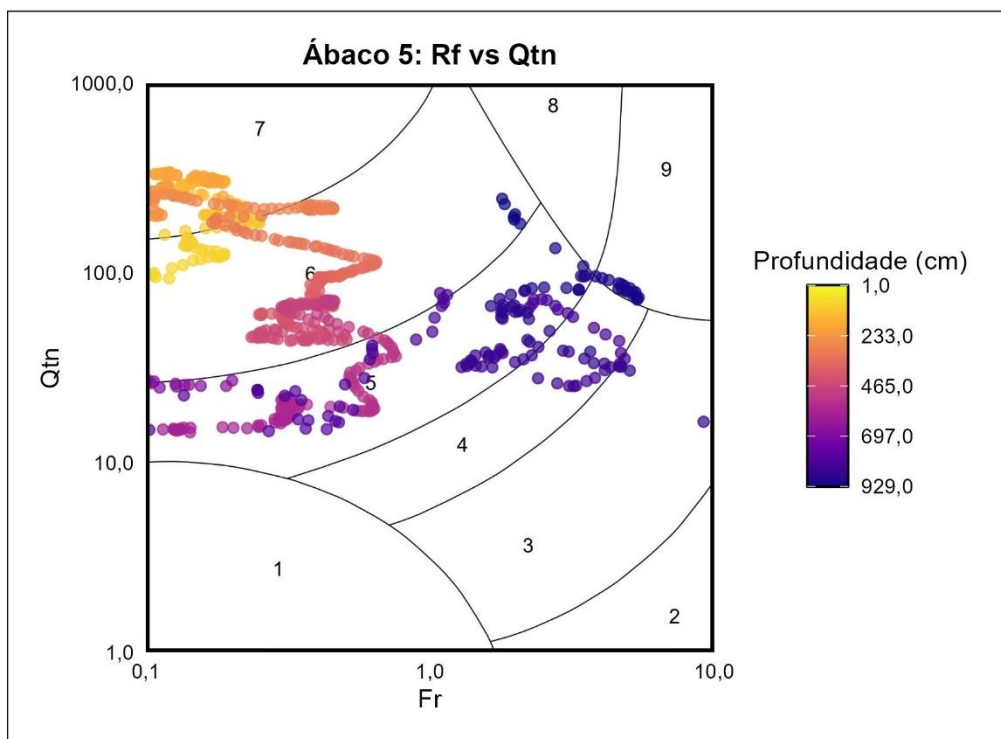


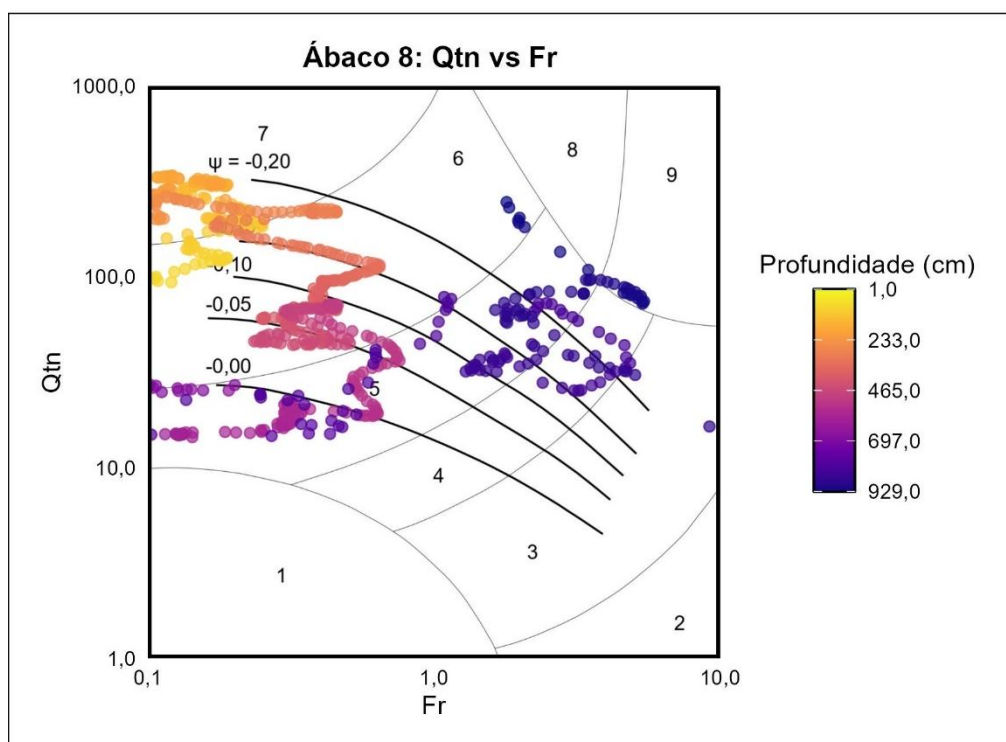
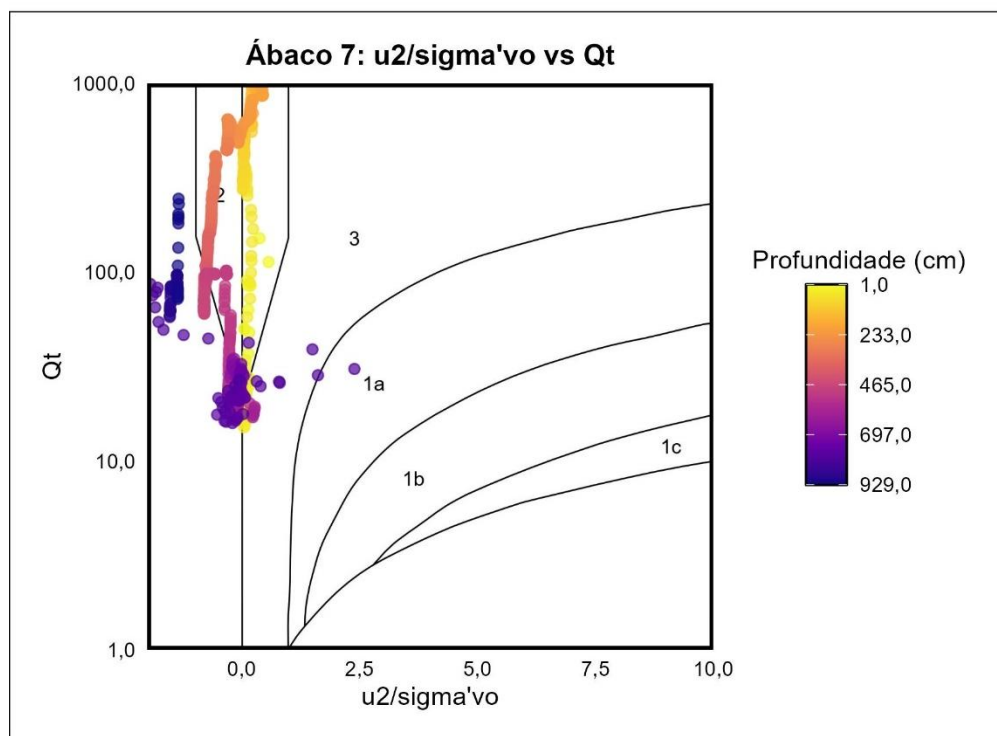


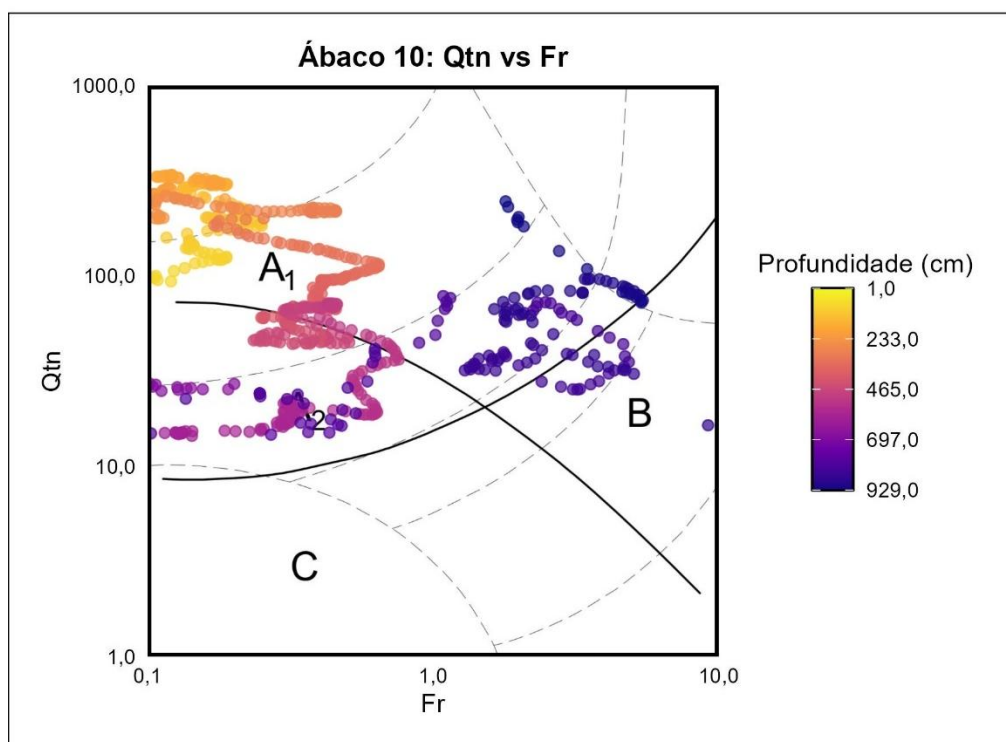
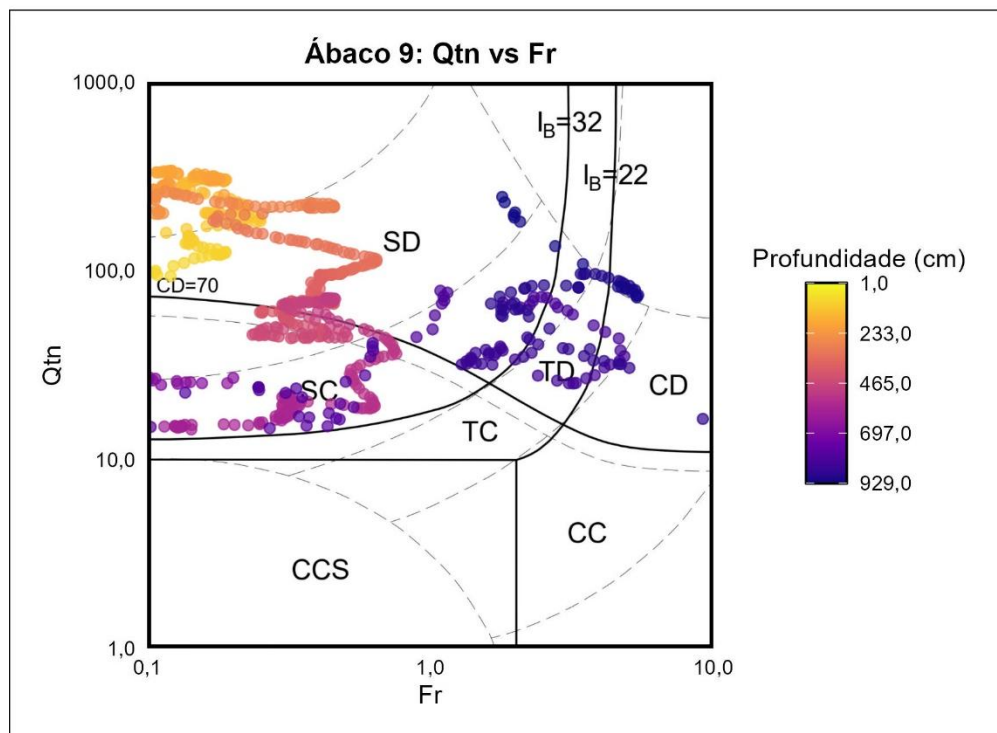
## APÊNDICE F – RESULTADOS DOS ÁBACOS PARA O ENSAIO ICP3

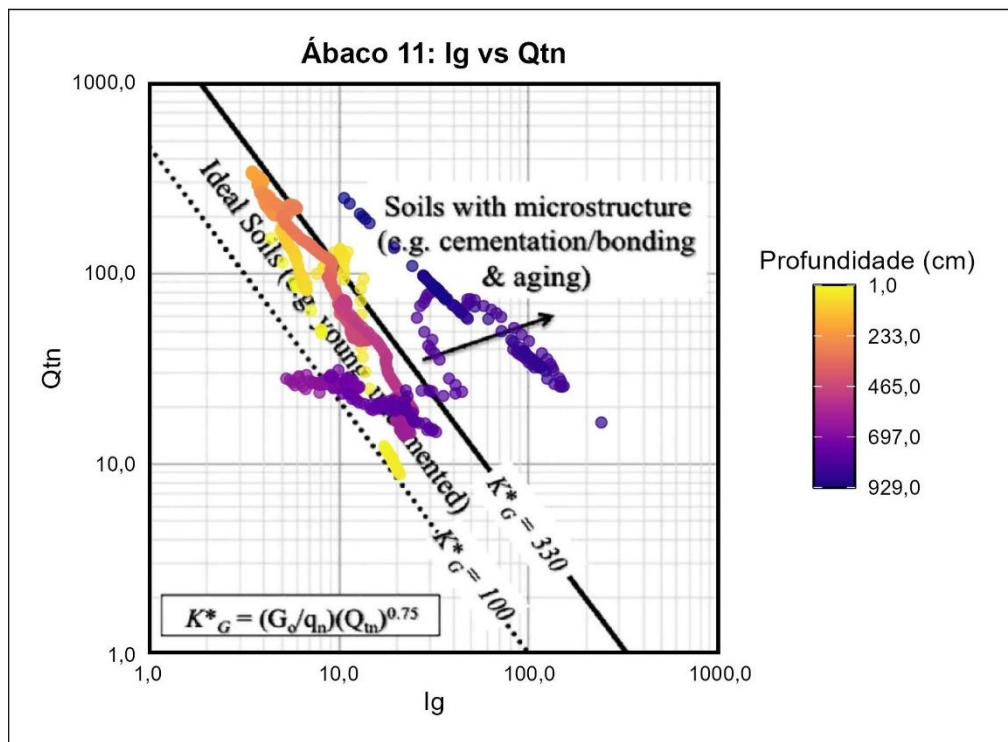












**ANEXO A – CERTIFICADOS DE CALIBRAÇÃO PAGANI**

## CONE CALIBRATION CERTIFICATE

N° **Z211/23**      22/08/2023

Calibrated system (Sistema tarato):

Type **P-C**

Serial number **001171**

Tip net area ratio (a<sub>n</sub>): **0,8001**

Sleeve net ratio (b<sub>n</sub>): **0,0000**

Address (destinatario):

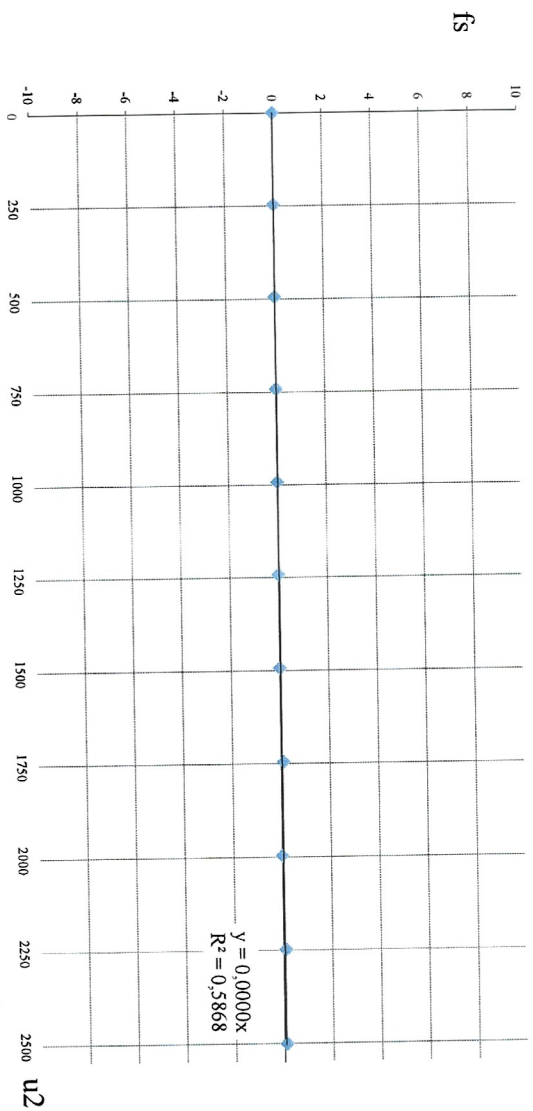
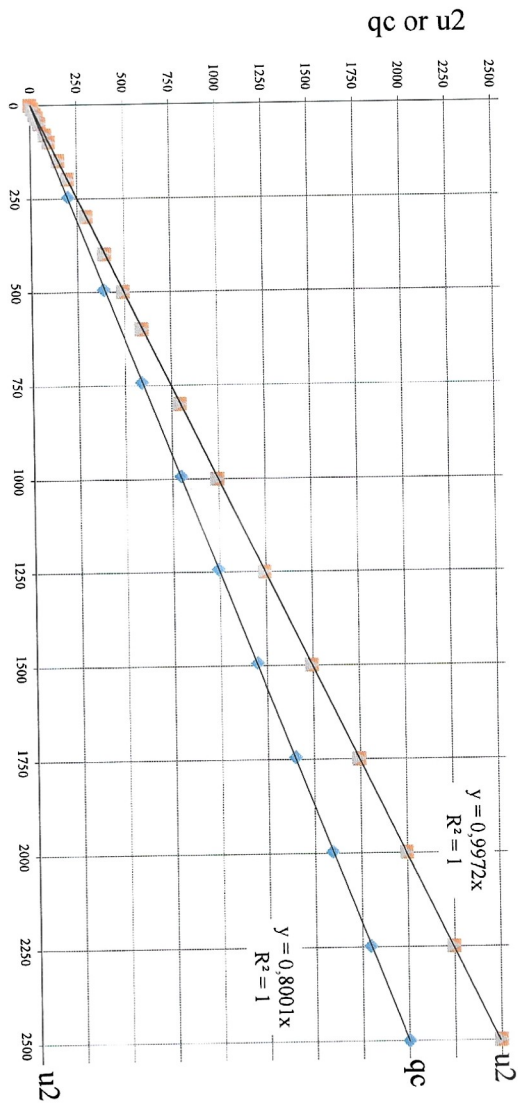
FUNDACAO ASTEF  
Campus Universitario do Pici sn bloco710 sala B  
60440-900, Brasil

|               | u2 (kPa) | qc (kPa) | fs (kPa) | u2 (psi) | qc (psi) | fs (psi) |
|---------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| 0 (0)         | 0,00     | 0,00     | 0,00     | 0,00     | 0,00     | 0,00     |
| 250 (36,26)   | 246,60   | 201,00   | 0,00     | 35,77    | 29,15    | 0,00     |
| 500 (72,52)   | 494,30   | 390,00   | 0,00     | 71,69    | 56,56    | 0,00     |
| 750 (108,78)  | 743,00   | 591,00   | 0,00     | 107,76   | 85,72    | 0,00     |
| 1000 (145,04) | 992,70   | 798,00   | 0,00     | 143,98   | 115,74   | 0,00     |
| 1250 (181,30) | 1243,00  | 993,00   | 0,00     | 180,28   | 144,02   | 0,00     |
| 1500 (217,56) | 1493,60  | 1199,00  | 0,00     | 216,63   | 173,90   | 0,00     |
| 1750 (253,82) | 1744,70  | 1400,00  | 0,10     | 253,05   | 203,05   | 0,01     |
| 2000 (290,08) | 1996,40  | 1595,00  | 0,00     | 289,55   | 231,34   | 0,00     |
| 2250 (326,33) | 2248,60  | 1796,00  | 0,10     | 326,13   | 260,49   | 0,01     |
| 2500 (362,59) | 2501,10  | 2002,00  | 0,10     | 362,75   | 290,37   | 0,01     |

Unit: kPa - (psi)

Temperature of calibration **22°C**  
Humidity **45%**

Factory calibration in accordance with:  
ASTM D5778-12 Validity 12 Months



The adopted calibration procedure has been developed according to the suggestions given by Prof. Paul W. Mayne (Georgia Institute of Technology) and Prof. Diego Lo Presti (University of Pisa)

Cone calibrated by

Date of issue

22/08/2023

Loc. Campogrande, n° 26  
29010 CALENDASCO (PC)  
ITALY

www.pagani-geotechnical.com  
info@pagani-geotechnical.com  
Tel: +39 0523 771535 - Fax: +39 0523 773449

## CONE CALIBRATION CERTIFICATE

N° **Z2111/23**      22/08/2023

Calibrated system (Sistema tarato):

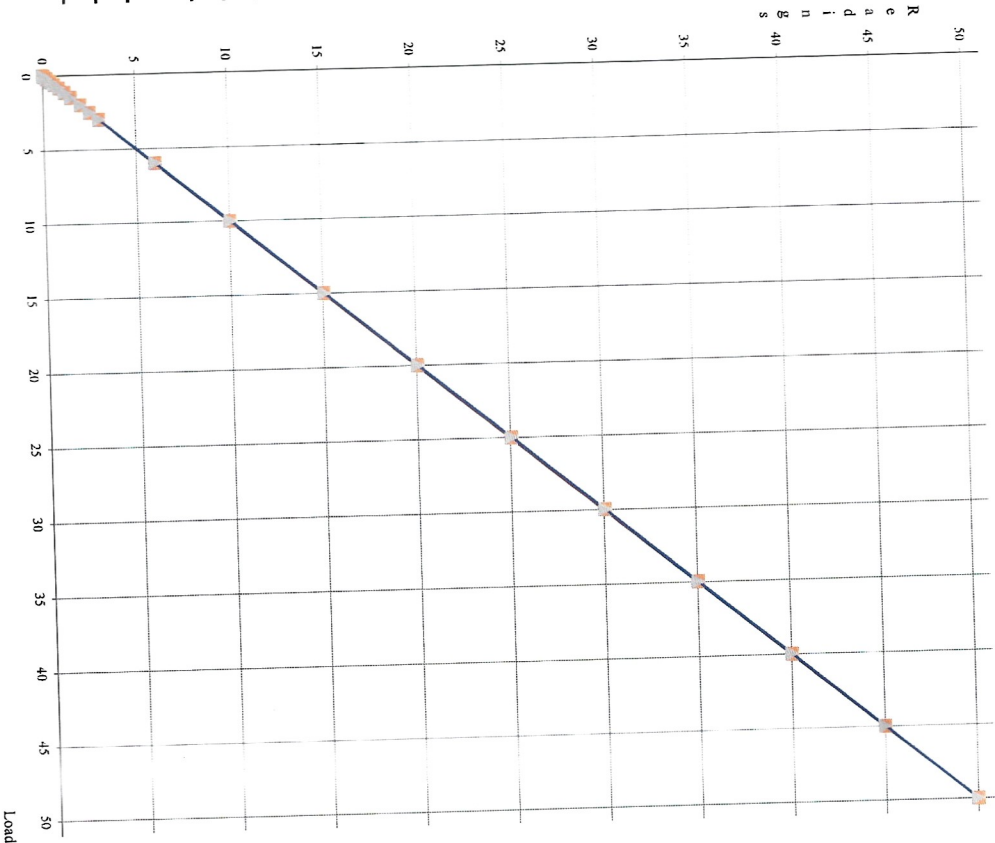
Type: **P-C**  
 Serial number: **0011771**  
 Sensor: **TIP RESISTANCE**  
 Max. Capacity [MPa]: **50**  
 Sealing Factor: **179280**  
 Tip net area ratio (a<sub>n</sub>): **0,80**  
 Sleeve net ratio (b<sub>n</sub>): **0,00**

**Address (destinatario):**

FUNDACAO ASTER  
 Campus Universitario do Pici sn bloco 710 sala B  
 60440-900, Brasil

**Applied load measurement system:**  
*(Sistema di rilevamento del carico applicato)*

**Load cell:**  
 Manufacturer: **AEP transducers**  
 Model: **KAL 50 kN**  
 Serial Number: **65495**  
**Power press:**  
 Manufacturer: **Easydur Italiana**  
 Model: **Aura 10T**  
 Serial Number: **29002**  
 The measurement system is periodically checked in a SITP  
*calibration center. (Il sistema di rilevamento è sottoposto a*  
*verifica periodica presso un centro SITP)*  
 Last verification date: **12/01/2023**  
 Certificate N.: **LAT 091 2023-010**  
 Temperature of calibration: **22°C**  
 Humidity: **45%**



| Load | Ascending |          | Descending |          |
|------|-----------|----------|------------|----------|
|      | Load      | Readings | Load       | Readings |
| 1    | 0,00      | 0,00     | 0,00       | 0,00     |
| 2    | 0,03      | 0,04     | 0,03       | 0,03     |
| 3    | 0,20      | 0,21     | 0,20       | 0,20     |
| 4    | 0,40      | 0,40     | 0,40       | 0,41     |
| 5    | 0,60      | 0,60     | 0,60       | 0,60     |
| 6    | 0,85      | 0,85     | 0,85       | 0,86     |
| 7    | 1,15      | 1,15     | 1,15       | 1,16     |
| 8    | 1,50      | 1,50     | 1,50       | 1,51     |
| 9    | 2,00      | 2,00     | 2,00       | 2,01     |
| 10   | 2,50      | 2,50     | 2,50       | 2,51     |
| 11   | 3,00      | 3,00     | 3,00       | 3,01     |
| 12   | 6,00      | 6,02     | 6,00       | 6,04     |
| 13   | 10,00     | 10,02    | 10,00      | 10,05    |
| 14   | 15,00     | 15,04    | 15,00      | 15,06    |
| 15   | 20,00     | 20,05    | 20,00      | 20,07    |
| 16   | 25,00     | 25,05    | 25,00      | 25,07    |
| 17   | 30,00     | 30,05    | 30,00      | 30,07    |
| 18   | 35,00     | 35,04    | 35,00      | 35,05    |
| 19   | 40,00     | 40,03    | 40,00      | 40,04    |
| 20   | 45,00     | 45,02    | 45,00      | 45,03    |
| 21   | 50,00     | 50,00    | 50,00      | 50,01    |

Unit: Mpa

|                              |    |       |       |
|------------------------------|----|-------|-------|
| Zero-load error:             | =  | 0,000 | % FSO |
| Zero-load thermal stability: | <= | 1,000 | % FSO |
| Nonlinearity:                | =  | 0,096 | % FSO |
| Hysteresis:                  | =  | 0,056 | % FSO |
| Calibration error:           | =  | 0,000 | % MO  |
| Apparent load:               | =  | 0,011 | % FSO |

*The adopted calibration procedure has been developed according to the suggestions given by Prof. Paul W. Mayne (Georgia Institute of technology) and Prof Diego Lo Presti (University of Pisa)*

Cone calibrated by

Date of issue **22/08/2023**

## CONE CALIBRATION CERTIFICATE

N° **Z211/23**      22/08/2023

Calibrated system (Sistema tarato):

Type **P-C**

Serial number **001171**

Sensor **SLEEVE FRICTION**

Max. Capacity [kPa]: **1600**

Scaling Factor: **29841**

**Addressse (destinatario):**

FUNDAÇÃO ASTEF  
Campus Universitario do Pici sn bloco710 sala B  
60440-900, Brasil

**Applied load measurement system:**  
(Sistema di rilevamento del carico applicato)

**Load cell:**  
Manufacturer: AEP transducers

Model: KAL 50 kN

Serial Number: 65495

Power press: Easydur Italiana

Manufacturer: Aura 10T

Model: 29002

The measurement system is periodically checked in a SIT calibration center. (Il sistema di rilevamento è sottoposto a verifica periodica presso un centro SIT)

Last verification date: 12/01/2023

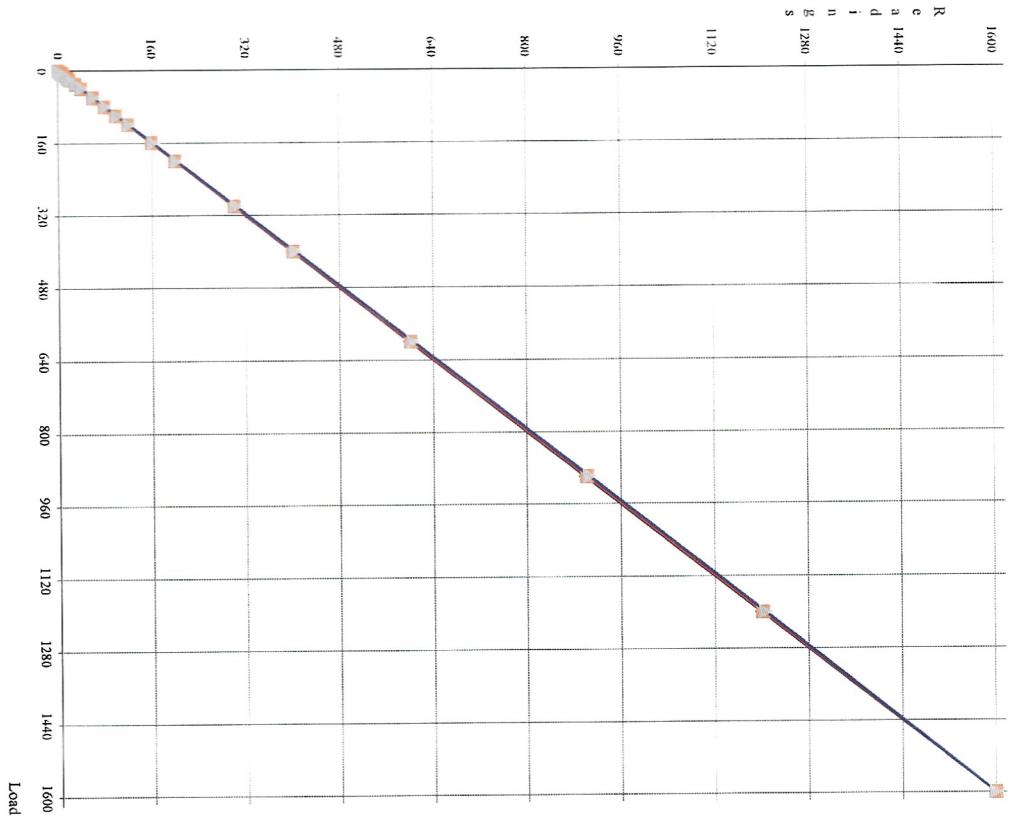
Certificate N.: LAT 091 2023-010

Temperature of calibration: 22°C

Humidity: 45%

Factory calibration in accordance with:

ASTM D5778-12 Validity 12 Months



|    | Ascending |          | Descending |          |
|----|-----------|----------|------------|----------|
|    | Load      | Readings | Load       | Readings |
| 1  | 0,00      | 0,07     | 0,00       | 0,13     |
| 2  | 2,00      | 1,87     | 2,00       | 2,00     |
| 3  | 5,00      | 4,73     | 5,00       | 5,00     |
| 4  | 7,00      | 6,73     | 7,00       | 7,13     |
| 5  | 10,00     | 9,73     | 10,00      | 10,33    |
| 6  | 16,00     | 15,60    | 16,00      | 16,47    |
| 7  | 20,00     | 19,53    | 20,00      | 20,73    |
| 8  | 30,00     | 29,53    | 30,00      | 31,13    |
| 9  | 40,00     | 39,40    | 40,00      | 41,40    |
| 10 | 60,00     | 59,33    | 60,00      | 61,67    |
| 11 | 80,00     | 79,33    | 80,00      | 81,93    |
| 12 | 100,00    | 99,40    | 100,00     | 102,07   |
| 13 | 120,00    | 119,53   | 120,00     | 122,33   |
| 14 | 160,00    | 159,67   | 160,00     | 162,80   |
| 15 | 200,00    | 199,87   | 200,00     | 203,20   |
| 16 | 300,00    | 300,47   | 300,00     | 304,20   |
| 17 | 400,00    | 401,00   | 400,00     | 405,00   |
| 18 | 600,00    | 601,80   | 600,00     | 606,20   |
| 19 | 900,00    | 902,40   | 900,00     | 907,20   |
| 20 | 1200,00   | 1202,00  | 1200,00    | 1207,00  |
| 21 | 1600,00   | 1600,00  | 1600,00    | 1600,27  |

Unit: kPa

|                              |    |       |       |
|------------------------------|----|-------|-------|
| Zero-load error:             | =  | 0,004 | % FSO |
| Zero-load thermal stability: | <= | 1,000 | % FSO |
| Nonlinearity:                | =  | 0,150 | % FSO |
| Hysteresis:                  | =  | 0,312 | % FSO |
| Calibration error:           | =  | 0,000 | % MO  |
| Apparent load:               | =  | 0,078 | % FSO |

The adopted calibration procedure has been developed according to the suggestions given by Prof. Paul W. Mayne (Georgia Institute of Technology) and Prof. Diego Lo Presti (University of Pisa)

Cone calibrated by

Date of issue: 22/08/2023

## CONE CALIBRATION CERTIFICATE

N° **Z211/23**      22/08/2023

Calibrated system (Sistema tarato):

Type **P-C**  
 Serial number **001171**  
 Sensor **PORE PRESSURE**  
 Max. Capacity [kPa]: **2500**  
 Scaling Factor: **10048**

Sensor **TILT ANGLE**  
 Max. Inclination [°]: **20**  
 Scaling Factor: **332349**

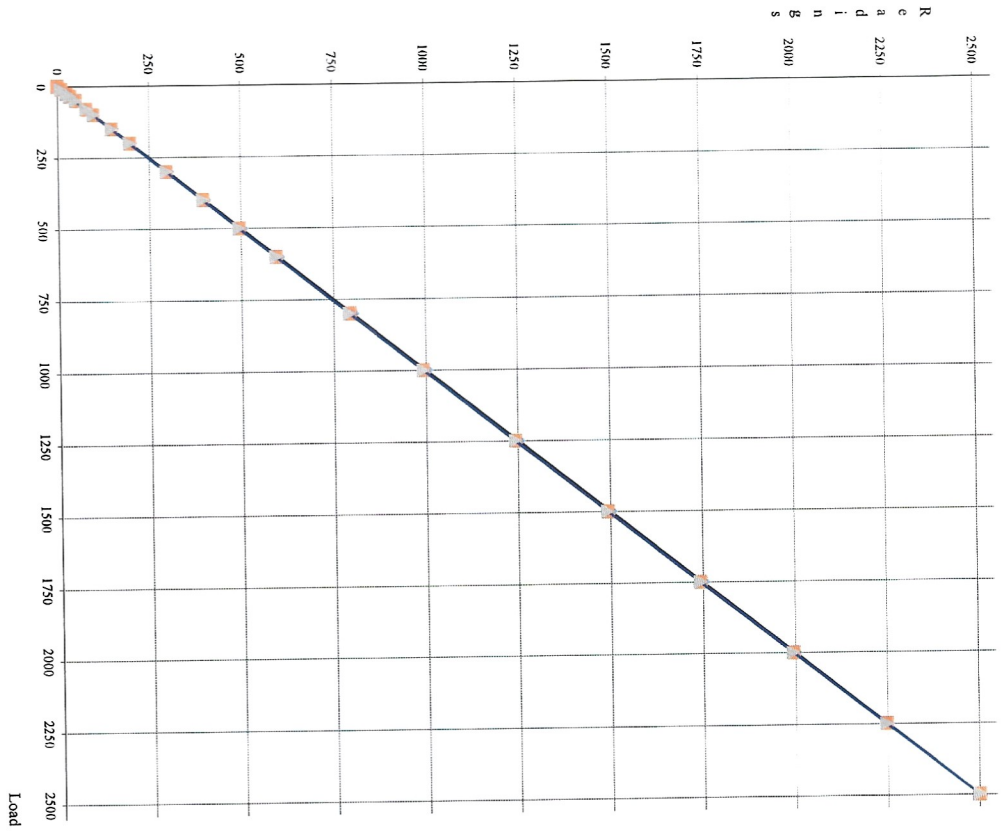
Address (destinatario):  
**FUNDAÇÃO ASTEF**  
 Campus Universitario do Pici sn bloco 710 sala B  
 60440-900, Brasil

Applied load measurement system:  
 (Sistema di rilevamento del carico applicato)

Pressure Generator:  
 Manufacturer **MENSOR**  
 Model **CPC 4000**  
 Serial Number **41000V56**  
 Sensor Descr **Silicon Pressure Transducer**  
 Sensor Serial Number **41000SYF**

The measurement system is periodically checked in a SIT calibration center. (Il sistema di rilevamento è sottoposto a verifica periodica presso un centro SIT)  
 Last verification date: **09/05/2023**  
 Certificate N. **0370-SP-23**

Temperature of calibration **22°C**  
 Humidity **45%**  
 Factory calibration in accordance with:  
 ASTM D5778-12 Validity 12 Months




|    | Ascending |          | Descending |          |
|----|-----------|----------|------------|----------|
|    | Load      | Readings | Load       | Readings |
| 1  | 0,20      | 0,00     | 0,20       | -0,10    |
| 2  | 10,00     | 9,70     | 10,00      | 9,60     |
| 3  | 25,00     | 24,40    | 25,00      | 24,30    |
| 4  | 35,00     | 34,30    | 35,00      | 34,10    |
| 5  | 50,00     | 49,20    | 50,00      | 49,00    |
| 6  | 80,00     | 78,70    | 80,00      | 78,40    |
| 7  | 100,00    | 98,40    | 100,00     | 98,20    |
| 8  | 150,00    | 147,80   | 150,00     | 147,40   |
| 9  | 200,00    | 197,10   | 200,00     | 196,60   |
| 10 | 300,00    | 296,00   | 300,00     | 295,50   |
| 11 | 400,00    | 395,00   | 400,00     | 394,50   |
| 12 | 500,00    | 494,20   | 500,00     | 493,50   |
| 13 | 600,00    | 593,40   | 600,00     | 592,80   |
| 14 | 800,00    | 792,70   | 800,00     | 792,20   |
| 15 | 1000,00   | 992,30   | 1000,00    | 991,90   |
| 16 | 1250,00   | 1242,40  | 1250,00    | 1242,10  |
| 17 | 1500,00   | 1493,00  | 1499,90    | 1492,60  |
| 18 | 1750,00   | 1743,90  | 1749,90    | 1743,50  |
| 19 | 2000,00   | 1995,50  | 2000,00    | 1995,30  |
| 20 | 2250,00   | 2247,40  | 2250,00    | 2247,30  |
| 21 | 2500,00   | 2500,00  | 2500,00    | 2500,10  |

Unit: kPa

|                  |   |       |       |
|------------------|---|-------|-------|
| Zero-load error: | = | 0,004 | % FSO |
| Nonlinearity:    | = | 0,308 | % FSO |

The adopted calibration procedure has been developed according to the suggestions given by Prof. Paul W. Mayne (Georgia Institute of Technology) and Prof. Diego Lo Presti (University of Pisa)

Cone calibrated by 

Date of issue **22/08/2023**

Operator:  
 Administrator: Piezocone Lab

Date:  
 08-06-2023

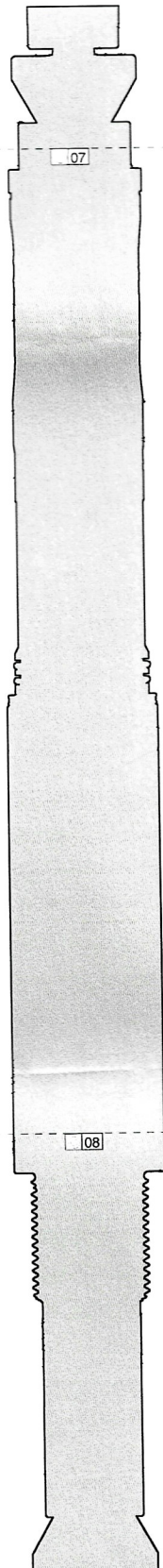
Measure unit: [mm , °]

Model:  
 Piezocone Mks 10cm

Serial number:  
 P-C 001171

Qc:  
 23020816

| GRAP. | Type | Name                         | Nominal | Measure | Deviation | OVER TOL. | LOWER TOL. | UPPER TOL. |
|-------|------|------------------------------|---------|---------|-----------|-----------|------------|------------|
|       |      | 07 - Qc sensor coaxiality    | 0.0000  | 0.0284  | 0.0284    |           | -0.0000    | 0.0800     |
|       |      | 08 - Central body coaxiality | 0.0000  | 0.0046  | 0.0046    |           | -0.0000    | 0.2000     |



Operator:  
Administrator: Piezocone Lab

Date:  
08-06-2023

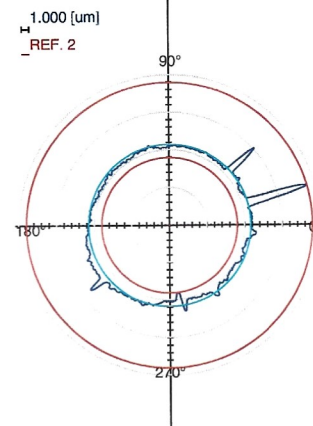
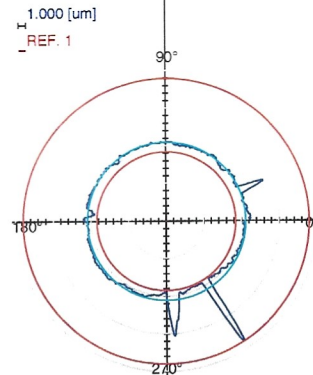
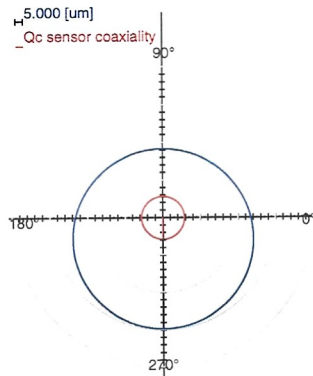
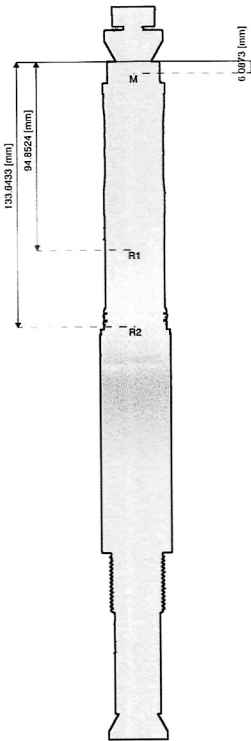
Measure unit:  
[mm , °]

Model:  
Piezocone Mks 10cm

Serial number:  
P-C 001171

Qc:  
23020816

| GRAP. | Type                 | Name                      | Nominal | Measure | Deviation | OVER TOL. | LOWER TOL. | UPPER TOL. |
|-------|----------------------|---------------------------|---------|---------|-----------|-----------|------------|------------|
| 07    | Qc sensor coaxiality | 07 - Qc sensor coaxiality | 0.0000  | 0.0284  | 0.0284    |           | -0.0000    | 0.0800     |



Operator:  
Administrator: Piezocone Lab

Date:  
08-06-2023

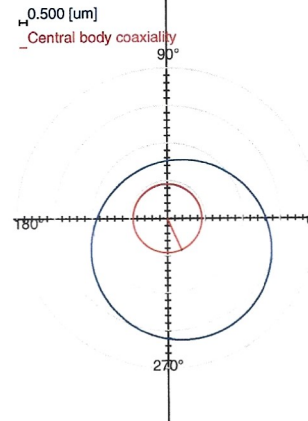
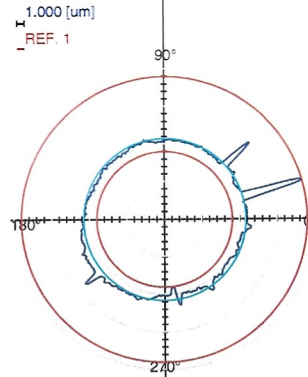
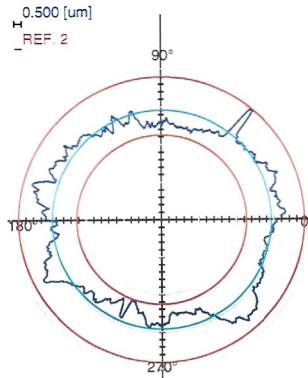
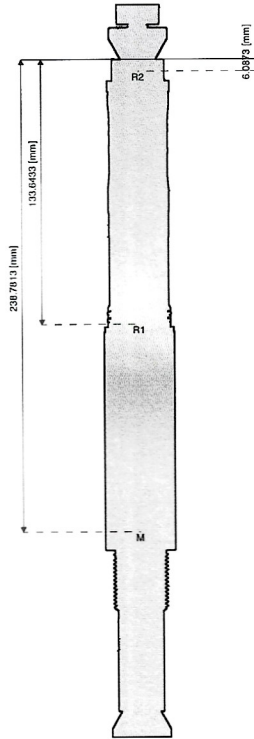
Measure unit:  
[mm , °]

Model:  
Piezocone Mks 10cm

Serial number:  
P-C 001171

Qc:  
23020816

| GRAP. | Type | Name                         | Nominal | Measure | Deviation | OVER TOL. | LOWER TOL. | UPPER TOL. |
|-------|------|------------------------------|---------|---------|-----------|-----------|------------|------------|
| I     | II   | 08 - Central body coaxiality | 0.0000  | 0.0046  | 0.0046    |           | -0.0000    | 0.2000     |



Operator:

Administrator: Piezocone Lab

Date:

08-06-2023

Model:

Piezocone Mks 10cm

Measure unit:





[mm , °]

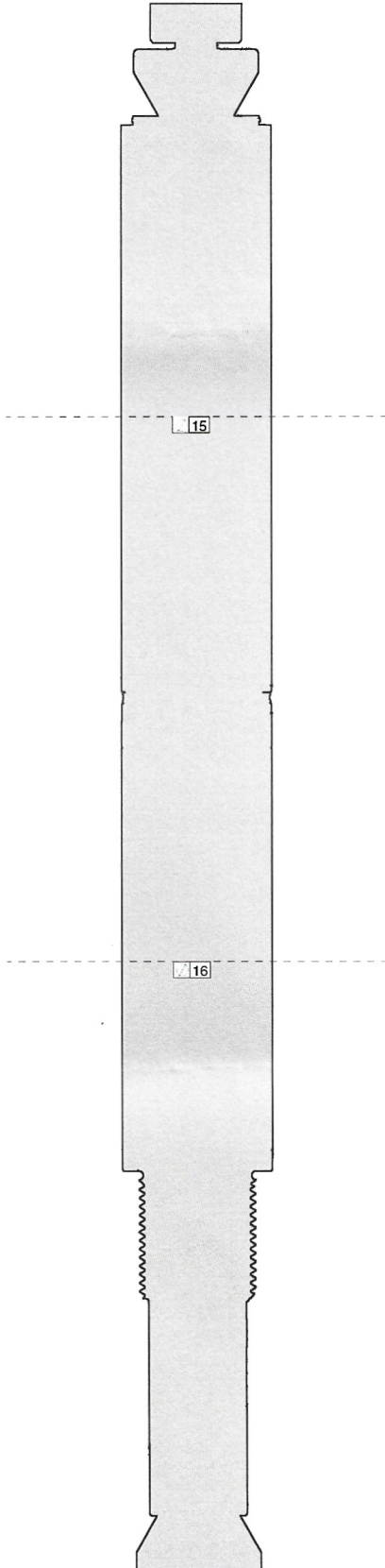
Serial number:

P-C 001171

Qc:

23020816

| GRAP.   | Type  | Name                        | Nominal | Measure | Deviation | OVER TOL. | LOWER TOL. | UPPER TOL. |
|---|---|-----------------------------|---------|---------|-----------|-----------|------------|------------|
|  |  | 15 - Average Ø Fs sleeve    | 36.0000 | 35.9928 | -0.0322   |           | -0.0500    | 0.1000     |
|  |  | 16 - Average Ø Central body | 36.0000 | 36.0055 | 0.0055    |           | -0.0700    | 0.0700     |



Operator:  
Administrator: Piezocone Lab

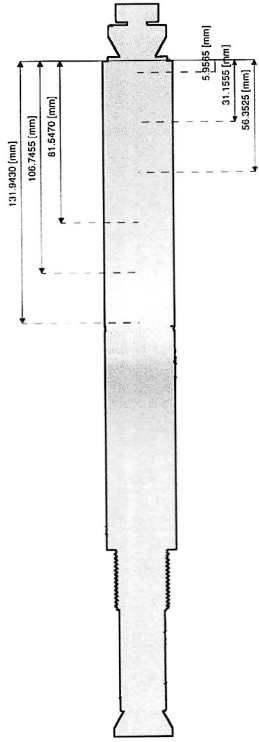
Date:  
08-06-2023

Measure unit:  
[mm, °]

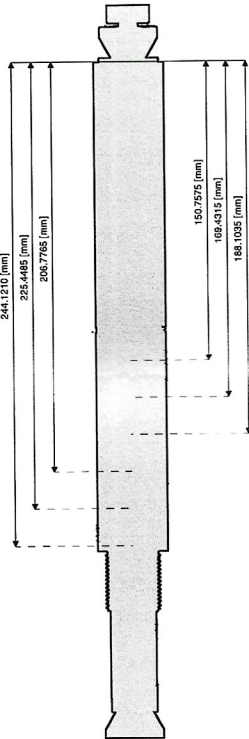
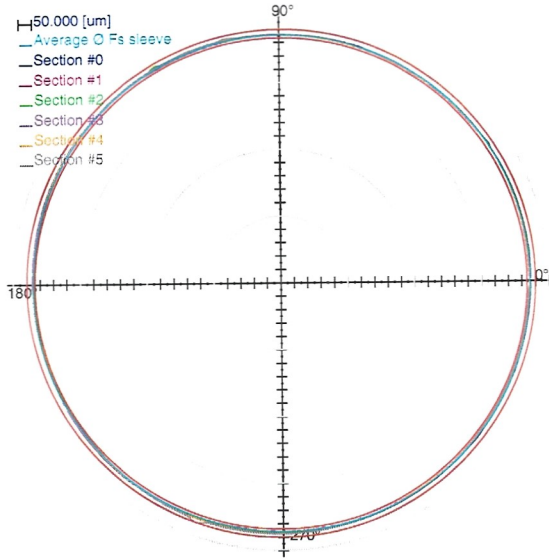
Model:  
Piezocone Mks 10cm

Serial number:  
P-C 001171

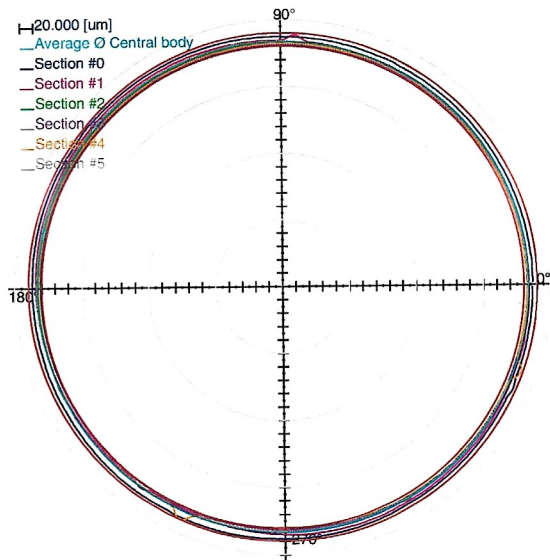
Qc:  
23020816



| GRAP. | Type | Name                     | Nominal | Measure | Deviation | OVER TOL. | LOWER TOL. | UPPER TOL. |
|-------|------|--------------------------|---------|---------|-----------|-----------|------------|------------|
| 11    | 11   | 15 - Average Ø Fs sleeve | 36.0000 | 35.9928 | -0.0322   |           | -0.0500    | 0.1000     |

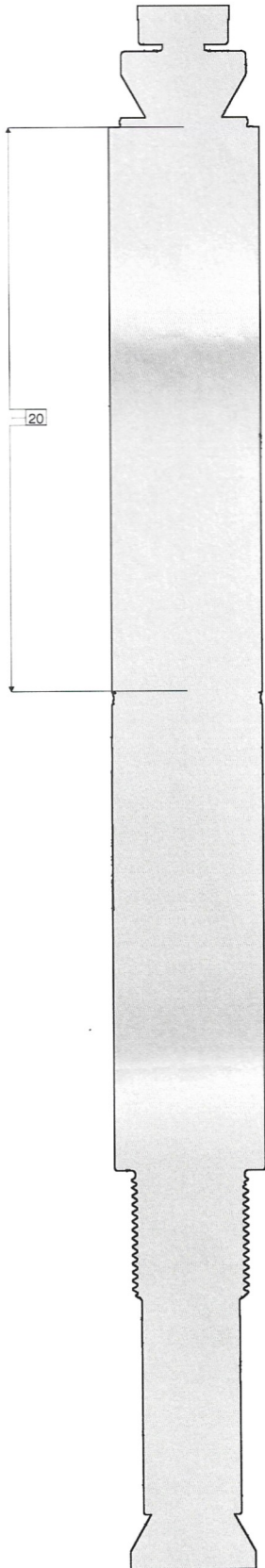


| GRAP. | Type | Name                        | Nominal | Measure | Deviation | OVER TOL. | LOWER TOL. | UPPER TOL. |
|-------|------|-----------------------------|---------|---------|-----------|-----------|------------|------------|
| 11    | 11   | 16 - Average Ø Central body | 36.0000 | 36.0055 | 0.0055    |           | -0.0700    | 0.0700     |



|   |                     |                           |                              |
|---|---------------------|---------------------------|------------------------------|
| Operator:<br>Administrator: Piezocone Lab | Date:<br>08-06-2023 | Measure unit:<br>[mm , °] | Model:<br>Piezocone Mks 10cm |
| Serial number:<br>P-C 001171              | Qc:<br>23020816     |                           |                              |

| GRAP. | Type | Name                  | Nominal  | Measure  | Deviation | OVER TOL. | LOWER TOL. | UPPER TOL. |
|-------|------|-----------------------|----------|----------|-----------|-----------|------------|------------|
| 1     | —    | 20 - FS Sleeve length | 133.7000 | 133.3174 | -0.2826   |           | -0.5000    | 0.3000     |



**ANEXO B – CERTIFICADOS DE CALIBRAÇÃO UNESP**

## RELATÓRIO DE CHECAGEM E CALIBRAÇÃO

Interessado: UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

Identificação do instrumento:

*Piezocone Pagani*

*No. de série: PC1171*

Capacidades máximas:

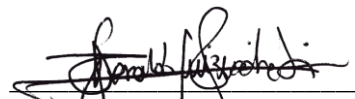
|                                |   |           |
|--------------------------------|---|-----------|
| Resistência de ponta ( $q_c$ ) | : | 50 MPa    |
| Atrito lateral ( $f_s$ )       | : | 1.600 kPa |
| Poropressão ( $u$ )            | : | 2.500 kPa |

### Considerações Gerais:

Este relatório apresenta os resultados dos ensaios para verificação da eficiência e calibração do instrumento acima referido. Este trabalho foi realizado no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Unesp, Campus de Bauru.

Os ensaios foram realizados em temperatura ambiente (20°C), não tendo sido verificada a influência da temperatura nas medidas realizadas.

Bauru, 03 de fevereiro de 2025.



Heraldo Luiz Giacheti, Dr. Eng.  
Professor, Unesp-Bauru  
CREA-SP: 060.121.399-2

**Tipo de calibração:** *Resistência de ponta ( $q_c$ )*

**Local da calibração:**

Laboratório de Geotecnia

**Identificação do instrumento calibrado:**

*Piezocone Pagani No. de série: PC1171*

**Data da calibração:**

22/01/2025

**Equipamentos Utilizados:**

Os dispositivos para calibração de piezocone utilizados foram aqueles fornecidos pela *Pagani Geotechnical*. A carga aplicada foi medida utilizando-se uma célula de carga MSI com capacidade de 10.000 kgf.

**Procedimento de Calibração:**

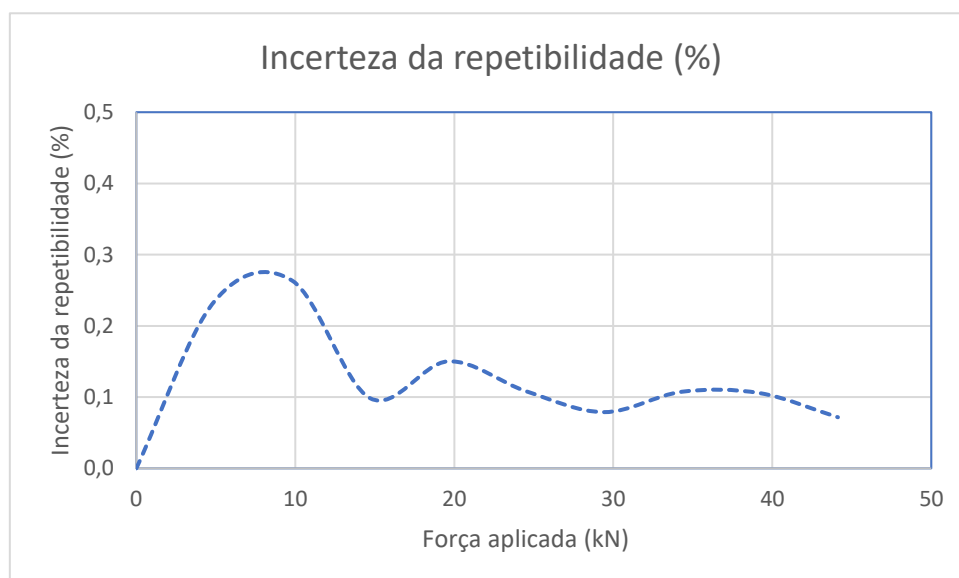
Inicialmente, o piezocone foi montado seguindo os mesmos procedimentos e tomando os mesmos cuidados quando da realização desse ensaio no campo. A unidade de sincronização de profundidade não foi utilizada durante a calibração. Após determinar a *baseline*, o piezocone foi colocado em uma prensa para ensaios de compressão para permitir a aplicação das cargas próximas ao limite do instrumento (Foto 1). O ensaio foi realizado aplicando-se incrementos de carga à célula de carga da ponta do piezocone. Um dispositivo apropriado para a medida da carga de referência foi utilizado. Foi verificada a incerteza associada a repetibilidade na calibração do equipamento, garantindo confiança no resultado obtido. A resistência de ponta de referência ( $q_{cr}$ ) é determinada dividindo-se a carga de referência pela área da seção projetada do cone ( $10 \text{ cm}^2$ ). Destaca-se que, como a relação entre o valor medido e o valor realmente aplicado não é perfeitamente linear, o fator de calibração é válido somente para um determinado intervalo de resistência de ponta.

**Resultados e Análise:**

A seguir são apresentados os resultados da calibração na forma de um gráfico **resistência de ponta medida ( $q_{cm}$ ) versus resistência de ponta de referência ( $q_{cr}$ )**. Foram realizados 3 ciclos carregamento-descarregamento, utilizando-se uma célula de carga de referência, girando o cone  $60^\circ$  em cada carregamento e aguardando 3 minutos entre cada um dos ciclos, de acordo com a norma ISO 22476-1 (2022). Conforme previsto nessa norma, são oito as possíveis incertezas associadas ao processo de calibração do piezocone, com naturezas distintas. Dentre essas incertezas, a de maior relevância na calibração do equipamento é aquela associada com a medida de resistência e a repetibilidade de seus resultados na calibração. A incerteza dos sensores quanto a sua repetibilidade foi calculada conforme a norma ISO 22476-1 (2022), comparando o valor da incerteza com um valor de referência para cada calibração. Verifica-se na Figura 1 que a incerteza associada a repetibilidade na calibração de  $q_c$  é baixa, com a grande maioria dos valores inferiores a 0,3%. Sendo assim, deu-se continuidade ao processo de calibração.

**Tabela 1** - Valores da incerteza da resistência de ponta ( $q_c$ ) para a faixa de calibração 0~45 MPa para o piezocone ensaiado.

| Referencia $q_c$ (kN) | Incerteza $q_c$ (kPa) | Incerteza $q_c$ (%) |
|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| 0,000                 | 0,00                  | 0,00                |
| 4,903                 | 11,48                 | 0,23                |
| 9,807                 | 25,84                 | 0,26                |
| 14,710                | 14,48                 | 0,10                |
| 19,613                | 29,47                 | 0,15                |
| 24,517                | 26,54                 | 0,11                |
| 29,420                | 23,23                 | 0,08                |
| 34,323                | 36,93                 | 0,11                |
| 39,227                | 41,42                 | 0,11                |
| 44,130                | 31,67                 | 0,07                |



**Figura 1** – Incerteza da resistência de ponta (%) para o intervalo 0~45 MPa.

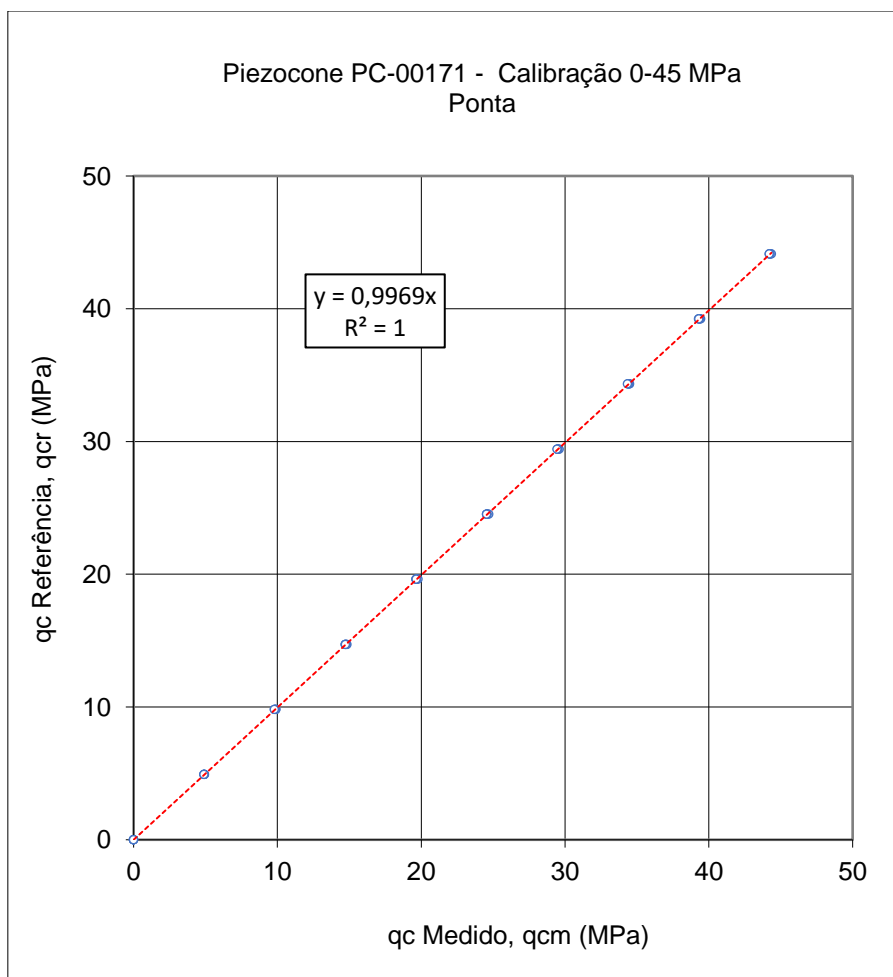
Na Figura 2 tem-se os resultados desse ensaio. Pelo método dos mínimos quadrados, foi determinada a reta passando pela origem que melhor se ajusta aos pontos correspondentes a cada leitura. Nesse gráfico também estão mostrados a equação da reta e o correspondente *coeficiente de determinação* ( $R^2$ ). O *erro relativo* de cada grandeza medida foi calculado é definido como:

$$\text{erro} = \left| \frac{g_r - g_m}{g_r} \right| \times 100\% \quad (1)$$

Onde

$g_r$  = grandeza de referência,

$g_m$  = grandeza medida.



**Figura 2** – Calibração da célula de carga de resistência de ponta, intervalo de 0~45 MPa. Retra passando pela origem

Na Tabela 2 são apresentados os valores dos erros relativos médio, máximo e mínimo (Equação 1), para a faixa de calibração 0~45 MPa. Estes valores de erro foram determinados utilizando-se os valores da resistência de ponta medida ( $q_{cm}$ ), e os correspondentes valores da resistência de ponta de referência ( $q_{cr}$ ). Da mesma forma, foram determinados os valores de erro utilizando-se valores da resistência de ponta medida ( $q_{cm}$ ), corrigidos de acordo com a equação apresentada na Figura 2.

**Tabela 2** - Erros relativos máximos, mínimos e médios das leituras, faixa de calibração 0~45 MPa.

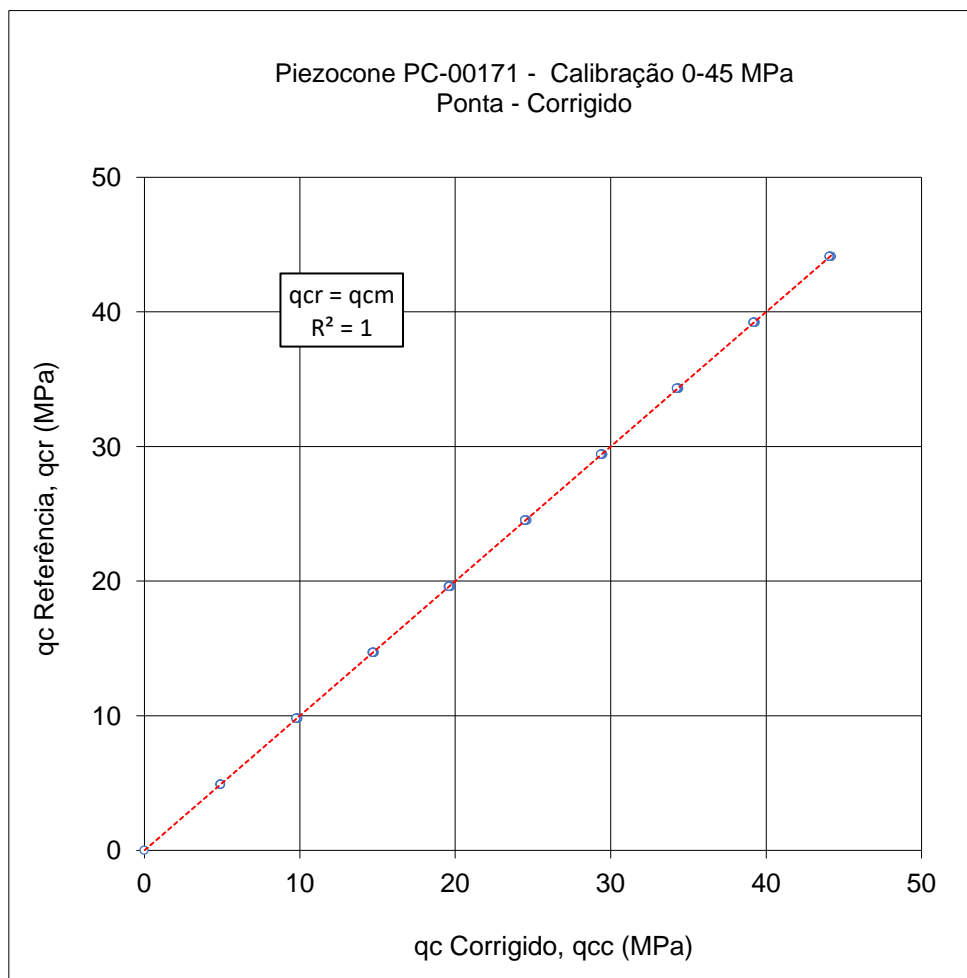
| Erro (%) | Não corrigido | Corrigido  |
|----------|---------------|------------|
| Médio    | <b>0,3</b>    | <b>0,2</b> |
| Máximo   | <b>1,0</b>    | <b>0,6</b> |
| Mínimo   | <b>0,0</b>    | <b>0,0</b> |

Durante esse ensaio, constatou-se também que a solicitação da ponta do cone não causa interferência (*cross talk*) significativa em nenhum dos outros sensores do equipamento.

Na Tabela 3 são apresentados os valores da resistência de ponta de referência ( $q_{cr}$ ) versus a resistência de ponta medida ( $q_{cm}$ ) para a faixa de calibração 0~45 MPa. Na Figura 3 é mostrada a comparação entre os valores das resistências de ponta corrigida ( $q_{cm}$ ) e de referência ( $q_{cr}$ ), para os intervalos de calibração 0~45 MPa, determinada multiplicando-se o valor da resistência de ponta medida pela constante **0,9969**. A célula de carga de medida de resistência de ponta apresenta comportamento adequado e não se recomenda alteração no fator de escala (*Scaling Factor*) para  $q_c$ .

**Tabela 3** - Valores de resistência de ponta de referência ( $q_{cr}$ ) versus medida ( $q_{cm}$ ) para a faixa de calibração 0–45 MPa para o piezocone ensaiado.

| $q_{cr}$ Ens 1 (MPa) | $q_{cm}$ Ens 1 (MPa) | $q_{cr}$ Ens 2 (MPa) | $q_{cm}$ Ens 2 (MPa) | $q_{cr}$ Ens 3 (MPa) | $q_{cm}$ Ens 3 (MPa) |
|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 |
| 4,90                 | 4,93                 | 4,90                 | 4,91                 | 4,90                 | 4,89                 |
| 9,81                 | 9,88                 | 9,81                 | 9,83                 | 9,81                 | 9,79                 |
| 14,71                | 14,76                | 14,71                | 14,74                | 14,71                | 14,71                |
| 19,61                | 19,72                | 19,61                | 19,65                | 19,61                | 19,62                |
| 24,52                | 24,63                | 24,52                | 24,55                | 24,52                | 24,55                |
| 29,42                | 29,55                | 29,42                | 29,50                | 29,42                | 29,47                |
| 34,32                | 34,50                | 34,32                | 34,38                | 34,32                | 34,40                |
| 39,23                | 39,43                | 39,23                | 39,33                | 39,23                | 39,29                |
| 44,13                | 44,31                | 44,13                | 44,25                | 44,13                | 44,20                |
| 44,13                | 44,35                | 44,13                | 44,26                | 44,13                | 44,20                |
| 39,23                | 39,40                | 39,23                | 39,35                | 39,23                | 39,30                |
| 34,32                | 34,48                | 34,32                | 34,44                | 34,32                | 34,34                |
| 29,42                | 29,60                | 29,42                | 29,51                | 29,42                | 29,45                |
| 24,52                | 24,70                | 24,52                | 24,60                | 24,52                | 24,55                |
| 19,61                | 19,78                | 19,61                | 19,70                | 19,61                | 19,66                |
| 14,71                | 14,84                | 14,71                | 14,80                | 14,71                | 14,74                |
| 9,81                 | 9,90                 | 9,81                 | 9,88                 | 9,81                 | 9,78                 |
| 4,90                 | 4,90                 | 4,90                 | 4,91                 | 4,90                 | 4,90                 |
| 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 |



**Figura 3** – Resultados após utilização da constante de correção, intervalo 0–45 MPa.

Tipo de calibração: *Atrito lateral ( $f_s$ )*

**Local da calibração:**

Laboratório de Geotecnia

**Identificação do instrumento calibrado:**

*Piezocone Vertek No. de série: PC1171*

**Data da calibração:**

24/01/2025

**Equipamentos Utilizados:**

Os dispositivos de calibração para piezocone utilizados foram aqueles fornecidos pela *Pagani Geotechnical*. A carga aplicada foi medida utilizando-se uma célula de carga MSI com capacidade de 2.500 kgf.

**Procedimento de Calibração:**

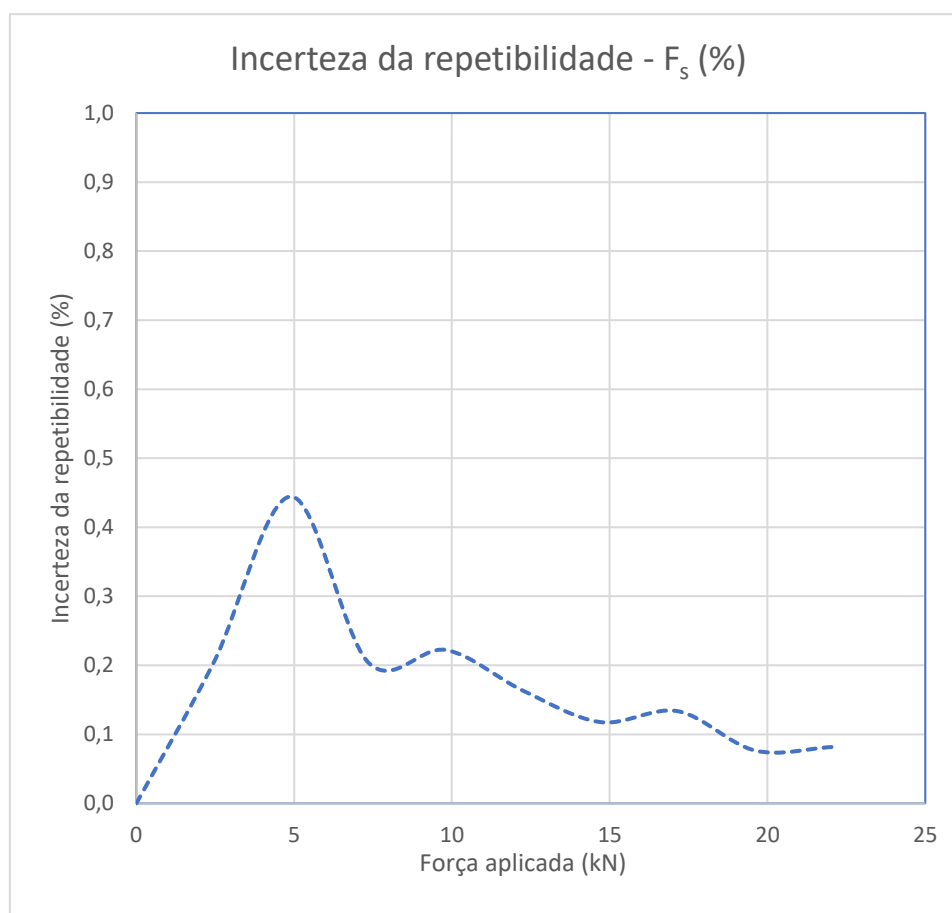
Inicialmente, o piezocone foi montado seguindo os mesmos procedimentos e tomando os mesmos cuidados quando da realização desse ensaio no campo. Também nesse caso a unidade de sincronização de profundidade não foi utilizada durante a calibração. Após determinar a *baseline*, o piezocone foi colocado na mesma prensa para aplicação das cargas, agora até 2250 kgf (Foto 2). O ensaio foi realizado aplicando-se incrementos de carga à célula de carga da luva de atrito do piezocone e um dispositivo apropriado para a medida da carga de referência foi utilizado. A resistência de atrito lateral de referência ( $f_{sr}$ ) é determinada dividindo-se a carga de referência pela área da luva de atrito ( $150 \text{ cm}^2$ ). Foi verificada a incerteza associada a repetibilidade na calibração do equipamento, garantindo confiança no resultado obtido. Na presente calibração foi considerado o intervalo de resistência de atrito igual a 0~1.500 kPa. Destaca-se, também nesse caso que, como a relação entre o valor medido e o valor realmente aplicado não é perfeitamente linear, o fator de calibração é válido somente para um determinado intervalo de resistência de atrito lateral.

**Resultados e Análise:**

A seguir são apresentados os resultados da calibração na forma de gráfico **resistência de atrito lateral medida ( $f_{sm}$ ) versus resistência de atrito lateral de referência ( $f_{sr}$ )**. Foram realizados 3 ciclos carregamento-descarregamento, utilizando-se uma célula de carga, girando o cone  $60^\circ$  em cada carregamento e aguardando 3 minutos entre cada um dos ciclos de acordo com a norma ISO 22476-1 (2022). Foi verificada a incerteza dos sensores quanto a sua repetibilidade, comparando o valor da incerteza medida com um valor de referência para cada calibração, seguindo o mesmo processo apresentado anteriormente. Verifica-se na Figura 4 que a incerteza associada a repetibilidade na calibração é baixa, com a grande maioria dos valores abaixo de 0,3%. Sendo assim, deu-se continuidade ao processo de calibração.

**Tabela 4** - Valores da incerteza do atrito lateral ( $f_s$ ) para a faixa de calibração 0~1.500 kPa para o piezocone ensaiado.

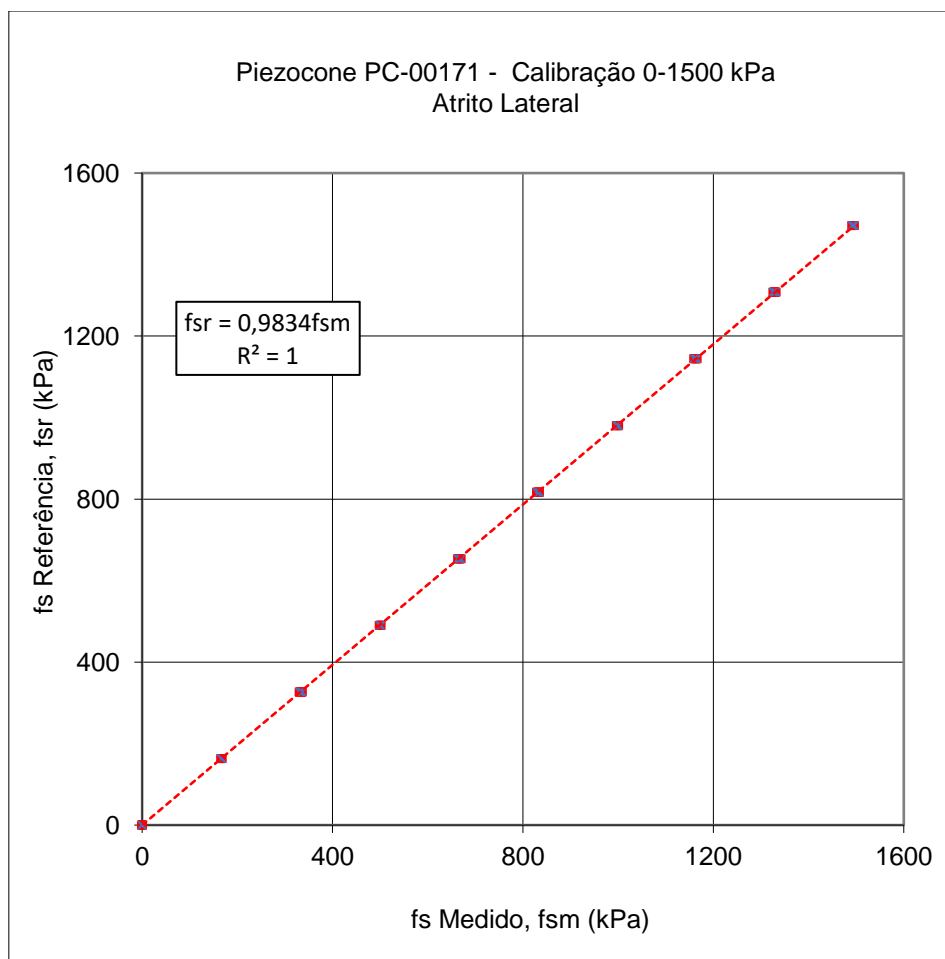
| Referencia $f_s$ (kN) | Incerteza $f_s$ (kPa) | Incerteza $f_s$ (%) |
|-----------------------|-----------------------|---------------------|
| 0,000                 | 0,00                  | 0,00                |
| 2,452                 | 5,00                  | 0,20                |
| 4,903                 | 21,79                 | 0,44                |
| 7,355                 | 15,00                 | 0,20                |
| 9,807                 | 21,79                 | 0,22                |
| 12,258                | 20,00                 | 0,16                |
| 14,710                | 17,32                 | 0,12                |
| 17,162                | 22,91                 | 0,13                |
| 19,613                | 15,00                 | 0,08                |
| 22,065                | 18,03                 | 0,08                |



**Figura 4** – Incerteza do atrito lateral (%) para o intervalo 0~1.500 kPa.

Na Figura 5 estão mostrados os resultados desse ensaio. Pelo método dos mínimos quadrados, foi determinada a reta que passa pela origem e que melhor se ajusta aos pontos correspondentes a cada leitura. Nesse gráfico também estão mostrados a equação da reta e o correspondente *coeficiente de determinação* ( $R^2$ ). Determinou-se também uma nova reta que melhor se ajusta aos pontos, passando pela origem (Figura 5).

Na Tabela 5 são apresentados os valores dos erros relativos médio, máximo e mínimo (Equação 1), para a faixa de calibração 0~1.500 kPa. Estes valores de erro foram determinados utilizando-se os valores da resistência de atrito lateral medida ( $f_{sm}$ ), e os correspondentes valores da resistência de atrito lateral de referência ( $f_{sr}$ ). Da mesma forma, foram determinados os valores de erro utilizando-se valores da resistência de atrito lateral medida ( $f_{sm}$ ), corrigidos de acordo com a equação apresentada na Figura 5



**Figura 5** – Calibração da célula da carga de atrito lateral do piezocone, intervalo de 0~1.500 kPa. Reta passando pela origem.

**Tabela 5** - Erros relativos máximos, mínimos e médios das leituras, calibração na faixa de 0~1.500 kPa.

| Erro (%) | Não corrigido | Corrigido  |
|----------|---------------|------------|
| Média    | <b>1,8</b>    | <b>0,3</b> |
| Máximo   | <b>2,8</b>    | <b>1,1</b> |
| Mínimo   | <b>1,0</b>    | <b>0,0</b> |

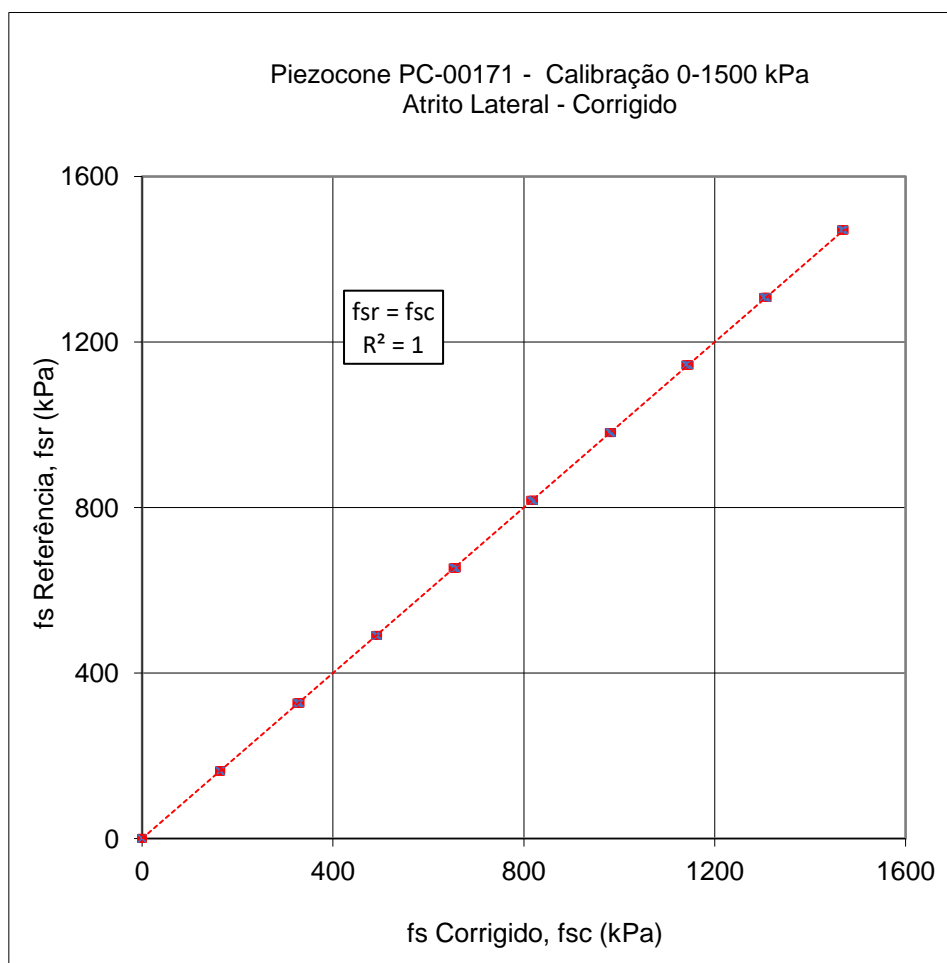
Durante esse ensaio, também se constatou que a solicitação da célula de carga de atrito lateral do cone não causa interferência (*cross talk*) significativa em nenhum dos outros sensores do equipamento.

Na Tabela 6 são apresentados os valores da resistência de atrito lateral de referência ( $f_{sr}$ ) versus a resistência de atrito lateral medida ( $f_{sm}$ ) para a faixa de calibração 0~1.500 kPa.

Na Figura 6 é mostrada a comparação entre os valores das resistências de atrito lateral corrigida ( $f_{sc}$ ) e de referência ( $f_{sm}$ ), para os intervalos de calibração 0~1.500 kPa, determinada multiplicando-se o valor da resistência de ponta medida pela constante **0,9834**. A célula de carga de medida de resistência de ponta apresenta comportamento adequado e não se recomenda alteração no fator de escala (*Scaling Factor*) para  $f_s$ . Constatou-se que a solicitação do transdutor de atrito lateral também não causou interferência (*cross talk*) significativa nem no sensor da poro-pressão nem no da ponta.

**Tabela 6** - Valores de resistência por atrito lateral de referência ( $f_{sr}$ ) versus medido ( $f_{sm}$ ) para a faixa de calibração 0~1.500kPa para o piezocone ensaiado.

| $f_{sr}$ Ens 1 (MPa) | $f_{sm}$ Ens 1 (MPa) | $f_{sr}$ Ens 2 (MPa) | $f_{sm}$ Ens 2 (MPa) | $f_{sr}$ Ens 3 (MPa) | $f_{sm}$ Ens 3 (MPa) |
|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 |
| 163,45               | 166,00               | 163,45               | 167,00               | 163,45               | 166,00               |
| 326,89               | 335,00               | 326,89               | 333,00               | 326,89               | 330,00               |
| 490,34               | 501,00               | 490,34               | 501,00               | 490,34               | 498,00               |
| 653,78               | 668,00               | 653,78               | 666,00               | 653,78               | 663,00               |
| 817,23               | 833,00               | 817,23               | 833,00               | 817,23               | 829,00               |
| 980,67               | 1000,00              | 980,67               | 998,00               | 980,67               | 996,00               |
| 1144,12              | 1164,00              | 1144,12              | 1163,00              | 1144,12              | 1159,00              |
| 1307,56              | 1328,00              | 1307,56              | 1328,00              | 1307,56              | 1325,00              |
| 1471,01              | 1495,00              | 1471,01              | 1494,00              | 1471,01              | 1491,00              |
| 1471,01              | 1496,00              | 1471,01              | 1495,00              | 1471,01              | 1491,00              |
| 1307,56              | 1332,00              | 1307,56              | 1330,00              | 1307,56              | 1330,00              |
| 1144,12              | 1166,00              | 1144,12              | 1165,00              | 1144,12              | 1160,00              |
| 980,67               | 1001,00              | 980,67               | 999,00               | 980,67               | 999,00               |
| 817,23               | 834,00               | 817,23               | 834,00               | 817,23               | 829,00               |
| 653,78               | 670,00               | 653,78               | 667,00               | 653,78               | 665,00               |
| 490,34               | 502,00               | 490,34               | 501,00               | 490,34               | 500,00               |
| 326,89               | 336,00               | 326,89               | 336,00               | 326,89               | 332,00               |
| 163,45               | 168,00               | 163,45               | 167,00               | 163,45               | 166,00               |
| 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 | 0,00                 |



**Figura 6** – Resultados obtidos após calibração, intervalo 0~1500 kPa.



**Foto 1** – Vista geral dos equipamentos utilizados para a realização do ensaio para calibração e checagem da célula de carga da ponta do piezocone.



**Foto 2** – Vista geral dos equipamentos utilizados para a realização do ensaio para calibração e checagem da célula de carga da luva de atrito do piezocone.

**Tipo de calibração:** *Poro-pressão (u)*

**Local da calibração:**

Laboratório de Geotecnia

**Identificação do instrumento calibrado:**

*Piezocone Pagani No. de série: PC1171*

**Data da calibração:**

24/01/2025

**Saturação:**

Aplicação de pressão de ar, sem saturação.

**Equipamentos Utilizados:**

Os dispositivos de calibração para piezocone utilizados foram aqueles fornecidos pela *Pagani Geotechnical*. Para a medida da pressão de ar aplicada (pressão de referência,  $u_r$ ) utilizou-se um transdutor de pressão *GDS Instruments*, com capacidade de 3 MPa (Foto 3).

**Procedimento de Calibração:**

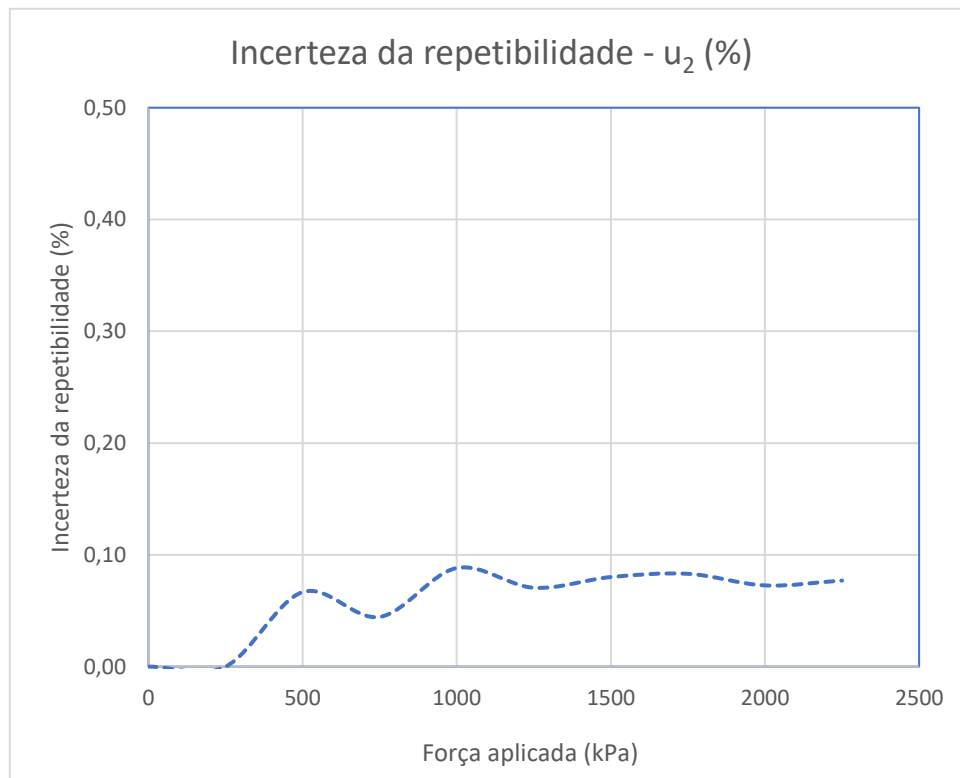
Inicialmente, o piezocone foi parcialmente desmontado, removendo-se a ponteira, o filtro e os dois *x-rings*. O piezocone foi conectado a um dispositivo para aplicação da pressão no seu transdutor de (Foto 3). A seguir, este dispositivo foi conectado à fonte de ar comprimido. Antes da aplicação de qualquer pressão no sistema faz-se a determinação da baseline. A seguir, aplicou-se pressão de ar em incrementos de 250 kPa, sendo determinadas a poro-pressão medida pelo piezocone. Deve-se destacar também nesse caso que geralmente a relação entre o valor medido e o valor realmente aplicado de poro-pressão não é perfeitamente linear. Portanto, o fator de calibração determinado é válido para um certo intervalo de pressão. Na presente calibração, optou-se pelo intervalo 0~2.500 kPa. Foi verificada, ainda, a incerteza associada a repetibilidade na calibração do equipamento, garantindo confiança no resultado obtido

**Resultados e Análise:**

A seguir são apresentados os resultados da calibração na forma do gráfico **pressão medida ( $u_m$ ) versus pressão de referência ( $u_r$ )**. Foram realizados 3 ciclos de carregamento - descarregamento, onde a pressão aplicada foi aumentada em incrementos de 250 kPa até atingir a o valor máximo próximo de 2.500 kPa. A seguir a pressão foi diminuída, em decrementos de 250 kPa, até retornar ao valor zero. Também nessa calibração, foi verificada a incerteza do transdutor de pressão quanto a sua repetibilidade, comparando o valor da incerteza medida com um valor de referência para cada calibração, seguindo o mesmo processo apresentado para determinação de  $q_c$  e  $f_s$ . Verifica-se na Figura 7 que a incerteza associada a repetibilidade na calibração é muito baixa, com valores inferiores a 0,1%. Sendo assim, deu-se continuidade ao processo de calibração.

**Tabela 7** - Valores da incerteza da poro-pressão ( $u_2$ ) para a faixa de calibração 0~2500 kPa para o piezocone ensaiado.

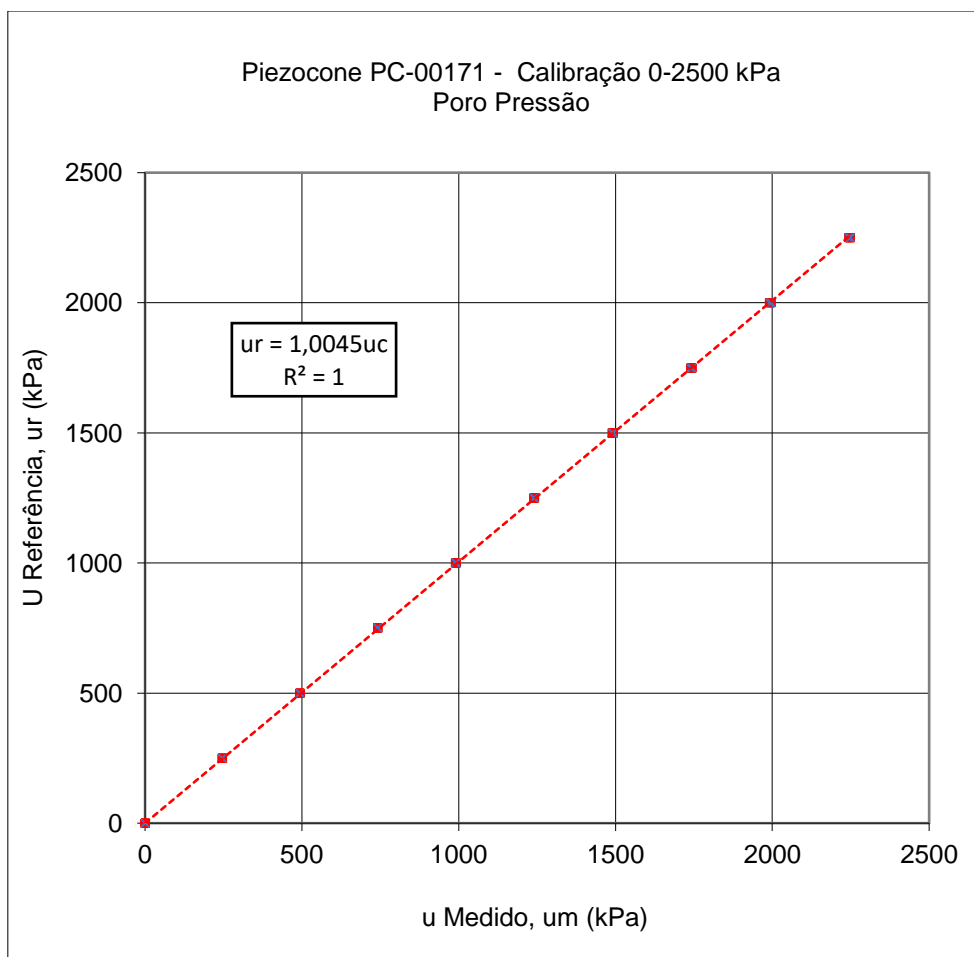
| Referencia $u_2$ (kPa) | Incerteza $u_2$ (kPa) | Incerteza $u_2$ (%) |
|------------------------|-----------------------|---------------------|
| 0                      | 0,00                  | 0,00                |
| 250                    | 0,00                  | 0,00                |
| 500                    | 0,33                  | 0,07                |
| 750                    | 0,33                  | 0,04                |
| 1000                   | 0,88                  | 0,09                |
| 1250                   | 0,88                  | 0,07                |
| 1500                   | 1,20                  | 0,08                |
| 1750                   | 1,45                  | 0,08                |
| 2000                   | 1,45                  | 0,07                |
| 2250                   | 1,73                  | 0,08                |



**Figura 7** – Incerteza da poro-pressão (%) para o intervalo 0~2500 kPa.

Na Figura 8 tem-se os resultados desse ensaio. Pelo método dos mínimos quadrados, foi determinada a reta que passa pela origem e que melhor se ajusta aos pontos correspondentes a cada leitura, uma vez que o equipamento ensaiado permite que se forneça somente uma constante de calibração (*calibration code*). Nesse gráfico também são mostrados a equação da reta e o correspondente *coeficiente de determinação* ( $R^2$ ).

Na Tabela 8 são apresentados os valores dos erros relativos médio, máximo e mínimo das leituras do transdutor de poro-pressão. Estes valores de erro foram determinados utilizando-se os valores da pressão medida ( $u_m$ ), e os correspondentes valores da pressão de referência ( $u_r$ ). Da mesma forma, foram determinados os valores de erro utilizando-se valores da pressão medida ( $u_m$ ), corrigidos de acordo com a equação apresentada na Figura 8.



**Figura 8** – Calibração do transdutor de poro-pressão do piezocone. Intervalo de 0~2.500 kPa. Retra passando pela origem.

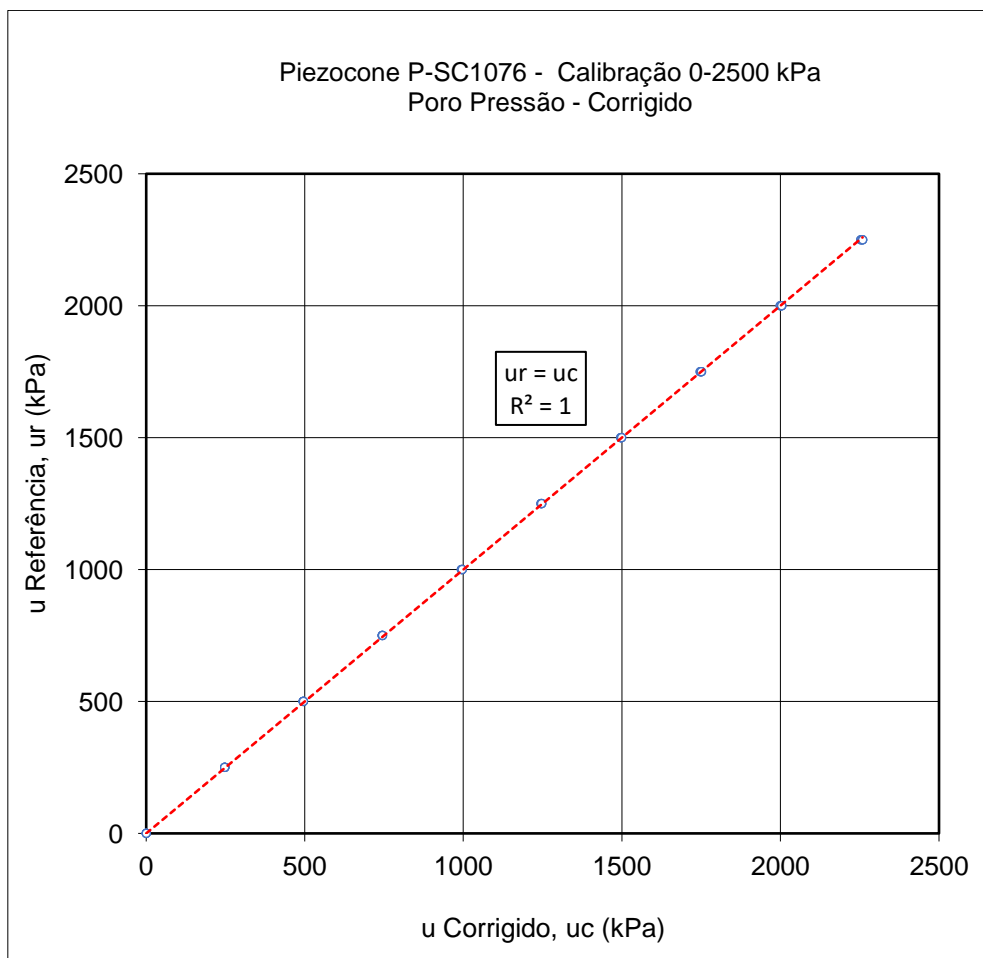
**Tabela 8** - Erros relativos máximos, mínimos e médios das leituras de poro-pressão para calibração na faixa de 0~2.500 kPa.

| Erro (%) | Não corrigido | Corrigido  |
|----------|---------------|------------|
| Media    | <b>0,8</b>    | <b>0,5</b> |
| Máximo   | <b>1,6</b>    | <b>1,2</b> |
| Mínimo   | <b>0,0</b>    | <b>0,0</b> |

Na Tabela 9 são apresentados os valores da poro-pressão de referência ( $u_r$ ) versus a da poro-pressão medida ( $u_m$ ) para a faixa de calibração 0~2.500 kPa. Para a faixa de valores de pressão entre 0 a 2.500 kPa, a pressão corrigida ( $u_c$ ) é determinada multiplicando-se o valor da pressão medida ( $u_m$ ) pela constante **1,0045**. A Figura 9 mostra uma comparação entre os valores das pressões corrigidas ( $u_c$ ) e de referência ( $u_r$ ) e indica que o transdutor de medida de poro-pressão está em perfeitas condições de uso. Assim, o transdutor de medida de poro-pressão apresenta comportamento adequado e o uso do fator para ajuste de **1,0045** foi empregado, para essa faixa de solicitação.

**Tabela 9** - Valores de poro-pressão de referência ( $u_r$ ) versus medida ( $u_m$ ) para a faixa de calibração 0~2.500 kPa para o piezocone ensaiado.

| $U_r$ Ens 1 (kPa) | $U_m$ Ens 1 (kPa) | $U_r$ Ens 2 (kPa) | $U_m$ Ens 2 (kPa) | $U_r$ Ens 3 (kPa) | $U_m$ Ens 3 (kPa) |
|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|
| 0                 | 0                 | 0                 | 0                 | 0                 | 0                 |
| 250               | 246               | 250               | 246               | 250               | 246               |
| 500               | 493               | 500               | 493               | 500               | 494               |
| 750               | 741               | 750               | 741               | 750               | 742               |
| 1000              | 989               | 1000              | 991               | 1000              | 992               |
| 1250              | 1239              | 1250              | 1240              | 1250              | 1242              |
| 1500              | 1489              | 1500              | 1492              | 1500              | 1493              |
| 1750              | 1739              | 1750              | 1742              | 1750              | 1744              |
| 2000              | 1991              | 2000              | 1994              | 2000              | 1996              |
| 2250              | 2243              | 2250              | 2246              | 2250              | 2249              |
| 2250              | 2243              | 2250              | 2249              | 2250              | 2249              |
| 2000              | 1990              | 2000              | 1994              | 2000              | 1995              |
| 1750              | 1740              | 1750              | 1743              | 1750              | 1743              |
| 1500              | 1489              | 1500              | 1491              | 1500              | 1493              |
| 1250              | 1239              | 1250              | 1241              | 1250              | 1241              |
| 1000              | 990               | 1000              | 992               | 1000              | 992               |
| 750               | 741               | 750               | 742               | 750               | 742               |
| 500               | 493               | 500               | 494               | 500               | 494               |
| 250               | 246               | 250               | 247               | 250               | 246               |
| 0                 | 0                 | 0                 | 0                 | 0                 | 0                 |



**Figura 9** – Resultados obtidos após calibração, intervalo 0~2.500 kPa.



**Foto 3** – Vista geral dos equipamentos utilizados para a realização de um ensaio para calibração e checagem do transdutor de poro-pressão de piezocones. Detalhe do sistema de medida e aplicação de pressão.

## Conclusão

Após verificação do desempenho do piezocone Pagani PC1171, através de ensaios de laboratório, conclui-se que:

- A célula de carga de medida de resistência de ponta apresenta comportamento adequado, com baixa incerteza associada a repetibilidade, e nesse caso o fator de ajuste para o valor medido é de **0,9969**. A solicitação da ponta não causou interferência (*cross talk*) significativa nem no sensor da luva de atrito lateral e nem no da poro-pressão;
- A célula de carga de medida de atrito lateral apresenta comportamento adequado, com baixa incerteza associada a repetibilidade, e nesse caso o fator de ajuste para o valor medido é de **0,9834**. A solicitação do transdutor de atrito lateral também não causou interferência (*cross talk*) significativa nem no sensor da poro-pressão nem no da ponta;
- O transdutor de medida de poro-pressão apresenta comportamento adequado com baixa incerteza associada a repetibilidade, e nesse caso o fator de ajuste para o valor medido é de **1,0045**, para essa faixa de solicitação.

## Referências Bibliográficas

- Campanella, R.G. & Research Students (1995): *Interpretation of piezocone test data for geotechnical design*, Soil Mechanics Series No., 157, UBC, Vancouver/BC, Canada, Sept/95.
- European Standard. ISO 22476-1 (2022): Geotechnical investigation and testing, Field testing, Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test: EM. 66 p.
- Geotech AB (1998): *Guidelines for calibration the Geotech CPTU Probes*, Geotech AB: CGCPT Calibration 980818, 11p.
- Geotech AB (2001): *User's Manual, CPT Sounding (Cone Penetration Testing)*, Geotech AB, v. 2.2, Rev 9, 27 p.
- International Organization for Standardization, ISO 22476-1 (2022). *Geotechnical investigation and testing - Field testing - Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test*, International Standard, 2nd edition, 2022-12, 66p
- ISO 22476-1 (2022). *Geotechnical Investigation and Testing – Field Testing – Part 1: Electrical Cone and Piezo cone Penetration Test*. International Organization for Standardization - ISO. Switzerland, 66 p.
- Lunne, T.; Robertson, P.K. & Powell, J.J.M. (1997): *Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice*, Blackie Academic & Professional, Chapter 2', Equipment and Procedures, p. 8-25