

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE COMPARATIVA DE CORRELAÇÕES EMPÍRICAS APLICADAS À
ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO A PARTIR DE ENSAIOS
CPTU

KAROLYNE DOS SANTOS BALBINO CORDEIRO

JUIZ DE FORA

2026

ANÁLISE COMPARATIVA DE CORRELAÇÕES EMPÍRICAS APLICADAS À
ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO A PARTIR DE ENSAIOS
CPTU

KAROLYNE DOS SANTOS BALBINO CORDEIRO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à
Coordenação do Curso de Engenharia Civil da
Universidade Federal de Juiz de Fora, como
requisito parcial à obtenção do título de Bacharel
em Engenharia Civil.

Área de Conhecimento: Geotecnia

Orientador: Dr^a. Tatiana Tavares Rodriguez

Coorientadora: M.Sc. Karine Franco Basto

Juiz de Fora

Faculdade de Engenharia da UFJF

2026

ANÁLISE COMPARATIVA DE CORRELAÇÕES EMPÍRICAS APLICADAS À
ESTIMATIVA DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO A PARTIR DE ENSAIOS
CPTU

KAROLYNE DOS SANTOS BALBINO CORDEIRO

Trabalho de Conclusão de Curso submetido à banca examinadora constituída de acordo com a Resolução Nº 01/2018 do Colegiado do Curso de Engenharia Civil, como parte dos requisitos necessários para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovado em: 09/07/2026

Por:

 Documento assinado digitalmente
TATIANA TAVARES RODRIGUEZ
Data: 09/07/2026 18:15:27-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof.(a) Tatiana Tavares Rodriguez, D.Sc. (Orientadora)

Universidade Federal de Juiz de Fora/Departamento de Transportes e Geotecnia

 Documento assinado digitalmente
KARINE FRANCO BASTO
Data: 13/07/2026 09:07:25-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Eng. Karine Franco Bastos, M.Sc. (Coorientadora)

Pimenta de Ávila Consultoria/Engenheira Geotécnica

 Documento assinado digitalmente
JULIA RIGHI DE ALMEIDA
Data: 13/07/2026 11:44:23-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof.(a) Júlia Righi de Almeida, D.Sc. (Examinadora 01)

Universidade Federal de Juiz de Fora/Departamento de Transportes e Geotecnia

 Documento assinado digitalmente
CÁTIA DE PAULA MARTINS
Data: 13/07/2026 16:11:02-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof.(a) Cátia de Paula Martins, D.Sc. (Examinadora 02)

Universidade Federal de Juiz de Fora/Departamento de Transportes e Geotecnia

AGRADECIMENTOS

Escrever estes agradecimentos é revisitar uma trajetória marcada por desafios, aprendizados e transformações. Cursar Engenharia Civil foi uma das experiências mais exigentes da minha vida, mas também uma das mais enriquecedoras. Em muitos momentos, o cansaço e as incertezas quase me fizeram desistir, porém a vontade de transformar minha realidade sempre falou mais alto. Venho de um contexto em que o ensino superior não é um caminho comum, tampouco esperado. Ser a primeira pessoa da minha família a ingressar em uma universidade federal carrega um significado que vai além de uma conquista individual. Representa a abertura de portas, a quebra de padrões e a construção de novas possibilidades. Carrego comigo a responsabilidade, e o orgulho, de ser exemplo para aqueles que virão depois de mim.

Ao longo desses anos, precisei abrir mão de muitos momentos em família e aceitar que nem sempre poderia estar presente. A distância tornou essa caminhada mais difícil, mas nunca me faltou apoio. Em especial, agradeço à minha mãe, que, mesmo com poucos recursos, nunca deixou de me incentivar. Foi ela quem me mostrou que existiam possibilidades além da realidade que ela própria viveu e me incentivou a acreditar que eu poderia alcançá-las. Essa conquista também é sua.

À minha afilhada, que trouxe um novo significado para esta conquista. Desde a sua chegada, passei a enxergar meus objetivos também pelo desejo de ser um exemplo para você. Espero que, por meio da minha história, você compreenda o poder transformador da educação e saiba que é possível sonhar e construir o próprio futuro. Estarei sempre ao seu lado, incentivando você a acreditar nisso. Ao meu namorado, Gustavo Leone, deixo um agradecimento mais que especial. Obrigada por acreditar em mim nos momentos em que eu mesma duvidei da minha capacidade. Por me apoiar nos dias difíceis, pelos momentos de choro depois das provas, pelas horas de estudo e até pelas nossas discussões. Você foi meu suporte, minha motivação e, muitas vezes, a voz que eu precisava ouvir para continuar. Que possamos continuar sendo incentivo um para o outro, enfrentando novos desafios e celebrando, juntos, as muitas conquistas que ainda estão por vir.

Ao PET Civil UFJF, lugar que transformou minha trajetória acadêmica e minha forma de enxergar a Engenharia. Mais do que um programa, o PET foi um espaço de crescimento, aprendizado e descoberta. Foi ali que compreendi que a formação universitária vai muito além da sala de aula. Aprendi que ser engenheira não é apenas dominar técnicas, mas também saber

se comunicar, trabalhar em equipe, ouvir, liderar e compreender o impacto social da nossa atuação. O PET reacendeu em mim uma motivação que havia se perdido, especialmente após o período da pandemia. Devolveu-me a vontade de fazer a diferença. Sou extremamente grata pelas oportunidades vividas, pesquisas, eventos, congressos e, principalmente, pelas pessoas incríveis que fizeram parte dessa jornada. O #162559 será sempre uma parte essencial da minha história. À Julia Righi, agradeço por todo o apoio, pelos incentivos, pelos conselhos e pelos ensinamentos ao longo dessa trajetória. Sua postura, comprometimento e sensibilidade sempre foram uma inspiração para mim, dentro do PET e para além dele. Muito obrigada por contribuir de forma tão significativa para a minha formação.

À minha orientadora, professora Tati, minha profunda admiração e gratidão. Que privilégio ter tido a oportunidade de aprender com você em diferentes momentos da minha graduação: primeiro, nas aulas que me apresentaram a parte da Engenharia Civil pela qual me apaixonei; depois, na pesquisa; e, por fim, na orientação deste TCC. Cada ensinamento, conselho e incentivo foram fundamentais para a minha formação. Desde a sua primeira aula, eu já sabia que não poderia ter uma orientadora melhor. Obrigada por não desistir de mim, mesmo diante das mudanças e desafios ao longo do caminho, e por sempre me apoiar com tanta compreensão e generosidade. Também deixo meu sincero agradecimento à Karine, da Pimenta de Ávila, minha coorientadora. Obrigada por toda a dedicação, pelos ensinamentos, conselhos e pela confiança ao longo deste trabalho. Sua participação foi essencial para a condução desta pesquisa e seu profissionalismo e forma de orientar foram uma grande inspiração para mim.

Por fim, agradeço à Universidade Federal de Juiz de Fora por proporcionar uma formação pública e de qualidade, e a todos os professores que fizeram parte dessa trajetória, pelos ensinamentos e pela contribuição para a minha formação.

Encerrar esse ciclo não é apenas concluir uma etapa, mas reconhecer toda a trajetória construída até aqui, uma trajetória de esforço, superação e transformação. E, acima de tudo, é entender que esse é apenas o começo de novos caminhos.

RESUMO

A investigação geotécnica constitui uma etapa fundamental para o dimensionamento e a segurança de obras de Engenharia, especialmente devido à elevada variabilidade das propriedades físicas e mecânicas dos solos. Nesse contexto, o ensaio de piezocone (CPTu) destaca-se como uma importante ferramenta de investigação *in situ*, por possibilitar a obtenção contínua de parâmetros geotécnicos ao longo da profundidade. Entre suas aplicações, destaca-se a estimativa da resistência ao cisalhamento dos solos por meio de correlações empíricas. Entretanto, a literatura apresenta diversas correlações desenvolvidas a partir de diferentes bancos de dados experimentais, condições geológicas e ajustes matemáticos, o que pode resultar em estimativas distintas para um mesmo material. Diante desse contexto, o presente trabalho tem como objetivo realizar uma análise comparativa de correlações empíricas aplicadas à estimativa da resistência ao cisalhamento a partir de ensaios CPTu, considerando solos arenosos e argilosos na condição drenada e não drenada. Para o desenvolvimento do estudo, foram utilizados dados de um ensaio CPTu realizado em materiais constituintes da fundação de pilhas de rejeitos de bauxita. Inicialmente, foram determinados os parâmetros normalizados do ensaio CPTu para classificação dos materiais segundo a metodologia de Robertson (2016) e, em seguida, aplicadas correlações empíricas compatíveis com o tipo de solo e as condições de drenagem para estimativa da resistência ao cisalhamento, cujos resultados foram comparados por meio de perfis em função da cota e de gráficos de caixa. A partir dessa abordagem, os resultados evidenciaram que a concordância entre as correlações depende do comportamento geotécnico do material, das condições de drenagem e dos parâmetros considerados em suas formulações. Verificou-se, ainda, que não existe uma correlação universalmente superior, devendo sua seleção considerar as características do depósito, os objetivos da análise e, sempre que possível, o confronto com resultados de ensaios laboratoriais.

Palavras-chave: Investigação geotécnica; Ensaios de campo; Piezocone; Parâmetros geotécnicos; Comportamento dos solos; Mecânica dos solos.

ABSTRACT

Geotechnical investigation is a fundamental step in the design and safety assessment of engineering structures due to the inherent variability of the physical and mechanical properties of soils. In this context, the piezocone penetration test (CPTu) has become an important in situ investigation tool because it provides continuous geotechnical data throughout the soil profile. One of its main applications is the estimation of soil shear strength through empirical correlations. However, the literature presents numerous correlations developed from different experimental databases, geological settings, and mathematical formulations, which may lead to different estimates for the same soil. Therefore, this study aims to perform a comparative analysis of empirical correlations used to estimate shear strength from CPTu data, considering sandy and clayey soils under drained and undrained conditions. The study was based on CPTu data obtained from foundation soils underlying bauxite tailings storage facilities. Initially, the normalized CPTu parameters were determined to classify the soils according to the methodology proposed by Robertson (2016). Subsequently, empirical correlations compatible with the soil type and drainage conditions were applied to estimate shear strength. The results were compared using elevation-based profiles and box plots. The findings indicate that the agreement among the empirical correlations depends on the geotechnical behavior of the material, the drainage conditions, and the parameters incorporated into their formulations. Furthermore, no single correlation proved to be universally superior. Instead, the selection of an appropriate correlation should consider the characteristics of the deposit, the objectives of the analysis, and, whenever possible, validation against laboratory test results.

Keywords: Geotechnical investigation; In situ testing; Piezocone; Geotechnical parameters; Soil behavior; Soil mechanics.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Respostas típicas de solos arenosos e argilosos em ensaios triaxiais.....	23
Figura 2 – Sistemas <i>onshore</i> , <i>nearshore</i> e <i>offshore</i>	26
Figura 3 – Geometrias e dimensões de pontas de cone utilizadas na investigação geotécnica.	28
Figura 4 – Possíveis locais de medição da poropressão.	29
Figura 5 – Perfis de qt , fs e u_2 obtidos por ensaio CPTu ao longo da profundidade.	33
Figura 6 – Perfis obtidos a partir de ensaio CPTu ao longo da profundidade.	34
Figura 7 – Ábaco de classificação SBTn proposto por Robertson (2016).	39
Figura 8 – Representação esquemática da mobilização da resistência de pico e da resistência liquefeita.	44
Figura 9 – Variação dos parâmetros medidos no ensaio CPTu: qc , fs e u_2 em função da cota local.	47
Figura 10 – Fluxograma para definição dos parâmetros de resistência cisalhante dos solos. ...	49
Figura 11 – Interpretação estratigráfica do CPTu segundo Robertson (2016).	52
Figura 12 – Distribuição dos dados CPTu das unidades geotécnicas no ábaco de classificação comportamental $Q_{tn} \times Fr$ de Robertson (2016).	55
Figura 13 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (φ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo S/D.	58
Figura 14 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (φ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo S/C.	59
Figura 15 – Análise comparativa da resistência S_u de pico em função das correlações empíricas empregadas – S/C.	61

Figura 16 – Análise comparativa da razão de resistência $Su(pico)/\sigma'v_0$ em função das correlações empíricas empregadas – S/C.	62
Figura 17 – Perfil de qc_1 do Solo S/C e indicação do ponto de interseção (2,2 MPa) entre as correlações de Sadrekarimi (2014) e Olson e Stark (2003).....	64
Figura 18 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (φ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo C/D.....	66
Figura 19 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (φ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo C/C.....	68
Figura 20 – Análise comparativa dos valores de Nkt inferidos pelas correlações empíricas de Mayne e Peuchen (2018) e Robertson (2012) – Solo C/C.	69
Figura 21 – Análise comparativa da resistência Su de pico em função das correlações empíricas com Nkt médio – Solo C/C.....	71
Figura 22 – Análise comparativa da razão de resistência $Su(pico)/\sigma'v_0$ em função das correlações empíricas empregadas com Nkt médio – Solo C/C.....	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resumo das vantagens e limitações evidenciadas do ensaio CPTu.	30
Tabela 2 – Classificação da aplicabilidade dos ensaios CPT e CPTu na determinação de parâmetros geotécnicos (A = alta; B = moderada; C = baixa).	35
Tabela 3 – Limites do índice $I_c(R\&W)$ e Classificação segundo Robertson & Wride (1998).	37
Tabela 4 – Zonas de classificação do comportamento do solo segundo Robertson (2016).	39
Tabela 5 – Critérios de Classificação Comportamental Adotados com Base em Robertson (2016).	48
Tabela 6 – Valores de peso específico natural e saturado dos materiais considerados na análise.	49
Tabela 7 – Percentual de ocorrência dos critérios de classificação comportamental para as unidades geotécnicas definidas a partir dos resultados do CPTu.	55
Tabela 8 – Consolidação das estimativas dos parâmetros geotécnicos para solos de comportamento arenoso (S/D e S/C).	65
Tabela 9 – Consolidação das estimativas dos parâmetros geotécnicos para solos de comportamento argiloso (C/D e C/C).	74

LISTA DE SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials /</i> Associação Americana de Autoridades Rodoviárias e de Transporte
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials /</i> Sociedade Americana de Ensaio e Materiais
C/C	<i>Clay / Contractive /</i> Argila / Dilatante
C/D	<i>Clay / Dilative /</i> Argila / Dilatante
CC	<i>Clay-like behavior – Contractive /</i> Comportamento argiloso – Contrátil
CCS	<i>Clay-like behavior – Contractive and sensitive /</i> Comportamento argiloso – Contrátil e sensível
CD	<i>Clay-like behavior – Dilative /</i> Comportamento argiloso – Dilatante
CPT	<i>Cone Penetration Test /</i> Ensaio de Penetração do Cone / Ensaio de Cone
CPTu	<i>Cone Penetration Test with pore pressure measurement /</i> Ensaio de Penetração do Cone com medição de poropressão / Ensaio de Piezocone
NTH	<i>Norwegian Institute of Technology</i>
S/C	<i>Sand / Contractive /</i> Areia / Dilatante
S/D	<i>Sand / Dilative /</i> Areia / Dilatante
SBT	<i>Soil Behavior Type /</i> Tipo de Comportamento de Solo
SBTn	<i>Normalized Soil Behavior Type /</i> Tipo de Comportamento do Solo normalizado
SC	<i>Sand-like behavior – Contractive /</i> Comportamento arenoso – Contrátil
SD	<i>Sand-like behavior – Dilative /</i> Comportamento arenoso – Dilatante
TC	<i>Transitional behavior – Contractive /</i> Comportamento transicional – Contrátil
TD	<i>Transitional behavior – Dilative /</i> Comportamento transicional – Dilatante
USCS	<i>Unified Soil Classification System /</i> Sistema Unificado de Classificação de Solos
USDA	<i>United States Department of Agriculture /</i> Departamento de Agricultura dos Estados Unidos

LISTA DE SÍMBOLOS

q_c	Resistência de Ponta do Cone
f_s	Atrito Lateral
u_2	Poropressão Medida na Base do Cone
φ'	Ângulo de Atrito Efetivo
S_u	Resistência ao Cisalhamento Não Drenada
τ	Tensão de Cisalhamento no Plano de Ruptura
φ	Ângulo de Atrito
c	Intercepto Coesivo
σ'	Tensão Normal Efetiva no Plano de Ruptura
σ	Tensão Normal
u	Poropressão ou Pressão Neutra
c'	Coesão Efetiva / Intercepto Coesivo Efetivo
c_u	Coesão Não Drenada
$^\circ$	Grau (Unidade de Ângulo)
mm	Milímetro (Unidade de Comprimento)
s	Segundos (Unidade de Tempo)
cm	Centímetro (Unidade de Comprimento)
cm ²	Centímetro Quadrado (Unidade de Área)
u_1	Poropressão Medida na Ponta do Cone
u_3	Poropressão Medida no Topo da Luva do Cone
m	Metro (Unidade de Comprimento)
Q_c	Força Total no Cone Medida
A_c	Área do Cone
F_s	Força Total de Atrito Medida
A_s	Área Superficial da Luva de Atrito

R_f	Razão de Atrito
q_t	Resistência de Ponta do Cone Corrigida
a_{net}	Área Líquida ou Área Efetiva do Penetrômetro
f_{st}	Atrito Lateral Corrigido ou Resistência Total Corrigida da Luva
b_{net}	Parâmetro Geométrico do Penetrômetro
B_q	Parâmetro Normalizado de Poropressão
u_0	Poropressão Hidrostática <i>in situ</i> ou Poropressão de Equilíbrio
σ_{v0}	Tensão Vertical Total
Δu	Variação/Incremento da Poropressão
kPa	Quilopascal (Unidade de Pressão)
MPa	Megapascal (Unidade de Tensão ou Pressão)
OCR	<i>Over Consolidation Ratio</i> / Razão de Sobreadensamento
Q_{tn}	Resistência de Ponta Normalizada Corrigida pelo Nível de Tensões
F_r	Razão de Atrito Normalizada
atm	Atmosfera (Unidade de Pressão)
n	Expoente de Normalização do Nível de Tensões
$I_c (R\&w)$	<i>Soil Behavior Type Index</i> / Índice de Classificação Comportamental do Solo
P_a	Pressão Atmosférica
σ'_{v0}	Tensão Vertical Total Efetiva
I_B	<i>Modified Soil Behavior Type Index</i> / Índice de Classificação Comportamental do Solo Modificado
CD	Limite Contrátil-Dilatante
$Q_{tn,cs}$	Resistência de Ponta Normalizada Equivalente para Areia Limpa
q_{t1}	Resistência normalizada utilizada na estimativa de ângulo de atrito
N_m	Resistencia Normalizada utilizada na estimativa de ângulo de atrito
a'	Coesão Efetiva Normalizada
Q	Resistência Normalizada

σ'_e	Tensão Efetiva Equivalente
λ	Índice de Recompressão
C_c	Índice de Compressão
C_s	Índice de Recompressão
$S_{u \text{ (pico)}} / \sigma'_{v0}$	Razão de Resistência ao Cisalhamento Não Drenada de Pico
$S_{u \text{ (LIQ)}} / \sigma'_{v0}$	Razão de Resistência ao Cisalhamento Não Drenada Liquefeita
q_{c1}	Resistência de Ponta Normalizada Aplicada a Cálculos da Razão de Resistência Não Drenada
C_q	Fator de correção da resistência de ponta do cone
N_{kt}	Fator de Cone
$N_{\Delta u}$	Fator de Poropressão
γ	Peso Específico
kN	Quilonewton (Unidade de Força)
m ³	Metro cúbico (Unidade de Volume)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
1.1 OBJETIVOS	18
1.2 ESTRUTURA.....	19
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	20
2.2 CPTU – CONE PENETRATION TEST (ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE)	25
2.2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA.....	25
2.2.2 PRINCÍPIOS DE EXECUÇÃO	27
2.2.3 VANTAGENS E LIMITAÇÕES	29
2.2.4 PARÂMETROS MEDIDOS E NORMALIZADOS.....	30
2.2.5 APRESENTAÇÃO DOS PARÂMETROS.....	33
2.3 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS CPTU	34
2.3.1 CLASSIFICAÇÃO COMPORTAMENTAL DOS SOLOS (SBT _n)	36
2.3.2 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DRENADA - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS.....	39
2.3.2.1 SOLO ARENOSOS.....	40
2.3.2.2 SOLOS ARGILOSOS	41
2.3.3 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS.....	43
2.3.3.1 SOLOS ARENOSOS	43
2.3.3.2 SOLOS ARGILOSOS	45
3 METODOLOGIA.....	47
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	51
4.1 CLASSIFICAÇÃO COMPORTAMENTAL DOS SOLOS	51
4.2 ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA – SOLOS ARENOSOS	57
4.2.1 SOLO S/D	57
4.2.2 SOLO S/C.....	59
4.3 ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA – SOLOS ARGILOSOS.....	65
4.3.1 SOLO C/D	65
4.3.2 SOLO C/C	67

5	CONCLUSÕES.....	75
	5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	77
	REFERÊNCIAS.....	78

1 INTRODUÇÃO

Independentemente da magnitude ou da complexidade, as obras de Engenharia se apoiam sobre o terreno (Pinto, 2006), ao qual são transmitidas, direta e/ou indiretamente, as cargas provenientes das estruturas. Segundo Sosnoski (2016), o desempenho e a estabilidade de obras geotécnicas estão diretamente condicionados às interações mecânicas e hidráulicas entre as estruturas, o solo de fundação e o meio circundante, reforçando a necessidade de investigações geotécnicas representativas e da adequada definição dos parâmetros, especialmente de resistência.

Nesse contexto, a caracterização adequada do comportamento dos solos, a definição do perfil estratigráfico e a determinação confiável dos parâmetros geotécnicos constituem requisitos essenciais, uma vez que tais aspectos condicionam diretamente a segurança, a estabilidade e o desempenho das obras (Reis, 2022). Para tanto, é indispensável a realização de investigações geotécnicas adequadas, capazes de fornecer parâmetros representativos do comportamento do solo em campo, os quais subsidiam as etapas de análise, dimensionamento e monitoramento de obras de Engenharia (Rodrigues, 2018).

Essas investigações envolvem ensaios de campo e de laboratório, que se complementam na caracterização dos materiais. No entanto, a representatividade das amostras constitui um desafio significativo, especialmente em depósitos extensos e heterogêneos, nos quais a definição de pontos de amostragem e a seleção de parâmetros compatíveis tornam-se complexas (Reis, 2022). Ademais, processos de amostragem, transporte e preparo podem alterar a estrutura e o estado de tensões do solo, comprometendo os resultados laboratoriais (Pinto, 2023).

Diante desse contexto, os ensaios de campo têm adquirido crescente relevância, especialmente o ensaio de piezocone (*Cone Penetration Test with pore pressure measurement* - CPTu), por possibilitar a obtenção de parâmetros representativos do comportamento dos materiais na condição *in situ*. Sua ampla aplicação está associada à elevada produtividade do método e à obtenção contínua de dados ao longo da profundidade investigada (Reis, 2022). Além disso, o CPTu destaca-se como uma importante ferramenta para a estimativa de parâmetros geotécnicos, incluindo a resistência ao cisalhamento (Mayne, Cargill e Greig, 2023). Contudo, esse parâmetro não é obtido diretamente, sendo determinado a partir de correlações empíricas e/ou analíticas baseadas nas medições de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão (u_2). Na literatura, existem diversas formulações propostas a partir de diferentes bancos de

dados experimentais, condições de campo e tipos de solo, sendo que cada abordagem considera diferentes variáveis e parâmetros em suas expressões. Dessa forma, a aplicação de distintos métodos a um mesmo material pode resultar em estimativas variadas dos parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Portanto, torna-se relevante comparar os resultados fornecidos pelas diferentes correlações empíricas disponíveis na literatura, avaliando as divergências entre as estimativas obtidas e as implicações dessas diferenças na caracterização da resistência ao cisalhamento dos solos. Ressalta-se que, no Brasil, a aplicação e análise dessas metodologias vêm sendo amplamente estudadas, principalmente em solos argilosos na condição não drenada, conforme observado nos trabalhos de Santos Junior, Rigatto e Pinto (2020), Santos Júnior *et al.* (2020), Feltz (2022), Rigatto (2023), Pinto (2023) e Araújo *et al.* (2024).

1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo principal comparar diferentes correlações empíricas baseadas em resultados de ensaios CPTu para a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos arenosos e argilosos da fundação de pilhas de rejeitos de bauxita, considerando tanto as condições drenadas quanto não drenadas. Nesse contexto, estabelecem-se os seguintes objetivos específicos:

1. Levantar as principais correlações empíricas disponíveis na literatura para a estimativa de resistência ao cisalhamento dos solos a partir do ensaio de piezocone;
2. Determinar os parâmetros normalizados do ensaio CPTu e definir a estratigrafia dos materiais com base na metodologia comportamental proposta por Robertson (2016);
3. Aplicar as correlações empíricas compatíveis com o tipo de solo e seu comportamento durante o cisalhamento visando à estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em termos drenados (ϕ') e não drenados (S_u);
4. Comparar os valores estimados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio da análise de perfis ao longo da cota e de diagramas de caixa (*boxplots*), avaliando as tendências e dispersões observadas entre as diferentes correlações empíricas aplicadas.

1.2 ESTRUTURA

A organização deste trabalho foi concebida em cinco capítulos, incluindo a parte introdutória, de forma a garantir uma apresentação progressiva e coerente dos conteúdos desenvolvidos.

No Capítulo 1, são apresentados os aspectos iniciais, abrangendo a contextualização do tema, a relevância da pesquisa, a definição do problema e os objetivos propostos.

O Capítulo 2 reúne a base teórica que fundamenta o desenvolvimento do estudo, contemplando a discussão de conceitos clássicos e abordagens recentes da geotecnia relacionadas à resistência ao cisalhamento e comportamento dos solos. São também apresentados os fundamentos do ensaio CPTu, bem como as principais correlações empíricas utilizadas na estimativa da resistência ao cisalhamento.

No Capítulo 3, são apresentados os procedimentos metodológicos adotados na pesquisa, desenvolvida com base em um estudo de caso, contemplando as etapas de tratamento, organização e interpretação dos dados obtidos a partir dos ensaios CPTu. Nesse capítulo, também são descritas as correlações empíricas utilizadas, evidenciando a abordagem adotada para a obtenção dos parâmetros de resistência.

O Capítulo 4 reúne a apresentação dos resultados obtidos e suas respectivas interpretações, abrangendo a elaboração dos perfis geotécnicos, a classificação dos materiais, a estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento por meio de diferentes correlações empíricas e a comparação entre os métodos analisados.

Por fim, o Capítulo 5 apresenta a síntese dos resultados da pesquisa, destacando as principais conclusões, as limitações do estudo e possíveis direções para investigações futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma revisão bibliográfica sobre o comportamento geotécnico dos solos, os fundamentos do ensaio CPTu e as principais correlações empíricas utilizadas para interpretação dos resultados e estimativa da resistência ao cisalhamento, fornecendo a base teórica para as análises desenvolvidas neste trabalho.

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A resistência ao cisalhamento corresponde a máxima tensão cisalhante que o solo pode mobilizar antes da ruptura, relacionada à resistência ao deslizamento entre partículas resultante das forças normais nos contatos entre grãos (Caputo, 1988; Pinto, 2006). A condição de ruptura dos solos pode ser representada pelo critério de Mohr-Coulomb, apresentado na Equação 1. Segundo esse critério, a ruptura ocorre quando a tensão cisalhante mobilizada atinge um valor limite condicionado pela tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura (Caputo, 1988; Pinto, 2006).

$$\tau = c + \sigma' \cdot \tan(\varphi) \quad \text{Equação 1}$$

Em que τ corresponde à tensão de cisalhamento no plano de ruptura, φ ao ângulo de atrito, c ao intercepto coesivo e σ' à tensão normal efetiva atuante nesse plano, obtida pela diferença entre a tensão total (σ) e a poropressão (u), isto é, $\sigma' = \sigma - u$.

Ou seja, a resistência ao cisalhamento é controlada principalmente pelos parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno (Pinto, 2006). Quanto maior o atrito, maior a resistência ao cisalhamento. Em materiais granulares, como areias, o contato direto entre partículas favorece o atrito e o intertravamento, já em solos argilosos, a presença de água adsorvida reduz esse contato, tornando o comportamento mais dependente da umidade e das condições de carregamento, o que geralmente resulta em menores valores de φ (Caputo, 1988; Pinto, 2006). A coesão, por sua vez, representa a parcela da resistência independente da tensão normal, estando relacionada às forças de atração entre partículas ou à cimentação. Em areias limpas, essa contribuição é desprezível, enquanto em argilas pode ser significativa (Caputo, 1988; Pinto, 2006).

O critério de Mohr-Coulomb, entretanto, é aplicável à análise da resistência ao cisalhamento de solos saturados. Para solos não saturados, a sucção matricial exerce influência adicional sobre a resistência, sendo necessárias formulações específicas que incorporem esse efeito, como a proposta por Fredlund *et al.* (1978), conforme discutido por Campos e Motta (2023).

Além dos parâmetros de resistência definidos pelo critério de Mohr-Coulomb, o comportamento do solo durante o cisalhamento também é influenciado por fatores como a compactidade, o histórico de tensões, a permeabilidade e as condições de drenagem. Nos materiais granulares, a compactidade exerce papel fundamental na resistência mobilizada, na qual areias compactas tendem a apresentar comportamento dilatante e mobilização de resistência de pico durante o cisalhamento, enquanto areias fofas apresentam comportamento predominantemente contrátil, mobilizando menores níveis de resistência (Caputo, 1988; Pinto, 2006), conforme a Figura 1 (a). Nos solos argilosos, por sua vez, o comportamento é fortemente influenciado pelo histórico de tensões. Argilas pré-adensadas tendem a apresentar comportamento semelhante ao de areias compactas, desenvolvendo resistência de pico associada à dilatância durante o cisalhamento. Em contrapartida, argilas normalmente adensadas apresentam comportamento predominantemente contrátil, sem desenvolvimento expressivo de pico de resistência, exibindo resposta mecânica semelhante à observada em areias fofas (Caputo, 1988; Pinto, 2006), conforme a Figura 1 (b). Assim, os comportamentos contrátil e dilatante não dependem exclusivamente do tipo de solo, mas do seu estado estrutural, representado pela compactidade nas areias e pelo histórico de adensamento nas argilas.

Por sua vez, outro fator determinante para a resposta mecânica do solo é a condição de drenagem, a qual depende principalmente da permeabilidade do material e da velocidade de aplicação do carregamento. Quando a água presente nos vazios consegue dissipar-se durante o carregamento, o solo encontra-se em condição drenada, sendo sua resistência descrita em termos de tensões efetivas, isto é, parâmetros efetivos (c' e ϕ'), conforme a formulação de Mohr-Coulomb. Em contrapartida, quando a dissipação da água é impedida, desenvolvem-se poropressões e o comportamento ocorre em condição não drenada, na qual a resistência é geralmente expressa em termos de tensões totais, sendo representada pela resistência ao cisalhamento não drenada S_u , dada a relação $\tau = c_u = S_u$ (Caputo, 1988; Pinto, 2006), ilustrada na Figura 1 (c).

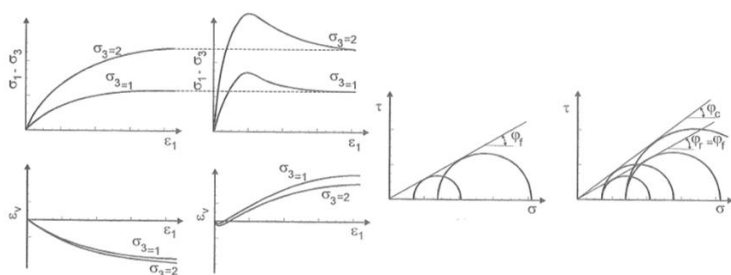
Devido à elevada permeabilidade, as areias apresentam, na maioria das situações, comportamento drenado. Entretanto, carregamentos rápidos ou depósitos constituídos por

areias finas podem dificultar a dissipação da água dos vazios, favorecendo a ocorrência de condições não drenadas. Nas argilas, por sua vez, a baixa permeabilidade faz com que a dissipação da água ocorra lentamente, favorecendo o desenvolvimento de condições não drenadas durante o carregamento, embora condições drenadas também possam ocorrer em carregamentos lentos (Caputo, 1988; Pinto, 2006).

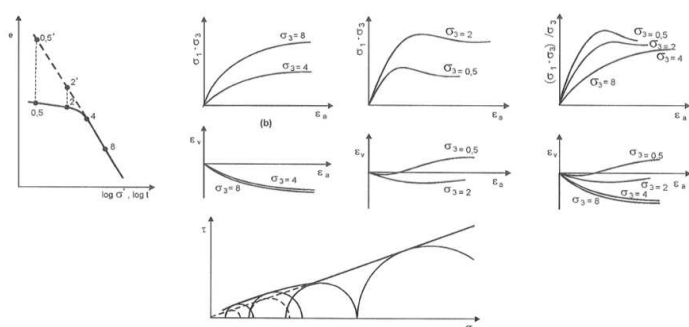
Considerando conjuntamente a tendência de variação volumétrica do solo e as condições de drenagem durante o carregamento, os comportamentos podem ser resumidos da seguinte maneira: Nas areias dilatantes, em condições drenadas, a elevada permeabilidade permite a ocorrência da expansão sem geração de poropressões. Em condições não drenadas, embora a elevada permeabilidade tenda a dificultar o desenvolvimento dessa condição, quando a drenagem é impedida ou o carregamento ocorre mais rapidamente que a dissipação das poropressões, a expansão é restringida, promovendo a geração de poropressões negativas e o aumento da resistência ao cisalhamento. Por esse motivo, a resistência não drenada geralmente não é aplicada a esses solos, pois subestimaria a resistência mobilizada. Nas areias contráteis, em condições drenadas, a elevada permeabilidade também favorece a dissipação, permitindo que a contração ocorra livremente, sem geração de poropressões. Entretanto, em condições não drenadas, quando a dissipação das poropressões é impedida ou insuficiente frente à velocidade do carregamento, a contração é restringida, resultando na geração de poropressões positivas, redução das tensões efetivas e diminuição da resistência ao cisalhamento, podendo, em casos extremos, levar à liquefação (Lambe e Whitman, 1969; Caputo, 1988; Pinto, 2006). Nas argilas dilatantes, em condições drenadas, a baixa permeabilidade dificulta a dissipação da água dos poros, porém, quando há tempo suficiente para a drenagem, a tendência de aumento de volume ocorre gradualmente, sem geração de poropressões. Em condições não drenadas, situação mais comum devido à baixa permeabilidade, essa expansão é impedida, resultando, em geral, na geração de excesso de poropressão positivo, porém de menor magnitude em relação às argilas contráteis. Em argilas fortemente sobreadensadas ou fissuradas, esse excesso de poropressão pode tornar-se nulo ou até negativo, favorecendo o aumento da resistência ao cisalhamento. Nas argilas contráteis, em condições drenadas, a tendência de redução de volume ocorre de forma gradual à medida que a água dos poros é expulsa, sem geração de poropressões. Entretanto, em condições não drenadas, a contração é impedida, resultando na geração de poropressões positivas, redução das tensões efetivas e diminuição da resistência ao cisalhamento (Lambe e Whitman, 1969; Caputo, 1988; Pinto, 2006).

O comportamento dos solos durante o cisalhamento tem sido tradicionalmente estudado por meio de ensaios triaxiais, que permanecem como a principal referência para a compreensão dos mecanismos de resistência. A Figura 1 ilustra as respostas típicas de areias e argilas analisadas por Pinto (2006).

Figura 1 – Respostas típicas de solos arenosos e argilosos em ensaios triaxiais.



a) Comportamento Drenado de Solos Argilosos

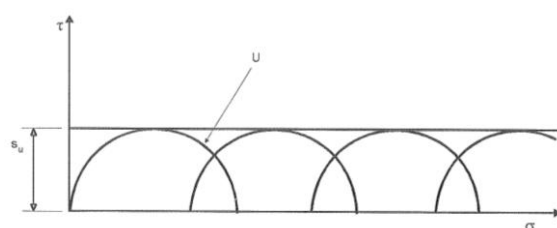


b) Comportamento Drenado de Solos Argilosos

Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

Pela Figura 1 (b), observa-se que as argilas pré-adensadas apresentam valores de c diferentes de zero, o que pode ser confundido com a existência de uma coesão verdadeira do solo. Entretanto, esse intercepto não necessariamente representa uma propriedade física do material, podendo resultar do ajuste da envoltória de resistência aos círculos de Mohr obtidos experimentalmente. Assim, o parâmetro c deve ser interpretado com cautela, sendo frequentemente tratado como um intercepto coesivo e não como uma coesão verdadeira (Caputo, 1988; Pinto, 2006).

Nos ensaios drenados realizados em argilas normalmente adensadas remoldadas, a envoltória de resistência efetiva tende a passar pela origem, ou seja, a resistência desses materiais é



governada predominantemente pelos mecanismos de atrito e intertravamento entre partículas, de forma análoga ao comportamento observado em areias (Lambe e Whitman, 1969). Os autores destacam ainda que os interceptos coesivos positivos frequentemente observados em argilas pré-adensadas estão associados aos efeitos do pré-adensamento e tendem a se tornar menos significativos à medida que aumentam as tensões confinantes, condição em que a resistência passa a ser controlada essencialmente pelo atrito efetivo (Lambe e Whitman, 1969).

A determinação da resistência ao cisalhamento, esta pode ser realizada por meio de ensaios laboratoriais, dentre os quais se destacam os ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial (Pinto, 2006). Adicionalmente, podem ser utilizados os ensaios de cone de queda (*Fall Cone*) e os ensaios de palheta de laboratório (*Mini Vane*), conforme apresentado por Clemente (2018).

Apesar de sua ampla aplicação, os ensaios laboratoriais estão sujeitos a interferências associadas às etapas de coleta, acondicionamento, transporte e preparação das amostras. Durante esses processos, podem ocorrer desconfinamento e amolgamento, comprometendo a representatividade dos resultados obtidos (Pinto, 2006). Adicionalmente, as amostras analisadas representam apenas pontos específicos do maciço e, muitas vezes, são limitadas em quantidade devido aos custos envolvidos. Dessa forma, surgem questionamentos quanto à capacidade desses resultados representarem adequadamente a variabilidade natural dos depósitos de solo (Pinto, 2023).

Quanto aos ensaios de campo, há consenso de que o ensaio de palheta é um dos mais utilizados para a estimativa da resistência não drenada, conforme discutido por Schnaid e Odebrecht (2012). Contudo, sua aplicação exige conhecimento prévio do perfil geotécnico e das condições de saturação, uma vez que não permite a identificação do tipo de solo nem a determinação do nível d'água, como ressaltado por Robertson e Cabal (2022). Ademais, por se tratar de um ensaio pontual, com medições em profundidades específicas, torna-se necessária a interpolação para construção de perfis contínuos, o que pode introduzir incertezas adicionais (Pinto, 2023).

Em contrapartida, atualmente, o ensaio CPTu também permite inferir a resistência ao cisalhamento por meio de correlações empíricas baseadas em parâmetros obtidos *in situ*. Além de fornecer um registro contínuo ao longo da profundidade investigada, possibilitando uma caracterização mais representativa da variabilidade dos solos, essas correlações permitem

estimar parâmetros de resistência ao cisalhamento em condições drenadas e não drenadas, ampliando a aplicação do ensaio em estudos geotécnicos (Mayne, Cargill e Greig, 2023).

2.2 CPTU – CONE PENETRATION TEST (ENSAIO DE PENETRAÇÃO DE CONE)

2.2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA

Os ensaios de penetração de cone são internacionalmente designados como *Cone Penetration Test* (CPT) e, quando instrumentados com medição de poropressão, *Cone Penetration Test with pore pressure measurement* (CPTu), também conhecido como ensaio de piezocone (Schnaid e Odebrecht, 2012). Sua execução consiste na cravação contínua do penetrômetro no terreno por meio de um sistema hidráulico, com a introdução progressiva de hastes metálicas acopladas sequencialmente à medida que a profundidade aumenta. Os equipamentos utilizados são normalmente instalados sobre caminhões, veículos sobre esteiras ou plataformas portáteis, cuja capacidade de reação é fornecida pelo peso próprio do conjunto, podendo ser complementada por sistemas de ancoragem quando necessário. Esse procedimento permite a aquisição contínua de dados ao longo do perfil investigado, sendo interrompido apenas para a conexão de novos segmentos de haste (Pinto, 2023; Mayne, Cargill e Greig, 2023).

Desde o século XX, o ensaio passou por inúmeros desenvolvimentos, iniciando-se, conforme Sosnoski (2016), em 1932, com a criação do primeiro protótipo do ensaio de cone na Holanda. Nessa configuração inicial, o equipamento apresentava funcionamento relativamente simples, sendo constituído essencialmente por um cone cravado manualmente no solo e por um manômetro destinado ao registro da resistência de ponta mobilizada durante a penetração. Segundo Lunne, Powell e Robertson (1997) era denominado ensaio de penetração estática, ensaio de penetração quase-estática e ensaio de sondagem holandesa.

Posteriormente, decorridos 21 anos, foi incorporada a medição do atrito lateral, e, em 1965, estabeleceram-se as correlações com a resistência de ponta, viabilizando a identificação e classificação dos solos (Sosnoski, 2016). Durante a Segunda Guerra mundial, pesquisadores da Sociedade Alemã desenvolveram o cone elétrico, permitindo a obtenção de leituras contínuas ao longo da profundidade (Lunne, Powell e Robertson, 1997). Na década de 1970, o ensaio evoluiu para o CPTu, com a incorporação da medição da poropressão gerada durante a penetração (Sosnoski, 2016), ampliando significativamente a capacidade de interpretação do comportamento hidráulico e mecânico dos solos.

Atualmente, em decorrência dos avanços tecnológicos recentes, o penetrômetro de cone consolidou-se como uma plataforma de instrumentação geotécnica avançada, capaz de incorporar sensores adicionais (Mayne, Cargill e Greig, 2023). Os mesmos autores destacam a integração de dispositivos como eletrodos de resistividade elétrica, sensores sísmicos, detectores de radiação gama, instrumentos de monitoramento ambiental e sistemas de aquisição de imagens, ampliando significativamente as possibilidades de investigação em campo. Nesse contexto, o CPT constitui a base do ensaio, fornecendo medições diretas da resposta mecânica do solo à penetração do cone, enquanto suas versões instrumentadas expandem o escopo de análise ao permitir a obtenção simultânea de parâmetros hidráulicos e geofísicos.

Vale ressaltar que o referido ensaio foi inicialmente desenvolvido com foco na investigação de solos moles, nos quais sua aplicabilidade se mostrou particularmente eficiente. Contudo, em função dos avanços tecnológicos relacionados aos equipamentos e aos sistemas de cravação, seu campo de utilização foi progressivamente ampliado, permitindo sua aplicação também na caracterização de solos de maior rigidez. Dessa maneira, o ensaio passou a ser empregado em diferentes condições operacionais, abrangendo desde ambientes continentais (*onshore*) até regiões costeiras (*nearshore*) e áreas marinhas (*offshore*) (Schnaid, 2009). Exemplos de sistemas de cravação empregados em investigações geotécnicas nos diferentes ambientes supracitados encontram-se na Figura 2.

Figura 2 – Sistemas *onshore*, *nearshore* e *offshore*.



Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012), Delta Geo (2026) e Legion Drilling (2026).

2.2.2 PRINCÍPIOS DE EXECUÇÃO

No Brasil, embora exista a ABNT NBR 12069:1991 para o ensaio CPT, não há norma técnica específica para a regulamentação do ensaio CPTu, de modo que sua aplicação se baseia em referenciais internacionais, como ASTM D5778 (2020) e Eurocode 7 – Parte 3 (Pinto, 2023).

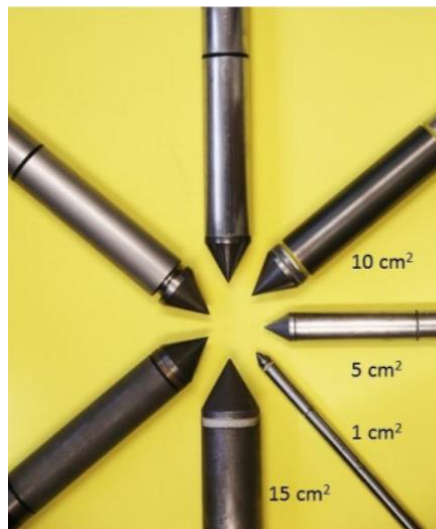
De forma geral, o ensaio baseia-se na cravação contínua e vertical de uma ponteira cônica (60° de ápice) no terreno por meio de um sistema hidráulico, avançando a uma velocidade padronizada de aproximadamente 20 ± 5 mm/s, sendo registradas leituras de 2 cm a 5 cm em média, até que se alcance a profundidade previamente definida na campanha de investigação (Lunne, Powell e Robertson, 1997; Schnaid e Odebrecht, 2012; Robertson e Cabal, 2022; Mayne, Cargill e Greig, 2023). No que se refere à profundidade de investigação, os ensaios de penetração do cone podem ultrapassar 30 m, sendo usual sua execução até cerca de 60 m e, em condições específicas, atingir profundidades superiores a 200 m (Mayne, Cargill e Greig, 2023).

A seção transversal do cone apresenta, de forma geral, área nominal da ordem de 10 cm^2 , sendo esse valor adotado como padrão na maioria dos equipamentos. No entanto, variações podem ocorrer em função do tipo de sistema empregado, com a utilização de cones de maior capacidade, com áreas próximas de 15 cm^2 , ou de menor dimensão, da ordem de 5 cm^2 , destinados a aplicações específicas (Schnaid e Odebrecht, 2012). Os componentes do cone e suas possíveis dimensões estão indicados na Figura 3 (a) e Figura 3(b), respectivamente.

Figura 3 – Geometrias e dimensões de pontas de cone utilizadas na investigação geotécnica.



a) Componentes de um piezocone eletrônico desmontado



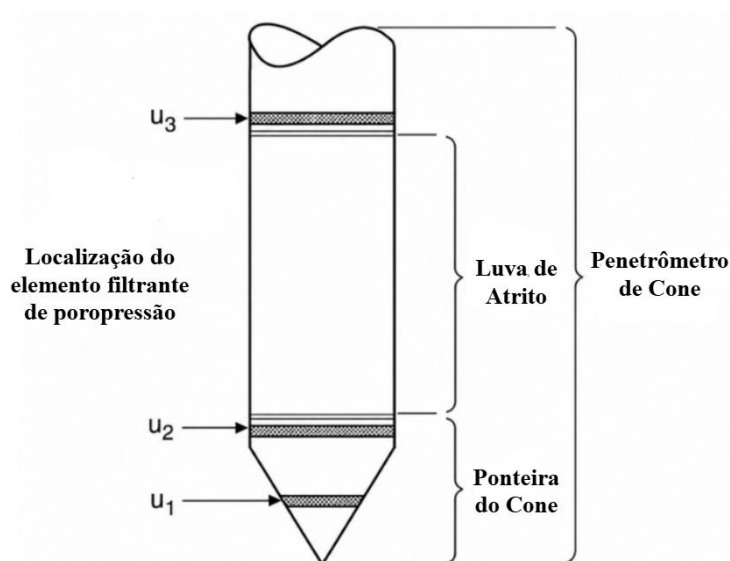
b) Diferentes geometrias e dimensões de pontas de cone.

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012) e Mayne, Cargill e Greig (2023).

A execução do ensaio é padronizada, entretanto os equipamentos empregados diferem quanto ao princípio de medição, sendo geralmente classificados em três tipos. No cone mecânico, as resistências de ponta e de atrito lateral são obtidas indiretamente na superfície por meio da transmissão dos esforços ao longo das hastes. Já no cone elétrico, essas grandezas são medidas diretamente na ponteira por meio de sensores instrumentados. Por sua vez, o piezocone incorpora, além dessas medições, a possibilidade de registrar continuamente as poropressões desenvolvidas durante a penetração (Schnaid e Odebrecht, 2012).

A poropressão durante o ensaio pode ser medida em diferentes posições do penetrômetro, dependendo da localização do elemento filtrante, onde é medido. De modo geral, distinguem-se três posições principais: u_1 , correspondente à poropressão medida na ponta do cone; u_2 , medida na base da luva de atrito; e u_3 , registrada no topo da luva (Rigatto, 2023; Lunne, Powell e Robertson, 1997). As diferentes posições de medição da poropressão ao longo do cone encontram-se ilustradas na Figura 4.

Figura 4 – Possíveis locais de medição da poropressão.



Fonte: Adaptado de Lunne, Powell e Robertson (1997).

Dentre as possíveis configurações de medição de u , a posição u_2 é a mais empregada, sendo considerada a configuração padrão na maioria das aplicações. Nessa disposição, o elemento filtrante responsável pela medição da poropressão está localizado na base do cone, entre a ponta e a luva de atrito (Sosnoski, 2016; Reis, 2022).

2.2.3 VANTAGENS E LIMITAÇÕES

Conforme destacado Schnaid e Odebrecht (2012), Robertson e Cabal (2022) e Mayne, Cargill e Greig (2023) o ensaio CPT/CPTu apresenta vantagens operacionais relevantes, como rapidez de execução, aquisição contínua de dados e baixa dependência do operador. Durante a cravação do penetrômetro a velocidade constante, registram-se sistematicamente os parâmetros medidos. Esse monitoramento contínuo permite caracterização detalhada do perfil estratigráfico, com identificação de pequenas variações entre camadas e redução das incertezas associadas à interpolação típica de métodos descontínuos. Ademais, a elevada repetibilidade decorre do caráter mecanizado e padronizado do ensaio, assegurando dados consistentes e comparáveis, favorecendo a aplicação de correlações empíricas consolidadas na literatura geotécnica (Robertson e Cabal, 2022).

Segundo Robertson e Cabal (2022), embora o ensaio apresente diversas vantagens, ele também possui limitações importantes. Entre elas, destaca-se a impossibilidade de obtenção de amostras diretas, o que impede a realização imediata de ensaios laboratoriais, tornando necessária a

utilização de métodos complementares, como sondagens à percussão ou amostradores especiais. Além disso, o ensaio demanda maior investimento, tanto em termos de aquisição quanto de operação, quando comparado a técnicas convencionais, bem como requer infraestrutura adequada e sistemas de reação capazes de superar as resistências ao avanço em profundidade. Outro aspecto limitante refere-se à sua aplicação em solos muito densos, materiais cimentados ou com presença de pedregulhos e matacões, condições que podem dificultar a penetração do cone e comprometer a qualidade das medições obtidas.

Na Tabela 1 é apresentado uma síntese das principais vantagens e limitações do ensaio de CPT/CPTu.

Tabela 1 – Resumo das vantagens e limitações evidenciadas do ensaio CPTu.

Vantagens	Limitações
- Alta repetibilidade - Aquisição contínua de dados - Baixa interferência do operador - Rapidez de execução	- Sem coleta de amostra direta - Elevado investimento - Mão de obra qualificada - Dificuldade em solos com elevada rigidez

Fonte: Autora (2026).

2.2.4 PARÂMETROS MEDIDOS E NORMALIZADOS

Como parâmetros diretos, o ensaio fornece a resistência de ponta do cone (q_c), o atrito lateral (f_s) e a poropressão (u_2). A resistência de ponta corresponde à força necessária para a penetração do cone no solo, sendo diretamente relacionada à resistência do material à compressão. O atrito lateral refere-se à resistência mobilizada ao longo da luva de atrito, estando associado às características de aderência e tipo de solo. Já a poropressão, medida na região do cone, representa a variação da poropressão gerada durante a cravação, fornecendo informações importantes sobre as condições de drenagem e o comportamento do solo (Schnaid, 2009; Robertson e Cabal, 2022). Os valores de q_c e f_s são obtidos a partir da Equação 2 e da Equação 3, respectivamente (Robertson e Cabal, 2022).

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} \quad \text{Equação 2}$$

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad \text{Equação 3}$$

Em que Q_c representa a força total atuante no cone, F_s corresponde à força total de atrito medida, A_c é a área do cone e A_s refere-se à área superficial do elemento responsável pela medição do atrito.

É usual estabelecer uma relação entre a resistência de ponta e o atrito lateral, denominada razão de atrito (R_f), parâmetro amplamente empregado na classificação dos solos (Pinto, 2023). Esse parâmetro é obtido conforme apresentado na Equação 4.

$$R_f(\%) = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100 \quad \text{Equação 4}$$

A resistência de ponta do cone tende a apresentar valores elevados em solos arenosos e mais baixos em solos argilosos, enquanto a razão de atrito assume, em geral, valores reduzidos em areias e mais elevados em argilas (Robertson e Cabal, 2022; Mayne, Cargill e Greig, 2023).

Para a correta interpretação dos resultados obtidos no ensaio de penetração de cone, é necessária a realização de correções nos parâmetros medidos. Isso se deve ao fato de que as leituras de q_c e f_s são influenciadas pela poropressão (Mayne, Cargill e Greig, 2023).

Durante a cravação do cone, pode ocorrer a geração de poropressões excessivas ao redor da ponteira. Essa variação, normalmente medida na posição u_2 , atua não apenas na região próxima à ponta, mas também sobre superfícies da geometria do cone que não correspondem à área projetada da base. Como resultado, a força registrada pelo equipamento incorpora não somente a resistência do solo à penetração, mas também uma contribuição adicional decorrente da ação da poropressão sobre essas áreas desiguais. Esse efeito pode levar à superestimação ou subestimação da resistência real do material, dependendo da magnitude e do sinal da poropressão gerada. Por esse motivo, u_2 é empregada para realizar a correção da resistência de ponta, resultando na determinação da resistência de ponta corrigida (q_t) a qual proporciona uma representação mais precisa do comportamento real do solo (Campanella; Gillespie; Robertson, 1982; Jamilkowski *et al.*, 1985 *apud* Schnaid e Odebrecht, 2012).

Assim, a resistência de ponta corrigida, q_t , é obtida de acordo com Equação 5.

$$q_t = q_c + (1 - a_{net}) \cdot u_2 \quad \text{Equação 5}$$

Na equação, a_{net} representa a razão de área líquida da ponta do cone, obtida por meio da calibração do penetrômetro em laboratório, conforme destacado por Lunne, Powell e Robertson (1997). Quanto aos valores, Pinto (2023) destaca que, na prática, equipamentos comerciais apresentam valores próximos de 0,80, em conformidade com a norma ASTM D5778.

Essa correção é particularmente importante para a determinação de propriedades geotécnicas em solos finos, como argilas moles e siltes, nos quais ocorre maior geração de poropressão (Pinto, 2023). Em solos arenosos, o efeito dessa correção tende a ser de menor magnitude, uma vez que a resistência de ponta medida geralmente é muito superior aos valores de poropressão. Ainda assim, sua aplicação é tecnicamente recomendada, por se tratar de um procedimento sistemático inerente à interpretação dos resultados do ensaio (Mayne, Cargill e Greig, 2023)

De forma análoga, a resistência de atrito lateral medida na luva pode ser corrigida para a resistência total da luva (f_{st}), conforme a Equação 6.

$$f_{st} = (f_s - b_{net}) \cdot u_2 \quad \text{Equação 6}$$

Em que b_{net} representa um parâmetro geométrico do penetrômetro, igualmente determinado por meio de calibração em célula triaxial pressurizada.

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), essa correção não é usualmente aplicada. No entanto, sua importância já havia sido destacada por Robertson (2009) e é reforçada por estudos mais recentes, como Mayne, Cargill e Greig (2023), especialmente em solos argilosos de consistência mole a média e em equipamentos com diferenças entre as áreas das extremidades da luva de atrito. Ainda assim, sua aplicação é limitada pela necessidade de medições simultâneas de poropressões (u_2 e u_3). Por isso, recomenda-se o uso de penetrômetro com geometria otimizada ($a_{net} \geq 0,80$ e $b_{net} \approx 0$), visando reduzir a magnitude dessas correções (Mayne, Cargill e Greig, 2023).

Além das correções aplicadas às resistências, a poropressão é frequentemente normalizada por meio da determinação do parâmetro B_q , definido pela Equação 7, conforme apresentado por Robertson e Cabal (2022) e Mayne, Cargill e Greig (2023).

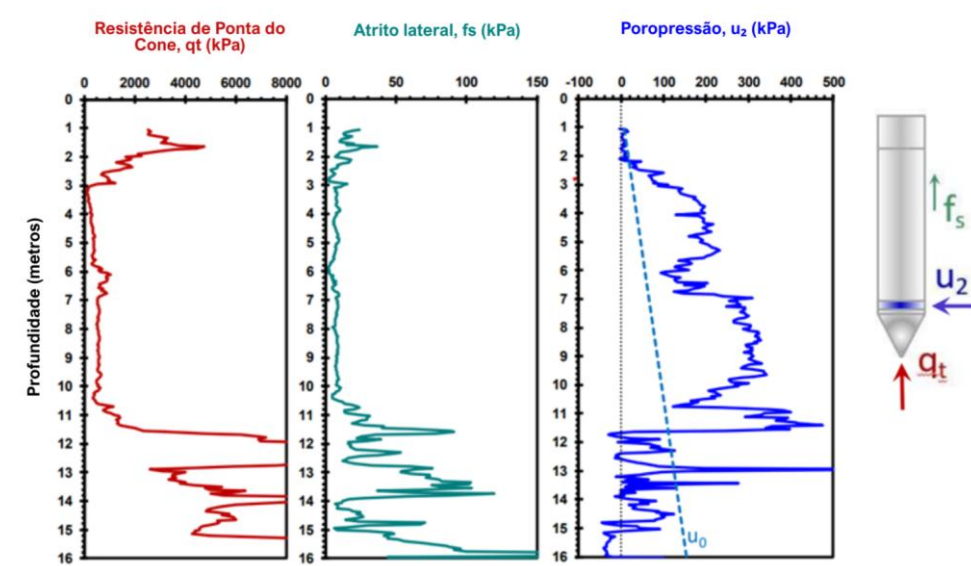
$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{v0}} \quad \text{Equação 7}$$

Em que Δu corresponde ao excesso de poropressão gerado durante a cravação do cone, u_0 é a poropressão hidrostática de equilíbrio no local do ensaio e σ_{v0} é a tensão vertical total.

2.2.5 APRESENTAÇÃO DOS PARÂMETROS

No que se refere à apresentação dos resultados do ensaio CPTu, estes são usualmente expressos por meio de gráficos em função da profundidade ou cota investigada. Nessas representações, os parâmetros medidos (q_t , f_s e u_2) são apresentados no Sistema Internacional de Unidades, geralmente em quilopascal (kPa) ou megapascal (MPa) (Mayne, Cargill e Greig, 2023). Perfis de um estudo realizado na Virgínia, a título de exemplo, encontram-se na Figura 5.

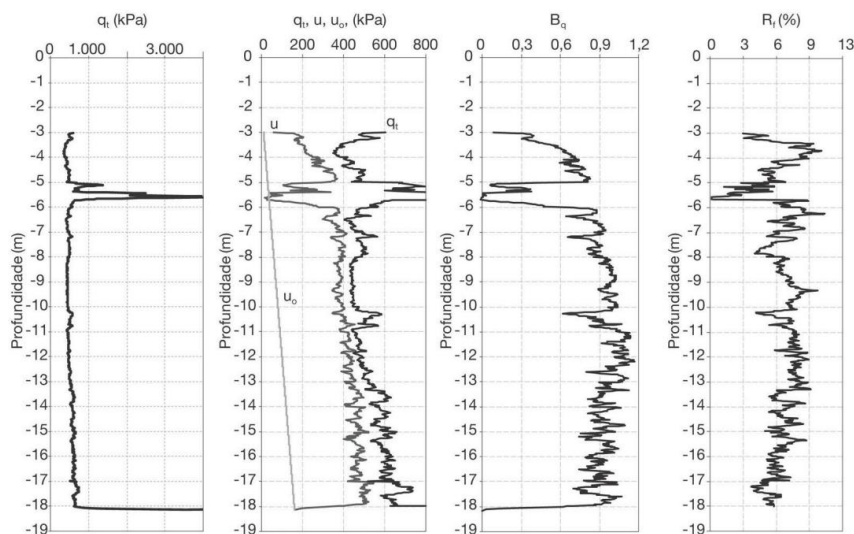
Figura 5 – Perfis de q_t , f_s e u_2 obtidos por ensaio CPTu ao longo da profundidade.



Fonte: Adaptado de Mayne, Cargill e Greig (2023).

Outro exemplo de apresentação de resultados, contemplando os parâmetros normalizados B_q e R_f , pode ser observado na Figura 6, retirado do livro de Schnaid e Odebrecht (2012).

Figura 6 – Perfis obtidos a partir de ensaio CPTu ao longo da profundidade.



Fonte: Schnaid e Odebrecht (2012).

Ressalta-se, contudo, que a forma de apresentação dos resultados deve ser ajustada às particularidades de cada projeto, podendo demandar a utilização de um número maior ou menor de gráficos, bem como a seleção de representações mais específicas ou apenas dos parâmetros considerados essenciais.

2.3 INTERPRETAÇÃO DOS ENSAIOS CPTU

Embora o CPTu possibilite a estimativa de diversas propriedades geotécnicas por meio de correlações empíricas, a confiabilidade dessas estimativas varia conforme o parâmetro de interesse. Nesse sentido, Robertson e Cabal (2022) apresentam uma classificação em categorias (A, B e C), associadas a diferentes graus de confiabilidade. Essa classificação baseia-se nos estudos de Lunne, Robertson e Powell (1997), posteriormente atualizados por Robertson (2012), e consta na Tabela 2.

Verifica-se que o ensaio CPTu apresenta, de modo geral, elevada aplicabilidade (classe A) para a estimativa de poropressão e resistência não drenada, além de possibilitar a adequada definição do tipo de solo e do perfil estratigráfico. Por sua vez, o CPT convencional apresenta alta aplicabilidade (classe A) somente na caracterização do perfil estratigráfico. Assim, a seleção do ensaio deve estar diretamente condicionada aos parâmetros que se deseja obter e aos objetivos da investigação.

Tabela 2 – Classificação da aplicabilidade dos ensaios CPT e CPTu na determinação de parâmetros geotécnicos (A = alta; B = moderada; C = baixa).

Ensaio	Tipo de solo	Perfil estratigráfico	Poropressão (u)	Resistência não drenada (Su)	Índice de Sobreconsolidação (OCR)	Ângulo de Atrito Efetivo (ϕ')
CPT	B	A	-	B	B	B
CPTu	A	A	A	A	B	B

Fonte: Adaptado de Robertson e Cabal (2022).

A definição da estratigrafia e dos tipos de solo por meio do ensaio de piezocone baseia-se no conceito de Tipo de Comportamento do Solo (*Soil Behavior Type* – SBT), que considera a resposta do material durante a cravação do cone. Dessa forma, a classificação representa o comportamento geotécnico do solo em campo, conforme destacado por Mayne, Cargill e Greig (2023) e Schnaid e Odebrecht (2012).

Essa abordagem difere das classificações tradicionais, fundamentadas em propriedades determinadas em laboratório, como granulometria e plasticidade, sendo amplamente empregados sistemas como o *Unified Soil Classification System* (USCS), o *United States Department of Agriculture* (USDA) e o *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Tais métodos podem apresentar limitações, uma vez que solos com granulometrias semelhantes podem exibir comportamentos mecânicos distintos em campo (Mayne, Cargill e Greig, 2023). Ainda assim, ambas as abordagens são complementares e devem ser utilizadas de acordo com as particularidades do projeto geotécnico.

Conforme apresentado por Santos Junior (2021), a identificação e classificação do comportamento dos solos com base em ensaios *in situ* vêm sendo desenvolvidas há cerca de 40 anos, a partir de metodologias propostas desde a década de 1980. Destacam-se os trabalhos desenvolvidos por Robertson, desde a proposição inicial do método em 1986 até suas atualizações mais recentes, culminando na versão apresentada em 2016. Atualmente, essa abordagem encontra ampla aplicação na prática da Engenharia Geotécnica (Pinto, 2023), sendo também empregada de forma consistente em projetos do setor de mineração (Reis, 2022).

A utilização de parâmetros normalizados no método de Robertson reduz a influência do estado de tensões sobre a resposta do ensaio CPTu, proporcionando uma classificação mais consistente do comportamento dos solos em diferentes profundidades e condições geológico-geotécnicas.

Dessa forma, no presente trabalho, foi adotado o método proposto por Robertson (2016) como referência para a identificação do comportamento dos materiais, servindo de base para a seleção das correlações empíricas empregadas. Seus fundamentos e procedimentos são apresentados em maior detalhe na seção seguinte.

2.3.1 CLASSIFICAÇÃO COMPORTAMENTAL DOS SOLOS (SBTn)

Robertson (2016) propôs uma atualização do ábaco SBTn, que anteriormente era baseado na resistência de ponta normalizada corrigida pelo nível de tensões (Q_{tn}) e da razão de atrito normalizada (F_r), conforme apresentado na Equação 8 e Equação 9.

A variável Q_{tn} incorpora a tensão vertical efetiva e uma tensão de referência equivalente a 1 atm, combinadas por meio de um expoente variável n (Equação 10), cujo valor depende do índice de comportamento do solo $I_{c(R\&W)}$, proposto por Robertson e Wride (1998) (Equação 11). Assim, o processo de normalização tornou-se adaptativo e iterativo, permitindo representar de maneira mais consistente o comportamento específico de cada tipo de solo.

$$F_r(\%) = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100 \quad \text{Equação 8}$$

$$Q_{tn} = \left[\frac{q_t - \sigma_{v0}}{p_a} \right] \cdot \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad \text{Equação 9}$$

$$n = 0,381 \cdot I_c(R\&W) + 0,05 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right) - 0,15 \leq n \leq 1,0 \quad \text{Equação 10}$$

$$I_c(R\&W) = \sqrt{(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_r + 1,22)^2} \quad \text{Equação 11}$$

Em que P_a designa a pressão atmosférica de referência e σ'_{v0} a tensão vertical efetiva *in situ*.

De modo geral, estudos indicam que, em solos granulares, o expoente de tensões n assume valores próximos de 0,5, enquanto em solos finos tende a valores próximos de 1,0 (Olsen e

Malone, 1988; Boulanger e Idriss, 2004; Moss *et al.*, 2006; Cetin e Isik, 2007 *apud* Robertson, 2009).

A Tabela 3 contém os limites dos valores de $I_c(R\&W)$ para a classificação comportamental dos solos, com divisão em 6 zonas (2 a 7).

Tabela 3 – Limites do índice $I_c(R\&W)$ e Classificação segundo Robertson & Wride (1998).

Intervalos	Zonas	Classificações
$I_c(R\&W) < 1,31$	7	Areias com pedregulhos
$1,31 < I_c(R\&W) < 2,05$	6	Areias
$2,05 < I_c(R\&W) < 2,60$	5	Misturas de Areias
$2,60 < I_c(R\&W) < 2,95$	4	Misturas de Siltes
$2,95 < I_c(R\&W) < 3,60$	3	Argilas
$I_c(R\&W) > 3,60$	2	Argilas orgânicas
-	1	Argilas sensitivas

Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht (2012), baseado em Robertson (1990).

Em sua atualização, Robertson (2016) introduziu um índice de classificação modificado (I_B), definido pela Equação 12:

$$I_B = \frac{Q_{tn} + 10}{Q_{tn} \cdot F_r + 70} \cdot 100 \quad \text{Equação 12}$$

A partir dessa modificação, o ábaco de classificação passou a priorizar a interpretação do comportamento do solo, substituindo descrições fundamentadas predominantemente em propriedades físicas. Dessa forma, os materiais passaram a ser organizados em três grupos principais:

- *Clay-like behavior*: solos que respondem de forma semelhante a argilas ($I_B < 22$);
- *Sand-like behavior*: solos com comportamento típico de areias ($I_B > 32$);
- *Transitional*: materiais intermediários, como siltes e misturas ($22 < I_B < 32$).

Para o mesmo ábaco, Robertson (2016) propõe um critério para distinguir os solos quanto à sua tendência volumétrica sob grandes deformações. Essa separação é definida pelo contorno $CD = 70$, que delimita os dois tipos de comportamento:

- Solos contráteis $\rightarrow$ tendem a reduzir volume e gerar poropressão positiva ($CD < 70$);

- Solos dilatantes → tendem a aumentar volume e gerar poropressão negativa ($CD > 70$).

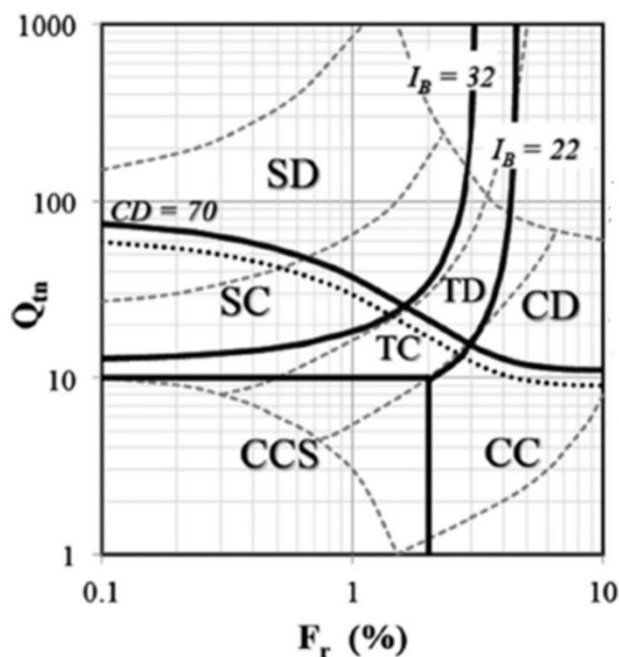
Segundo Santos Junior (2021), o contorno ($CD = 70$) proposto por Robertson (2016) foi desenvolvido a partir dos critérios de estado do solo anteriormente estabelecidos por Robertson (2010). Para os materiais de comportamento granular, o autor utilizou como referência o limite ($Q_{tn,cs} = 70$), associado à transição entre comportamentos contrátil e dilatante. Já para os materiais de comportamento argiloso e transicional, foi incorporado o limite ($OCR = 4$), valor relacionado à mudança da tendência volumétrica durante o cisalhamento. A partir desses dois referenciais, Robertson ajustou um único contorno no ábaco SBTn capaz de representar a separação entre materiais contráteis e dilatantes para diferentes tipos de solo.

O parâmetro CD é obtido pela Equação 13 proposta por Robertson (2016).

$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06 \cdot F_r)^{17} \quad \text{Equação 13}$$

Na Figura 7 é apresentado o ábaco SBTn atualizado por Robertson (2016), que incorpora a avaliação do comportamento do solo em grandes deformações. As linhas tracejadas correspondem aos limites da classificação original de Robertson (1990), baseada no índice de comportamento I_c , enquanto as linhas contínuas representam a atualização proposta por Robertson (2016), fundamentada nos parâmetros I_B e CD . As zonas de comportamento associadas a essa nova classificação são apresentadas na Tabela 4.

Figura 7 – Ábaco de classificação SBTn proposto por Robertson (2016).



Fonte: Adaptado de Robertson (2016).

Tabela 4 – Zonas de classificação do comportamento do solo segundo Robertson (2016).

Zonas	Classificações em inglês	Classificações em português
SC	<i>Sand-like behavior – Contractive</i>	Comportamento arenoso – Contrátil
SD	<i>Sand-like behavior – Dilative</i>	Comportamento arenoso – Dilatante
TC	<i>Transitional behavior – Contractive</i>	Comportamento transicional – Contrátil
TD	<i>Transitional behavior – Dilative</i>	Comportamento transicional – Dilatante
CC	<i>Clay-like behavior – Contractive</i>	Comportamento argiloso – Contrátil
CD	<i>Clay-like behavior – Dilative</i>	Comportamento argiloso – Dilatante
CCS	<i>Clay-like behavior – Contractive and sensitive</i>	Comportamento argiloso – Contrátil e sensível

Fonte: Autora (2026).

2.3.2 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DRENADA - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS

Ao longo dos anos, diversas correlações empíricas foram desenvolvidas com base na análise de extensos bancos de dados experimentais, relacionando parâmetros obtidos em ensaios CPTu a propriedades geotécnicas determinadas por meio de ensaios laboratoriais e observações de campo. De modo geral, essas formulações resultam de ajustes estatísticos estabelecidos entre a resposta do cone e os parâmetros de resistência dos solos. As correlações adotadas neste estudo para a estimativa da resistência drenada em solos arenosos e argilosos são apresentadas a seguir.

2.3.2.1 SOLO ARENOSOS

Apesar dos avanços nas abordagens teóricas para a modelagem da penetração do cone em areias, como os modelos de expansão de cavidade desenvolvidos por Yu e Mitchell e as formulações baseadas na teoria da capacidade de carga apresentadas por Kulhawy e Mayne (1990), as correlações empíricas derivadas de ensaios em câmara de calibração e de observações de campo permanecem como as metodologias mais utilizadas na engenharia geotécnica (Robertson e Cabal, 2022).

Nesse contexto, Robertson e Campanella (1983), com base em ensaios realizados em câmara de calibração em areias limpas submetidas a diferentes condições de confinamento, propuseram uma correlação para estimativa do ângulo de atrito interno a partir da resistência de ponta obtida no ensaio CPTu, a qual a formulação incorpora a tensão vertical efetiva como parâmetro de normalização. A Equação 14, derivada desse estudo, apresenta melhor aplicabilidade em areias não cimentadas, predominantemente quartzosas e de compressibilidade moderada.

$$\tan \varphi = \frac{1}{2,68} \cdot \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right) + 0,29 \right] \quad \text{Equação 14}$$

Uma abordagem alternativa foi apresentada por Kulhawy e Mayne (1990), que propuseram uma correlação para estimativa de φ baseada na resistência de ponta normalizada do piezocone. Essa formulação foi desenvolvida a partir de um amplo conjunto de dados experimentais, obtidos predominantemente em ensaios de câmara de calibração conduzidos em areias limpas, quartzosas, não cimentadas e arredondadas, permitindo incorporar de forma mais consistente os efeitos do nível de tensões sobre a resposta do cone.

Na formulação original, a variável utilizada era a resistência normalizada q_{t1} , definida em função da resistência de ponta e da tensão vertical efetiva (Mayne, Cargill e Greig, 2023). Com os avanços na normalização dos resultados, o parâmetro q_{t1} foi substituído por Q_{tn} , permitindo uma representação mais consistente dos efeitos do nível de tensões e do comportamento do solo (Mayne, 2006; Uzielli e Mayne, 2019 *apud* Mayne, Cargill e Greig, 2023).

Dessa forma, a estimativa do ângulo de atrito interno é realizada por meio da correlação proposta por Kulhawy e Mayne (1990), posteriormente reformulada para empregar o parâmetro normalizado Q_{tn} , conforme apresentado na Equação 15.

$$\varphi = 17,6 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

Equação 15

A aplicação direta da correlação, apesar de prática, deve avaliar a compatibilidade entre as características do depósito investigado e as premissas adotadas na formulação original. Mayne, Cargill e Greig (2023) ressaltam que a correlação apresenta melhor desempenho quando aplicada a areias limpas de composição quartzosa ou silicosa, que constituem a base de sua calibração. Em materiais com maior angularidade das partículas ou com características mineralógicas distintas, como areias feldspáticas, areias britadas e solos com elevado teor de carbonatos, a resistência ao cisalhamento pode ser superior à prevista pela correlação, resultando em estimativas conservadoras do ângulo de atrito.

Há ainda correlações mais recentes fundamentadas nos conceitos da Mecânica dos Solos em Estado Crítico, como as propostas por Jefferies e Been (2006) e posteriormente discutidas por Robertson e Cabal (2022), que incorporam o parâmetro de estado na estimativa da resistência ao cisalhamento de solos granulares. Contudo, por não constituírem o foco do presente trabalho, essas abordagens não serão detalhadas.

2.3.2.2 SOLOS ARGILOSOS

O método desenvolvido no *Norwegian Institute of Technology* (NTH) baseia-se em uma solução desenvolvida para interpretar resultados de ensaios CPTu realizados sob condições drenadas e não drenadas. Na formulação original, a estimativa do ângulo de atrito efetivo é realizada a partir da combinação entre o parâmetro de resistência normalizada do cone, $N_m = q_t - \sigma_{v0} / (\sigma'_{v0} + a')$ e o parâmetro normalizado de poropressão, B_q . Nessa expressão, a' representa a atração efetiva normalizada, definida por $a' = c' / \sigma'_{v0}$, sendo c' a coesão efetiva do solo (Senneset, Sandven e Janbu, 1989).

Para argilas moles a firmes não cimentadas ou pouco estruturadas, admite-se normalmente $c' = 0$, uma vez que a resistência ao cisalhamento é governada predominantemente pelo atrito entre as partículas. Nessa condição, $a' = 0$, fazendo com que o parâmetro N_m se torne equivalente à resistência normalizada do cone (Q) (Ouyang e Mayne, 2018; Ouyang e Mayne, 2019; Mayne, Cargill e Greig, 2023).

Com base nessa simplificação, Mayne (2007) apresentou uma aproximação da solução original do método NTH (Equação 16), possibilitando a estimativa do φ de forma mais direta (Mayne, 2007; Mayne 2016 *apud* Mayne, Cargill e Greig, 2023; Ouyang e Mayne, 2018).

$$\varphi = 29,5 \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(Q)] \quad \text{Equação 16}$$

De acordo com Mayne, Cargill e Greig (2023), a equação apresenta excelente concordância com a proposta inicial NTH e os autores indicam sua aplicação em argilas moles a médias com $OCR < 2,5$, para $0,1 \leq B_q \leq 1,0$ e $18^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$.

Com o objetivo de ampliar a aplicação do método NTH a argilas pré-adensadas, Ouyang e Mayne (2019) propuseram uma modificação da formulação original de Senneset, Sandven e Janbu (1989), incorporando explicitamente os efeitos do histórico de tensões. A principal alteração consiste na substituição da tensão vertical efetiva *in situ* pela tensão efetiva equivalente ($\sigma'_e = \sigma'_{v0} \cdot OCR^\lambda$), permitindo que a resistência normalizada do cone passe a ser expressa por $N_{mc} = q_t - \sigma_{v0} / (\sigma'_{v0} \cdot OCR^\lambda + a')$. O ajuste é realizado por meio do parâmetro λ , relacionado à compressibilidade do solo e ao seu histórico de carregamento. Esse parâmetro pode ser estimado a partir dos índices de compressão virgem (C_c) e de recompressão (C_s), obtidos em ensaios eodométricos ($\lambda = 1 - C_s/C_c$).

Segundo os autores, a solução analítica original e sua aproximação proposta por Mayne permanecem válidas, sendo necessário apenas substituir o parâmetro N_m por N_{mc} . Assim, para argilas pré-adensadas intactas, com $0,05 \leq B_q \leq 1,0$ e $18^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$, o ângulo de atrito efetivo pode ser estimado pela Equação 17 (Ouyang e Mayne, 2019).

$$\varphi = 29,5^\circ \cdot B_q^{0,121} \cdot [0,256 + 0,336 \cdot B_q + \log(N_{mc})] \quad \text{Equação 17}$$

Já para argilas pré-adensadas fissuradas, caracterizadas por $B_q < 0,05$ e $18^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$, a presença de fissuras e descontinuidades favorece a dissipação da água durante a penetração do cone, resultando em valores praticamente nulos de excesso de poropressão. Nessa condição, Ouyang e Mayne (2019) recomendam utilizar uma forma ainda mais simplificada, baseada apenas no N_{mc} , conforme apresentado na Equação 18.

$$\varphi = 8,18 \cdot \log(2,13 \cdot N_{mc})$$

Equação 18

Para $OCR = 1$, correspondente a solos normalmente adensados, a tensão efetiva equivalente torna-se igual à tensão vertical efetiva *in situ* ($\sigma'_e = \sigma'_{v0}$), de modo que N_{mc} se reduz a N_m , recuperando a formulação original do método NTH. À medida que o OCR aumenta, a tensão efetiva equivalente cresce, refletindo o maior nível de pré-adensamento do solo. Como consequência, o valor de N_{mc} tende a diminuir para uma mesma resistência de ponta, produzindo estimativas do ângulo de atrito efetivo compatíveis com o aumento da rigidez e da resistência característicos de argilas pré-adensadas.

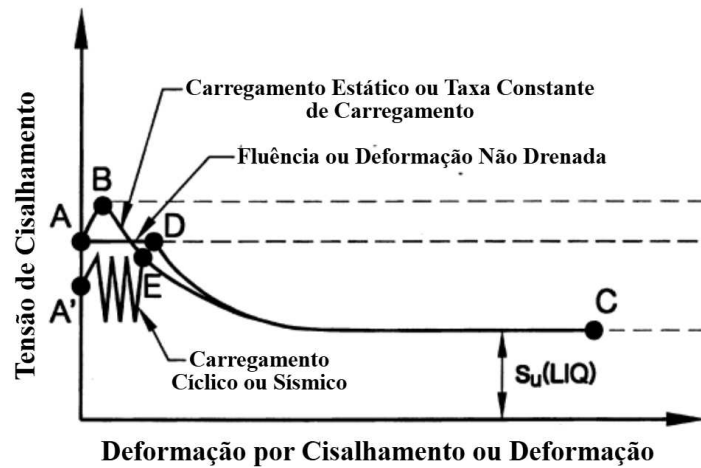
2.3.3 DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA NÃO DRENADA - CORRELAÇÕES EMPÍRICAS

As correlações adotadas neste estudo para a estimativa da resistência não drenada em solos arenosos e argilosos são apresentadas a seguir.

2.3.3.1 SOLOS ARENOSOS

Para solos arenosos, a determinação da resistência ao cisalhamento não drenada envolve os conceitos associados ao fenômeno da liquefação, sendo frequentemente realizada em termos da resistência ao escoamento ou resistência de pico ($S_u(pico)/\sigma'_{v0}$) e da resistência liquefeita ($S_u(LIQ)/\sigma'_{v0}$). A resistência de pico corresponde à máxima resistência mobilizada no instante do desencadeamento da liquefação, enquanto a resistência liquefeita representa a resistência disponível após a perda significativa de resistência associada a esse processo. A Figura 8 apresenta esquematicamente a evolução da resistência ao cisalhamento em função da deformação.

Figura 8 – Representação esquemática da mobilização da resistência de pico e da resistência liquefeita.



Fonte: Adaptado de Olson e Stark (2003).

Para desenvolver essa metodologia, Olson e Stark (2003) utilizaram como base diversos casos históricos de rupturas por fluxo induzidas por liquefação estática, envolvendo predominantemente areias e areias siltosas contráteis, previamente compiladas por Olson (2001). A partir da retroanálise desses eventos, os autores estimaram as condições de ruptura e, com base nessas informações, determinaram a razão de resistência não drenada de pico. Em seguida, esses valores foram comparados aos resultados de ensaios CPT, permitindo o desenvolvimento da correlação empírica apresentada pela Equação 19. Nessa correlação, a resistência de ponta corrigida e normalizada q_{c1} é utilizada como variável de entrada, sendo a Equação 19 válida para $q_{c1} \leq 6,5$ MPa.

$$\frac{S_u(pico)}{\sigma'_{v0}} = 0,205 + 0,0143 \cdot q_{c1} \pm 0,4 \quad \text{Equação 19}$$

A resistência de ponta normalizada, q_{c1} , é obtida pela multiplicação da resistência de ponta do cone q_c pelo fator de correção C_q , o qual considera a influência do nível de tensões efetivas e é expresso por $C_q = 1,8/0,8 + (\sigma'_{v0}/P_a)$ (Kayen *et al.* 1992, *apud* Amaral, Zorzan e Campos, 2023).

Nessa mesma linha de estudo, Sadrekarimi (2014) analisou a influência do modo de cisalhamento na avaliação da liquefação estática, com foco na determinação da resistência não drenada de pico e residual em solos granulares suscetíveis à liquefação. O estudo foi

fundamentado em uma ampla base de dados experimental obtido a partir de ensaios triaxiais não drenados sob diferentes condições de carregamento, incluindo compressão, extensão e cisalhamento simples.

Com base nesse conjunto de dados experimentais, foi obtida a Equação 20, que correlaciona a resistência não drenada de pico à q_{c1} , de maneira semelhante à abordagem proposta por Olson e Stark (2003). A equação é válida para valores de $q_{c1} \leq 8,0$ MPa.

$$\frac{S_u (pico)}{\sigma'_{v0}} = 0,219 + 0,008 \cdot q_{c1} \quad \text{Equação 20}$$

2.3.3.2 SOLOS ARGILOSOS

Dentre as abordagens para a estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada dos solos argilosos destaca-se o uso do fator de capacidade de ponta (N_{kt}), que estabelece uma relação entre a resistência de ponta corrigida e a resistência não drenada do solo (S_u). De acordo com Lunne, Robertson e Powell (1997), a estimativa de S_u pode ser expressa pela seguinte relação (Equação 21).

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad \text{Equação 21}$$

Na literatura, existem diversas abordagens para a estimativa do valor de N_{kt} , fundamentadas em diferentes premissas, que podem ser de natureza empírica, semiempírica ou analítica (Araújo *et al.*, 2024). Dentre as correlações empíricas, destacam-se as propostas apresentadas por Robertson (2012) e Mayne e Peuchen (2018).

De acordo com Robertson e Cabal (2022), Robertson (2012) propôs uma correlação baseada na razão de atrito F_r , utilizando parâmetros obtidos diretamente no ensaio CPTu. A formulação reduz a necessidade de calibrações externas e proporciona uma interpretação mais objetiva e sistematizada dos resultados, uma vez que se fundamenta exclusivamente em grandezas medidas in situ. Além disso, essa característica favorece a automatização do processamento e da interpretação dos dados. A formulação é indicada pela Equação 22.

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \cdot \log(F_r)$$

Equação 22

Uma formulação alternativa foi proposta por Mayne e Peuchen (2018) , a partir de uma ampla base experimental constituída pela comparação entre resultados de ensaios CPTu e um conjunto de 407 ensaios triaxiais adensados anisotropicamente com cisalhamento não drenado, realizados em 62 diferentes depósitos de argilas. A análise conjunta dos resultados de CPTu e dos ensaios laboratoriais mostrou que o fator de cone N_{kt} apresenta variabilidade associada às características do solo e ao comportamento de geração de poropressão durante a penetração. Os autores verificaram uma correlação consistente entre N_{kt} e o parâmetro B_q , observando que valores mais elevados de B_q tendem a estar associados a menores valores de N_{kt} . Com base nessa tendência, foi desenvolvida a Equação 23.

$$N_{kt} = 10,5 - 4,6 \log(B_q + 0,1)$$

Equação 23

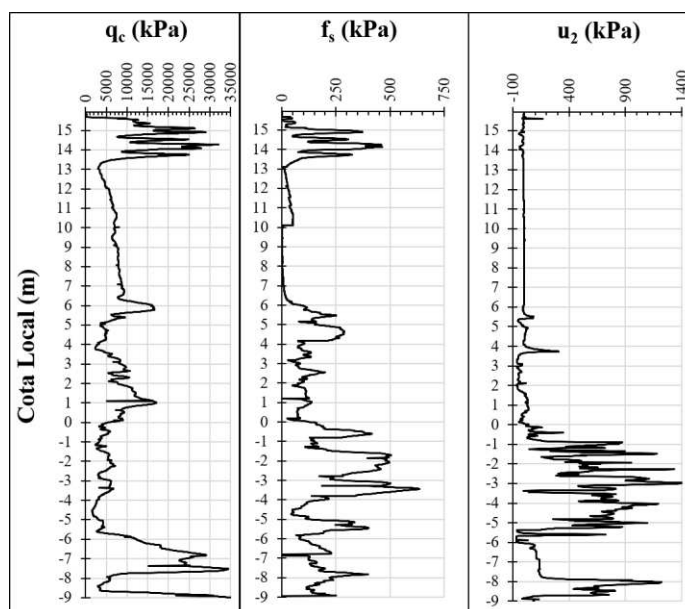
Além das correlações baseadas no fator de cone, existem metodologias fundamentadas no parâmetro normalizado de poropressão $N_{\Delta u}$, como aquelas propostas por Battaglio *et al.* (1981) e Robertson e Cabal (2014). Também se destacam abordagens baseadas na Teoria do Estado Crítico, como as de Mantaras *et al.* (2014b) e Agaiby e Mayne (2018), que consideram parâmetros de estado e o histórico de tensões na estimativa da resistência não drenada. Discussões mais detalhadas sobre os fundamentos, hipóteses e aplicações podem ser encontradas em Rigatto (2023).

3 METODOLOGIA

A presente pesquisa caracteriza-se como aplicada, de natureza descritiva e explicativa, conforme a classificação proposta por Gil (2022). É classificada como aplicada por buscar contribuir para a avaliação de parâmetros geotécnicos utilizados na prática da Engenharia. Seu caráter descritivo decorre da análise e caracterização dos parâmetros de resistência ao cisalhamento estimados por diferentes correlações empíricas, enquanto o aspecto explicativo está relacionado à investigação das diferenças observadas entre os métodos e sua relação com o comportamento dos materiais estudados.

Para a realização deste trabalho, foi utilizado 1 (um) ensaio CPTu executado em solo natural de fundação de pilhas de rejeitos de bauxita na região Norte do Brasil. A área é caracterizada pela ocorrência de depósitos sedimentares de idade cenozoica, compostos predominantemente por materiais arenosos, argilosos e areno-argilosos, apresentando diferentes graus de consolidação, o que confere elevada heterogeneidade aos perfis geotécnicos. Os registros brutos obtidos no ensaio são apresentados na Figura 9.

Figura 9 – Variação dos parâmetros medidos no ensaio CPTu: q_c , f_s e u_2 em função da cota local.



Fonte: Empresa Damasco Penna (2026).

A definição da estratigrafia ao longo da profundidade do ensaio foi realizada com base na classificação comportamental proposta por Robertson (2016), seguindo os critérios apresentados na Tabela 5. Essa abordagem permitiu distinguir materiais com comportamento

arenoso e argiloso, além de identificar zonas com tendência contrátil e dilatante ao longo da profundidade ensaiada.

Tabela 5 – Critérios de Classificação Comportamental Adotados com Base em Robertson (2016).

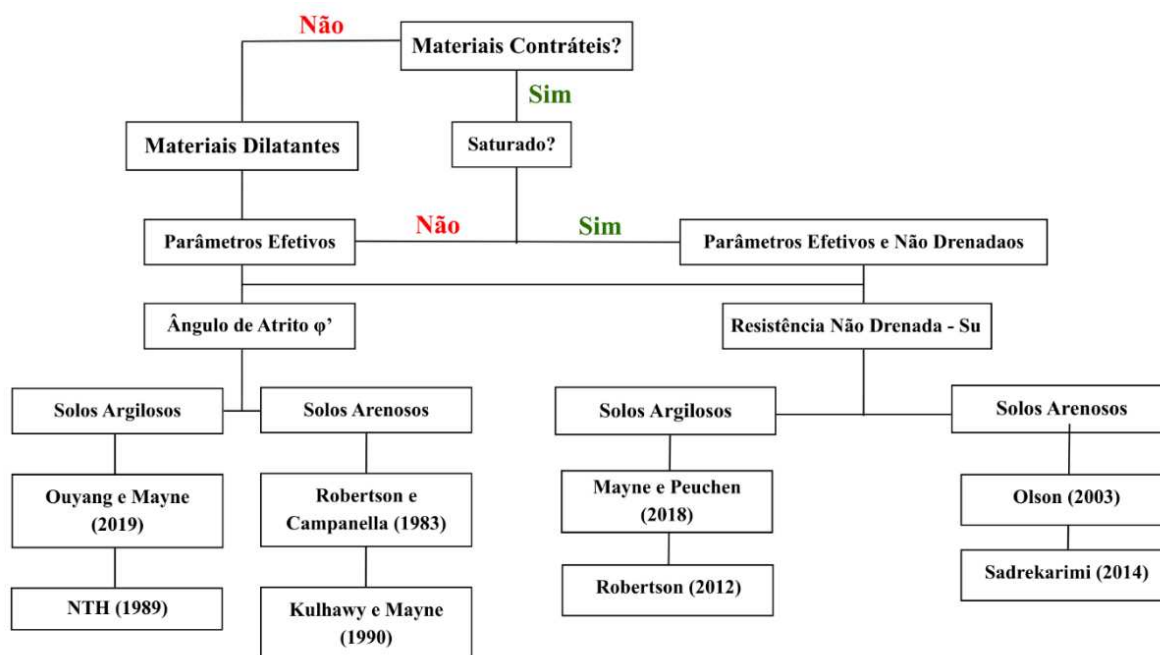
Materiais	Descrição	Critérios		
S/D	Comportamento de areia dilatante	$CD > 70$	$I_c(R\&W) < 2,6$	$I_B > 32$
S/C	Comportamento de areia contrátil	$CD < 70$	$I_c(R\&W) < 2,6$	$I_B > 32$
C/D	Comportamento de argila dilatante	$CD > 70$	$I_c(R\&W) > 2,95$	$I_B < 22$
C/C	Comportamento de argila contrátil	$CD < 70$	$I_c(R\&W) > 2,95$	$I_B < 22$

Fonte: Autora (2026).

A estimativa dos parâmetros de resistência ao cisalhamento se deu por meio da análise integrada das condições de drenagem e da tendência volumétrica dos materiais (comportamento contrátil ou dilatante). Com base nessas informações, foram selecionadas as correlações empíricas mais adequadas para cada tipo de comportamento, conforme o procedimento metodológico apresentado no fluxograma na Figura 10.

Embora o fluxograma considere materiais contráteis em condições saturadas e não saturadas, neste estudo adotou-se a condição saturada para todos os materiais. Essa escolha deve-se ao fato de que a maior parte dos materiais investigados encontra-se abaixo do nível d'água (NA), caracterizando uma condição saturada e conduzindo a estimativas mais conservadoras da resistência ao cisalhamento. A análise de solos não saturados não foi realizada por exigir parâmetros adicionais, como a sucção matricial.

Figura 10 – Fluxograma para definição dos parâmetros de resistência cisalhante dos solos.



Fonte: Autora (2026).

Os parâmetros de resistência estimados foram representados em perfis ao longo da cota e em diagramas de caixa no Excel, permitindo analisar sua variação em profundidade, a distribuição dos resultados e as diferenças entre as correlações empíricas avaliadas.

Ressalta-se que para a correção dos valores de resistência de ponta medidos, adotou-se um coeficiente de correção do cone igual a 0,80 e uma pressão atmosférica de referência de 101 kPa, conforme informado pela empresa executora do ensaio CPTu. Adicionalmente, os valores de peso específico (γ), foram disponibilizados e são provenientes de ensaios laboratoriais realizados. Os valores adotados para cada unidade de material são apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de peso específico natural e saturado dos materiais considerados na análise.

Material	Peso Específico	
	γ natural (kN/m ³)	γ saturado (kN/m ³)
Aterro	18,50	19,50
S/D	19,47	20,47
S/C	18,50	19,50
C/D	19,63	20,63
C/C	19,63	20,63

Fonte: Empresa Damasco Penna (2026).

Para a aplicação das correlações referentes aos solos argilosos na condição drenada, adotou-se $\lambda = 0,8$, conforme sugerido por Ouyang e Mayne (2019) para argilas naturais intactas, uma vez que os materiais analisados correspondem a solos naturais de origem sedimentar. Por fim, foi considerado OCR igual a 4 para os solos argilosos dilatantes, representativo de argilas pré-adensadas, e OCR igual a 1 para os solos argilosos contráteis, representativo de argilas normalmente adensadas.

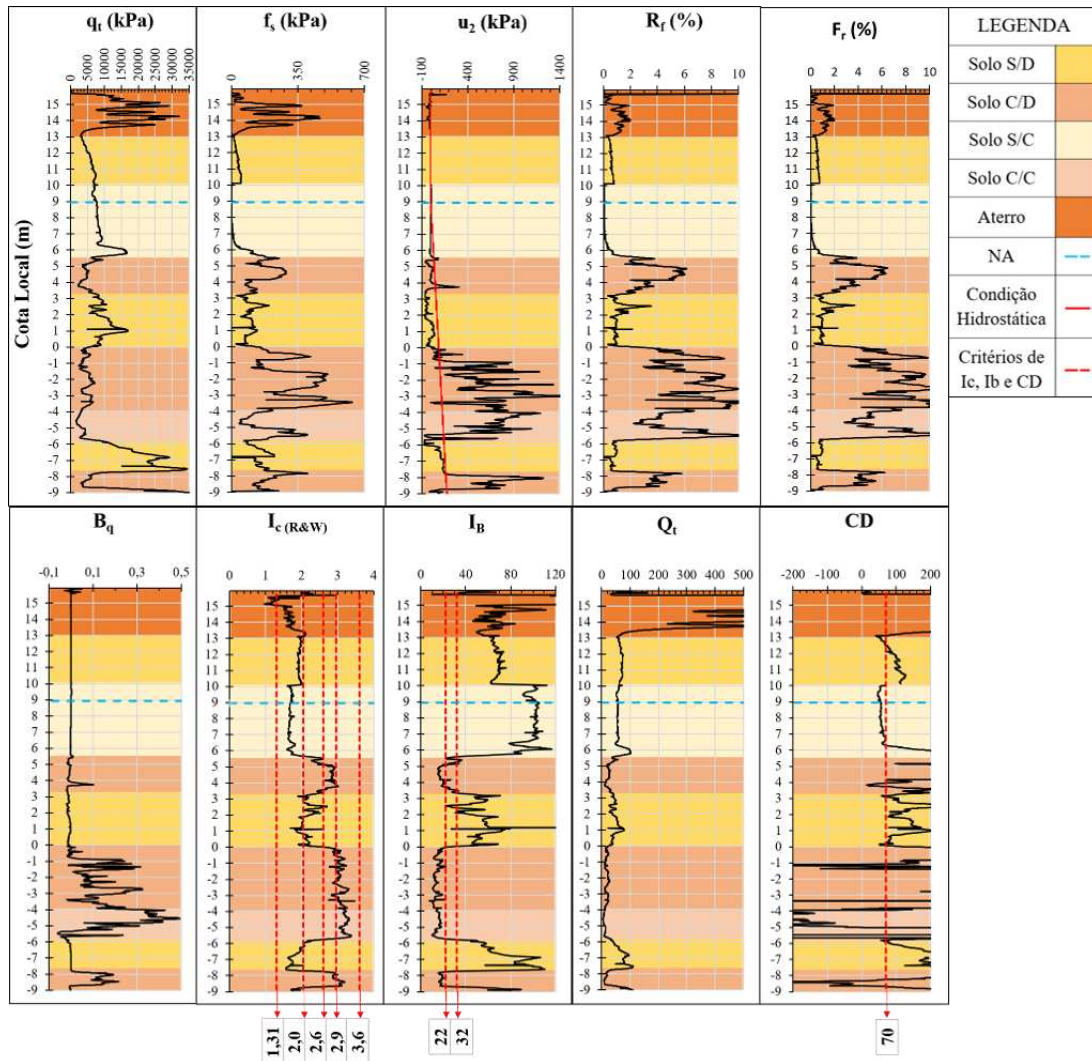
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

As subseções a seguir apresentam os resultados da interpretação dos ensaios CPTu, incluindo os perfis geotécnicos e os parâmetros de resistência ao cisalhamento estimados pelas diferentes correlações empíricas, bem como a comparação entre os resultados obtidos, atendendo aos objetivos específicos 2, 3 e 4 deste trabalho.

4.1 CLASSIFICAÇÃO COMPORTAMENTAL DOS SOLOS

Na Figura 11 é apresentado a interpretação estratigráfica do CPTu executado em solo natural de fundação de pilhas de rejeitos de bauxita, na qual são identificadas as diferentes unidades geotécnicas ao longo do perfil. Os limites adotados para os índices analisados (I_c , I_B e CD) são indicados por linhas verticais tracejadas em vermelho, enquanto as unidades interpretadas são destacadas por faixas coloridas ao longo da cota local. Além disso, a posição do nível d'água é representada por uma linha horizontal tracejada em azul. Além disso, a posição do nível d'água é representada por uma linha horizontal tracejada em azul, e a condição hidrostática estimada com base nos ensaios de dissipação de poropressão é representada por uma linha contínua vermelha.

Figura 11 – Interpretação estratigráfica do CPTu segundo Robertson (2016).



Fonte: Autora (2026).

Na porção mais superficial do perfil, da cota 16,06m até a cota de aproximadamente 13,00 m, observa-se uma camada de aterro previamente conhecida a partir do histórico construtivo da área. Sua identificação nos resultados do CPTu é corroborada pelos elevados valores de resistência de ponta, associados a baixas razões de atrito, reduzida geração de poropressão e predominância de comportamento dilatante ($CD > 70$). Os índices comportamentais I_c e I_B apresentam variações ao longo da camada, refletindo a heterogeneidade típica de materiais de aterro, embora com predominância de comportamento granular ($I_c < 2,6$ e $I_B > 32$).

Os materiais com comportamento arenoso (S/D e S/C) aparecem nos intervalos compreendidos entre as cotas: 13,00 m e 10,15 m; 10,15 m e 5,75 m; 3,50 m e 0,15 m; e, -5,65 m e -7,61 m. Esses trechos são caracterizados por valores de resistência de ponta moderados a altos, baixas

razões de atrito e índices comportamentais compatíveis com materiais granulares ($I_c < 2,6$ e $I_B > 32$).

Em relação à resposta hidráulica, os parâmetros u_2 e B_q apresentam valores próximos de zero ao longo da maior parte da camada, comportamento característico de materiais arenosos. Entretanto, em trechos localizados, observam-se valores de poropressão inferiores à condição hidrostática, caracterizando a ocorrência de excessos de poropressão negativos durante a cravação do cone. Esse comportamento é comumente associado a areias dilatantes (S/D), cuja tendência à expansão volumétrica durante o cisalhamento promove a redução da poropressão no entorno da ponteira. Tal interpretação é corroborada pelos valores do parâmetro CD , predominantemente superiores a 70.

A principal exceção ocorre entre as cotas de 10,15 m a 5,75 m, onde predominam valores de CD inferiores a 70, indicando comportamento contrátil (S/C). Entretanto, os registros de u_2 e B_q não evidenciam geração de poropressões positivas durante a execução do CPTu, como seria esperado para solos contráteis. Embora o material se encontre saturado em campo, conforme a estimativa do nível hidrostático, sua elevada permeabilidade, por se tratar de um solo arenoso, favorece a rápida dissipação da água dos vazios durante a cravação do piezocone. Dessa forma, as poropressões eventualmente geradas são dissipadas em um intervalo de tempo comparável ou inferior ao da penetração do cone, reduzindo o excesso de poropressão registrado pelo transdutor. Assim, a resposta de u_2 e, conseqüentemente, de B_q , tende a permanecer reduzida, mesmo quando o material apresenta tendência contrátil.

Sob carregamentos em taxas superiores às do ensaio piezocone, convencionalmente em 2 mm/s, a tendência à contração volumétrica desse material pode superar a dissipação de poropressões ocasionada pela alta condutividade hidráulica do material, favorecendo o desenvolvimento de poropressões positivas e reduzindo as tensões efetivas. Nessas condições, pode ocorrer uma resposta mais próxima da condição não drenada e, caso a redução das tensões efetivas seja significativa, pode ocasionar o fenômeno da liquefação. Dessa forma, a resistência não drenada também foi avaliada para esse material, de modo a contemplar cenários de carregamento mais severos e compatíveis com o comportamento indicado pelos valores de CD .

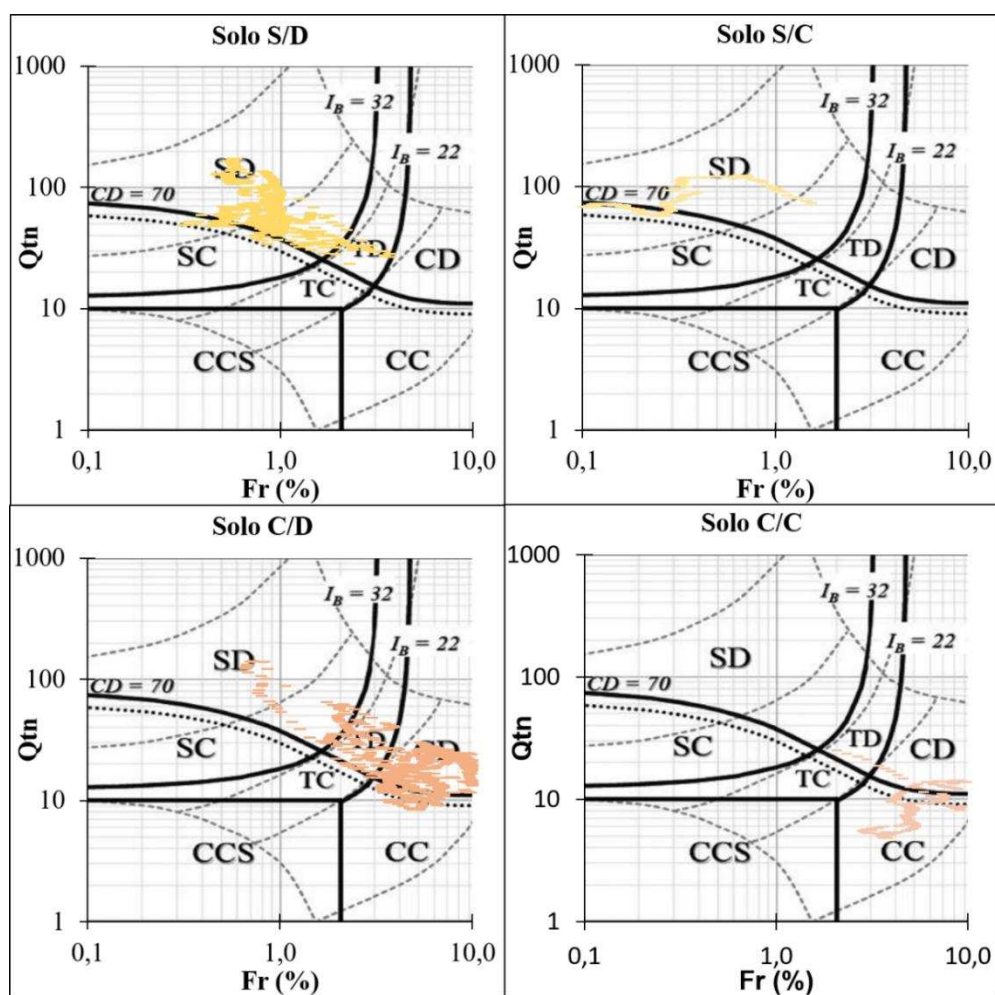
Os materiais de comportamento argiloso (C/D e C/C) aparecem entre as cotas de 5,75 m a 3,50 m; de 0,15 m a -3,81 m; de -3,81 m a -5,65 m; e, de -7,61 m a -9,00 m. Esses intervalos são caracterizados por menores valores de resistência de ponta, elevadas razões de atrito e índices

comportamentais compatíveis com materiais finos ($I_c > 2,95$ e $I_B < 22$). De modo geral, os registros de u_2 e B_q evidenciam a geração de excesso de poropressão durante a cravação do piezocone, comportamento característico de solos argilosos saturados. No entanto, na primeira camada argilosa (5,75 m a 3,50 m), não são observados valores elevados de B_q . Uma possível explicação para esse comportamento é a influência das camadas arenosas adjacentes, cuja elevada permeabilidade pode ter favorecido a dissipação dos excessos de poropressão durante a penetração do cone, reduzindo a resposta registrada pelo transdutor. Em relação à resposta volumétrica, os valores de CD são predominantemente superiores a 70 na maior parte desses trechos, indicando comportamento dilatante (C/D). A exceção ocorre no intervalo entre as cotas -3,81 m a -5,65 m, onde predominam valores inferiores a 70, caracterizando uma unidade de comportamento contrátil (C/C).

Cabe destacar o comportamento distinto observado entre os materiais dilatantes de natureza argilosa e arenosa, aspecto que se mostra evidente nos resultados do CPTu. Embora ambos apresentem valores de CD superiores a 70, indicativos de tendência à expansão volumétrica durante o cisalhamento, suas respostas hidráulicas são significativamente diferentes. Nos intervalos classificados como Solo C/D, os registros de u_2 e B_q indicam geração de excessos de poropressão positivos durante a penetração do cone. Em contrapartida, nos materiais classificados como Solo S/D, observa-se redução das poropressões, evidenciada por valores de poropressão inferiores à condição hidrostática. Essa diferença decorre da combinação entre a tendência dilatante dos materiais e suas propriedades hidráulicas e mecânicas, especialmente permeabilidade e estrutura do esqueleto sólido (Lambe e Whitman, 1969; Pinto, 2006). Em materiais arenosos, a elevada permeabilidade favorece a dissipação das poropressões e a mobilização de poropressões negativas associadas à dilatação. Já nos materiais argilosos, a menor permeabilidade dificulta essa dissipação, resultando na manutenção de excessos de poropressão positivos mesmo em materiais com comportamento dilatante nos ensaios *in situ*.

A interpretação estratigráfica explicitada é confirmada pelos ábacos $Q_{tn} - F_r$ de Robertson (2016), apresentados na Figura 12, bem como pelos percentuais de enquadramento dos dados nos critérios de classificação adotados, sintetizados na Tabela 7. Os ábacos foram elaborados a partir dos valores de Q_{tn} e F_r obtidos em todas as profundidades de ocorrência de cada um dos quatro materiais identificados ao longo do perfil geotécnico (Figura 11). Dessa forma, cada ábaco representa o conjunto de dados correspondente a um único material, possibilitando verificar a consistência da classificação previamente estabelecida.

Figura 12 – Distribuição dos dados CPTu das unidades geotécnicas no ábaco de classificação comportamental $Q_{tn} \times F_r$ de Robertson (2016).



Fonte: Autora (2026).

Tabela 7 – Percentual de ocorrência dos critérios de classificação comportamental para as unidades geotécnicas definidas a partir dos resultados do CPTu.

Materiais	Percentuais		
S/D	93% $CD > 70$	99% $I_c(R\&W) < 2,6$	97% $I_B > 32$
S/C	85% $CD < 70$	100% $I_c(R\&W) < 2,6$	100% $I_B > 32$
C/D	88% $CD > 70$	51% $I_c(R\&W) > 2,95$	82% $I_B < 22$
C/C	70% $CD < 70$	96% $I_c(R\&W) > 2,95$	98% $I_B < 22$

Fonte: Autora (2026).

Os dados do Solo S/D concentram-se predominantemente na região do ábaco associada a materiais arenosos dilatantes, caracterizada por baixos valores de F_r , elevados valores de Q_{tn} e acima da linha $CD = 70$. Essa interpretação é reforçada pelos percentuais apresentados na Tabela 7, segundo os quais 93% dos dados apresentam $CD > 70$, 99% possuem $I_c(R\&W) < 2,6$ e 97% possuem $I_B > 32$.

2,6 e 97% apresentam $I_B > 32$. Adicionalmente, verifica-se a presença de uma pequena parcela de pontos na região TD, indicando a ocorrência localizada de materiais com comportamento intermediário entre os domínios tipicamente arenosos e argilosos. Tal distribuição sugere a existência de heterogeneidades locais, compatíveis com a natureza sedimentar do depósito, refletindo variações nas condições de deposição e, conseqüentemente, nas características geotécnicas dos materiais ao longo do perfil.

Já os dados do Solo S/C estão concentrados predominantemente na região associada a materiais arenosos contráteis, caracterizada por baixos valores de F_r , elevados valores de Q_{tn} e abaixo da linha $CD = 70$. Os percentuais da Tabela 7 corroboram essa interpretação, indicando que 85% dos dados apresentam $CD < 70$, 100% possuem $I_c(R\&W) < 2,6$ e 100% apresentam $I_B > 32$. No entanto, observa-se uma pequena dispersão de pontos em direção ao domínio SD, indicando que determinados intervalos apresentam resposta volumétrica de expansão (cerca de 15%). A ocorrência desses pontos está relacionada à presença localizada de lentes arenosas dilatantes identificada no perfil geotécnico. Contudo, sua reduzida espessura, da ordem de 0,5 m, em comparação à espessura da unidade predominantemente arenosa contrátil, superior a 5 m, indica que tal ocorrência não é representativa do comportamento predominante da camada, refletindo apenas uma heterogeneidade local do depósito.

O Solo C/D apresenta os dados concentrados predominantemente na região associada a materiais finos dilatantes, caracterizada por valores elevados de F_r , baixos valores de Q_{tn} e acima da linha $CD = 70$. Conforme apresentado na Tabela 7, 88% dos dados apresentam $CD > 70$ e 82% apresentam $I_B < 22$, indicando predominância de comportamento compatível com materiais argilosos dilatantes. A principal divergência ocorre para o índice $I_c(R\&W)$, no qual apenas 51% dos dados apresentam valores superiores a 2,95. Entretanto, observa-se que 36% dos resultados situam-se entre 2,60 e 2,95, faixa correspondente a materiais finos de comportamento predominantemente argilo-siltoso. Ademais, a dispersão observada está associada principalmente à presença de pontos distribuídos nos domínios TD e SD, refletindo a ocorrência localizada de materiais intermediários e arenosos no interior da unidade. Dessa forma, considerando conjuntamente os parâmetros I_B , CD , a resposta de poropressão registrada nos ensaios CPTu e o fato de os materiais de transição estarem restritos a lentes e intercalações localizadas, optou-se por manter a classificação da unidade como Solo C/D, por melhor representar o comportamento geotécnico global da camada.

Por fim, tem-se o Solo C/C, com os dados se concentrando predominantemente na região associada a materiais finos contráteis, caracterizada por valores elevados de F_r , baixos valores de Q_{tn} e abaixo da linha $CD = 70$. Os percentuais da Tabela 7 corroboram essa interpretação, indicando que 70% dos dados apresentam $CD < 70$, 96% possuem $I_c(R\&W) > 2,95$ e 98% apresentam $I_B < 22$. Entretanto, observa-se a presença de uma parcela de pontos distribuída nas regiões CD e TD, indicando que determinados trechos apresentam comportamento intermediário e/ou até mesmo tendência dilatante. Tal dispersão está associada à ocorrência de zonas de transição e lentes localizadas de materiais dilatantes no interior da unidade, refletindo a heterogeneidade típica de depósitos sedimentares decorrente das variações nas condições de deposição ao longo do tempo.

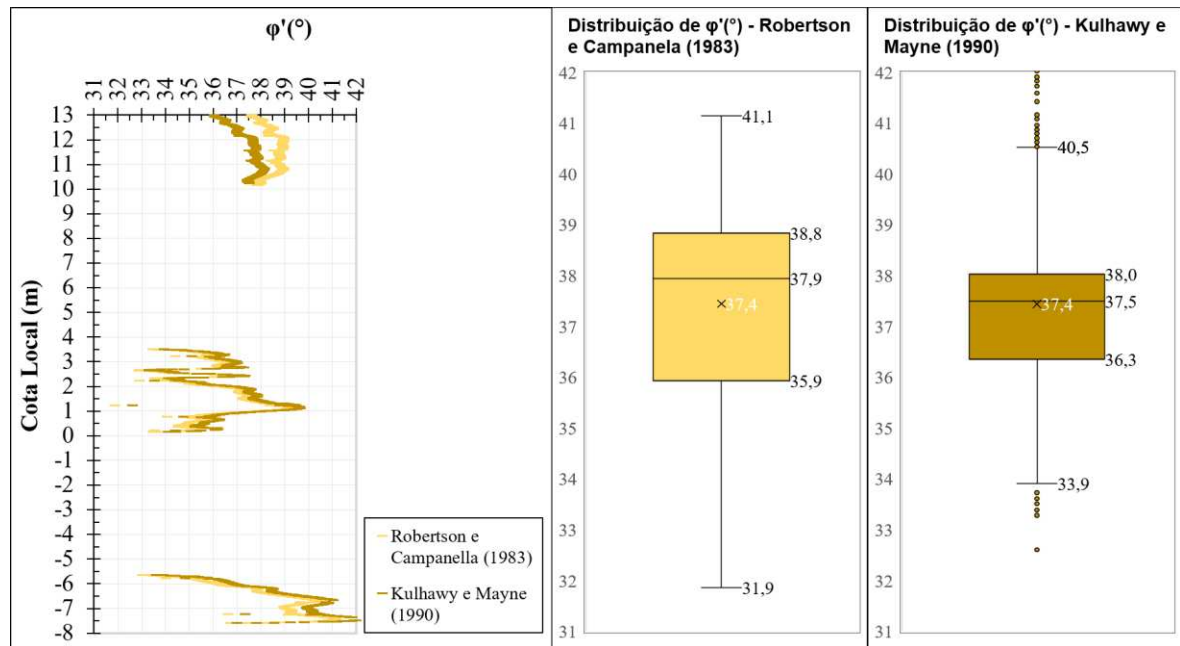
4.2 ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA – SOLOS ARENOSOS

Nesta seção são apresentados os resultados das estimativas dos parâmetros de resistência dos materiais classificados com comportamento arenoso. Para a condição drenada (materiais dilatantes), a resistência ao cisalhamento foi representada exclusivamente pelo φ' , sendo adotado $c' = 0$, conforme prática usual para solos granulares (Lambe e Whitman, 1969; Pinto, 2006). Para os materiais contráteis, foram estimados tanto φ' quanto S_u , de modo a avaliar o comportamento desses materiais em diferentes condições de drenagem (drenado e não drenado).

4.2.1 SOLO S/D

A Figura 13 apresenta os perfis de ângulo de atrito efetivo estimados para os materiais classificados como Solo S/D, a partir das correlações aplicadas a solos puramente arenosos propostas por Robertson e Campanella (1983) (Equação 14) e Kulhawy e Mayne (1990) (Equação 15).

Figura 13 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (ϕ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo S/D.



Fonte: Autora (2026).

No gráfico de ϕ' x Cota Local, observa-se boa concordância entre as correlações ao longo da maior parte do perfil, resultando em estimativas do ângulo de atrito efetivo variando aproximadamente entre 32,0° e 42,0°, indicando um material com elevada resistência ao cisalhamento em condições drenadas. Entretanto, uma pequena divergência ocorre entre as cotas de aproximadamente 13,00 m a 11,00 m, onde a correlação de Robertson e Campanella (1983) fornece valores de ângulo de atrito superiores aos estimados por Kulhawy e Mayne (1990). Nos demais trechos, apesar da pequena diferença, percebe-se que Kulhawy e Mayne (1990) passa a fornecer ϕ' ligeiramente superiores aos obtidos por Robertson e Campanella (1983).

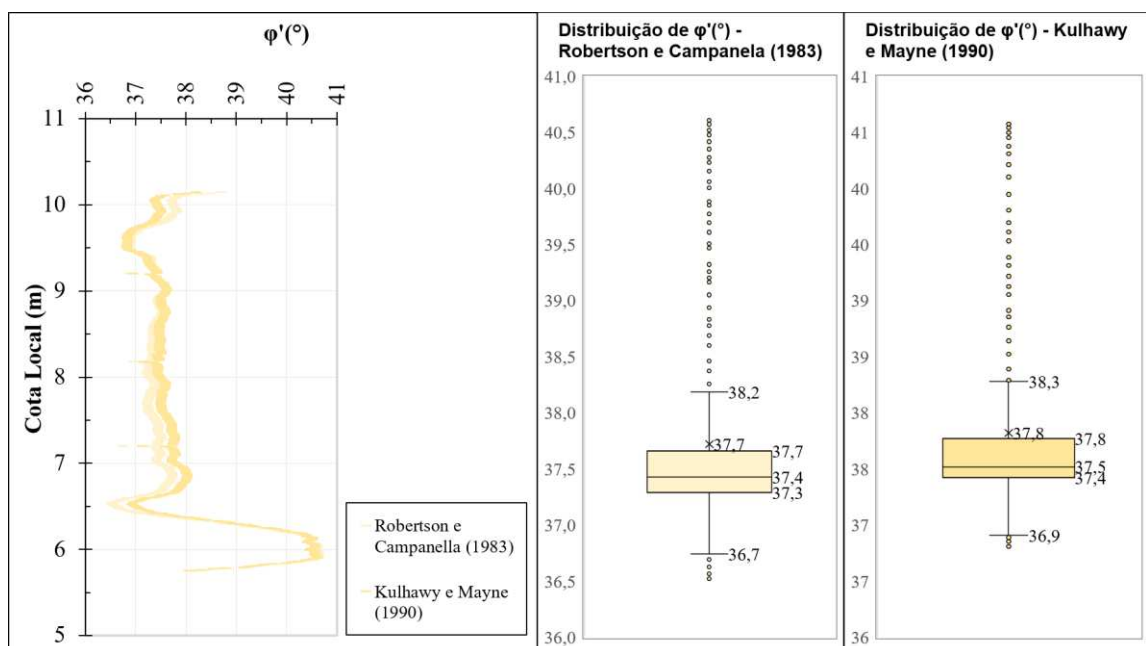
A diferença observada nas camadas superficiais pode estar relacionada à forma como cada correlação incorpora o efeito das tensões. Em Robertson e Campanella (1983), a estimativa de ϕ' é obtida a partir da razão q_c/σ'_{v0} , fazendo com que o resultado seja diretamente influenciado pelas variações da tensão efetiva vertical. Já Kulhawy e Mayne (1990) utilizam o parâmetro normalizado Q_{tn} , no qual o efeito das tensões é tratado em conjunto com outros fatores de normalização. Dessa forma, embora ambas as correlações considerem o estado de tensões do solo, as diferenças na forma de tratamento desse efeito justificam os valores ligeiramente mais elevados obtidos por Robertson e Campanella (1983) nas regiões de menor confinamento.

Quanto aos diagramas de caixa, nota-se que, embora ambas as correlações apresentem a mesma média ($37,4^\circ$), a correlação de Robertson e Campanella (1983) apresenta mediana ligeiramente superior ($37,9^\circ$) em relação à obtida por Kulhawy e Mayne (1990) ($37,5^\circ$). Além disso, Robertson e Campanella (1983) apresenta maior dispersão dos resultados, uma vez que os 50% centrais das estimativas distribuem-se em uma faixa de $2,9^\circ$ ($35,9^\circ$ – $38,8^\circ$), enquanto para Kulhawy e Mayne (1990) esses valores concentram-se em uma faixa de $1,7^\circ$ ($36,3^\circ$ – $38,0^\circ$), indicando maior concentração das estimativas em torno da tendência central. Observa-se ainda que a distribuição obtida por Kulhawy e Mayne (1990) apresenta maior quantidade de valores discrepantes, mantendo, entretanto, a maior parte dos resultados concentrada em uma faixa mais estreita de valores.

4.2.2 SOLO S/C

A Figura 14 apresenta os perfis de ângulo de atrito efetivo estimados para os materiais classificados como Solo S/C, a partir das correlações aplicadas a solos puramente arenosos propostas por Robertson e Campanella (1983) (Equação 14) e Kulhawy e Mayne (1990) (Equação 15).

Figura 14 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (ϕ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo S/C.



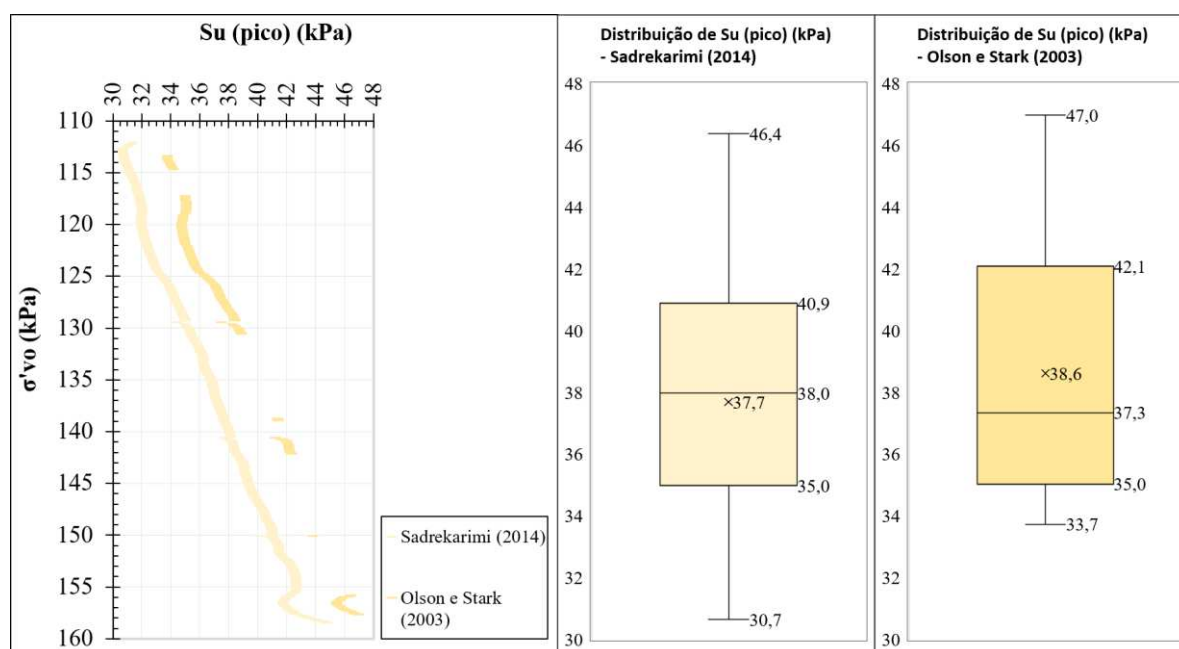
Fonte: Autora (2026).

No gráfico de φ' x Cota Local, observa-se boa concordância entre as correlações ao longo da maior parte do perfil, resultando em estimativas do ângulo de atrito efetivo variando aproximadamente entre $36,0^\circ$ e $41,0^\circ$, indicando um material com elevada resistência ao cisalhamento em condições drenadas. Ressalta-se que, embora as correlações apresentem boa concordância ao longo de todo o perfil, observa-se tendência semelhante à identificada para o Solo S/D. Nos trechos mais superficiais, entre as cotas de aproximadamente 10,50 m a 9,50 m, a correlação de Robertson e Campanella (1983) resulta em valores de ângulo de atrito efetivo ligeiramente superiores, enquanto em maiores profundidades ocorre uma inversão entre as curvas, com a correlação de Kulhawy e Mayne (1990) passando a fornecer estimativas discretamente mais elevadas.

Os diagramas de caixa evidenciam boa concordância entre as correlações, com médias de $37,7^\circ$ e $37,8^\circ$ e medianas de $37,4^\circ$ e $37,5^\circ$ para Robertson e Campanella (1983) e Kulhawy e Mayne (1990), respectivamente. Além disso, os 50% centrais das estimativas distribuem-se em uma faixa de apenas $0,4^\circ$ em ambas as metodologias ($37,3^\circ$ – $37,7^\circ$ para Robertson e Campanella e $37,4^\circ$ – $37,8^\circ$ para Kulhawy e Mayne), evidenciando baixa variabilidade e elevada consistência entre os resultados. Adicionalmente, observa-se a presença de valores discrepantes em ambas as metodologias, evidenciando a ocorrência de resultados que se afastam da tendência central dos dados.

Quanto aos parâmetros não drenados, é apresentado na Figura 15 os perfis de S_u de pico estimados para os materiais classificados como Solo S/C, utilizando as correlações propostas por Sadrekarimi (2014) (Equação 20) e Olson e Stark (2003) (Equação 19).

Figura 15 – Análise comparativa da resistência S_u de pico em função das correlações empíricas empregadas – S/C.



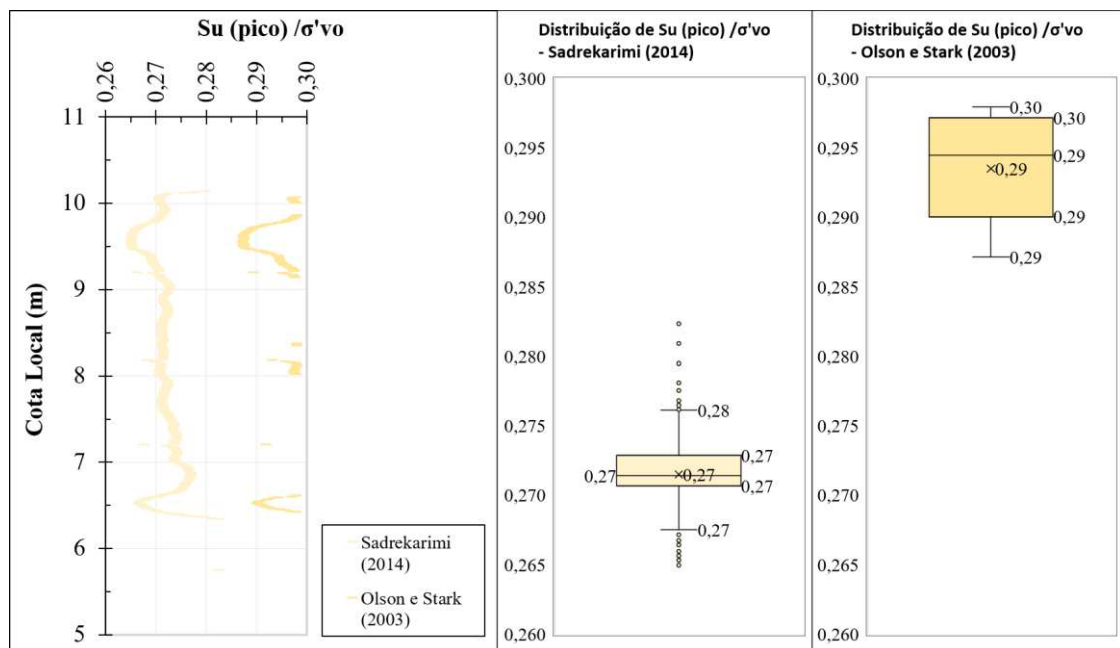
Fonte: Autora (2026).

No gráfico de S_u de pico x σ'_{v0} , observa-se que as metodologias de Olson e Stark (2003) e Sadrekarimi (2014) apresentaram tendências semelhantes ao longo do perfil, evidenciando aumento gradual dos valores com a profundidade. Além disso, observa-se que as curvas não se sobrepõem integralmente, indicando diferenças nas estimativas produzidas por cada correlação. De modo geral, a metodologia de Olson e Stark (2003) forneceu valores ligeiramente superiores aos estimados por Sadrekarimi (2014), resultando em uma separação relativamente constante entre os perfis. Em termos absolutos, os valores de S_u de pico estimados por Olson e Stark (2003) permaneceram predominantemente entre 33,7 kPa e 47,0 kPa, enquanto os valores obtidos por Sadrekarimi (2014) situaram-se majoritariamente entre 30,7 kPa e 46,4 kPa.

Quanto aos diagramas de caixa, nota-se que as duas correlações apresentam pequenas diferenças na distribuição dos resultados. A metodologia de Sadrekarimi (2014) apresenta média de 37,7 kPa e mediana de 38,0 kPa, enquanto Olson e Stark (2003) fornece média de 38,6 kPa e mediana de 37,3 kPa. Além disso, os 50% centrais das estimativas obtidas por Sadrekarimi (2014) distribuem-se em uma faixa de 5,9 kPa (35,0–40,9 kPa), enquanto para Olson e Stark (2003) essa faixa é de 7,1 kPa (35,0–42,1 kPa), indicando maior dispersão dos resultados desta última. Observa-se ainda que nenhuma das distribuições apresenta valores discrepantes.

Apesar da tendência de aumento da resistência com a profundidade, a interpretação desse comportamento deve ser feita com cautela, pois os maiores valores de resistência podem refletir o aumento das tensões efetivas verticais induzido pelo carregamento geostático, e não necessariamente alterações nas características do material. Com o objetivo de investigar essa influência, foi analisado o perfil normalizado $S_u (pico)/\sigma'_{v0}$ apresentado na Figura 16.

Figura 16 – Análise comparativa da razão de resistência $S_u (pico)/\sigma'_{v0}$ em função das correlações empíricas empregadas – S/C.



Fonte: Autora (2026).

No gráfico de $S_u (pico)/\sigma'_{v0}$ x Cota Local, observa-se que a correlação de Olson e Stark (2003) fornece valores entre 0,29 e 0,30, enquanto a de Sadrekarimi (2014) resulta em valores entre 0,26 e 0,29. Apesar das diferenças entre as correlações, ambas apresentam reduzida variabilidade ao longo do perfil, resultando em curvas praticamente verticais e sem tendência definida de aumento com a profundidade.

Essa interpretação pode ser ilustrada pela comparação de dois pontos representativos do perfil. Para a correlação de Sadrekarimi (2014), os valores de S_u aumentam de aproximadamente 30,7 kPa para 42,7 kPa, enquanto para Olson e Stark (2003) os valores passam de aproximadamente 33,7 kPa para 47,0 kPa. No mesmo intervalo, a tensão efetiva vertical aumenta de aproximadamente 113,6 kPa para 157,7 kPa. Como consequência, os valores da razão

$S_u(pico)/\sigma'_{v0}$ permanecem praticamente constantes, correspondendo a aproximadamente 0,27 para Sadrekarimi (2014) e 0,30 para Olson e Stark (2003).

Embora essa verificação seja baseada em apenas dois pontos do perfil, os resultados são coerentes com o comportamento observado ao longo de toda a camada investigada. Dessa forma, a análise da Figura 16 sugere que o aumento dos valores absolutos de S_u de pico acompanha o incremento das tensões efetivas verticais, não havendo evidências de ganho expressivo de resistência relativa do material com a profundidade. Esse comportamento indica que, para o material analisado, não há mudanças significativas de compacidade ou de comportamento mecânico ao longo do perfil avaliado.

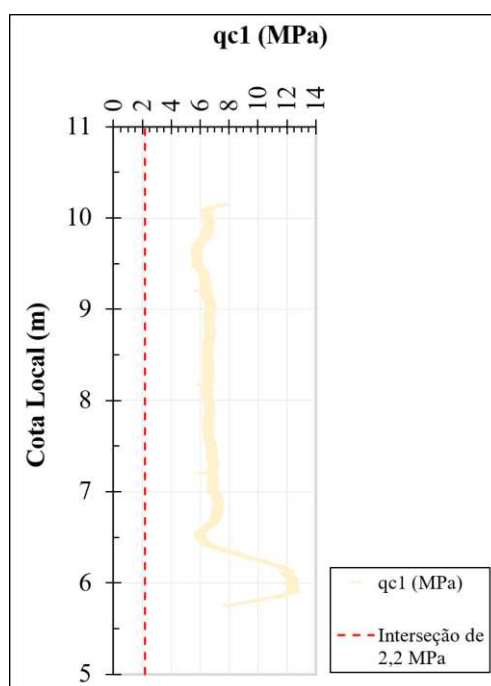
Quanto aos diagramas de caixa, verificam-se diferenças expressivas entre as distribuições obtidas pelas duas correlações. A metodologia de Sadrekarimi (2014) apresenta média e mediana de 0,27, enquanto Olson e Stark (2003) fornece média e mediana de 0,29, indicando estimativas superiores da razão $S_u(pico)/\sigma'_{v0}$. Além disso, os 50% centrais dos resultados obtidos por Sadrekarimi (2014) permanecem praticamente concentrados em torno de 0,27, ao passo que, para Olson e Stark (2003), distribuem-se entre 0,29 e 0,30, evidenciando maior dispersão das estimativas. Observa-se ainda que a distribuição de Sadrekarimi (2014) apresenta maior quantidade de valores discrepantes, enquanto Olson e Stark (2003) não apresenta valores discrepantes.

Ressalta-se que as diferenças observadas entre as estimativas de Olson e Stark (2003) e Sadrekarimi (2014) estão relacionadas aos coeficientes empíricos adotados em cada correlação. Embora ambas utilizem q_{c1} a influência desse parâmetro sobre os resultados é distinta em cada metodologia.

A correlação de Sadrekarimi (2014) apresenta um intercepto ligeiramente superior ao de Olson e Stark (2003), o que resulta em estimativas maiores para baixos valores de q_{c1} . Entretanto, a correlação de Olson e Stark (2003) possui maior coeficiente angular, tornando-se mais sensível ao aumento da resistência de ponta normalizada. Como consequência, existe um ponto de interseção entre as duas correlações, correspondente a q_{c1} aproximadamente igual a 2,2 MPa. Abaixo desse valor, Sadrekarimi (2014) tende a fornecer estimativas superiores de $S_u(pico)/\sigma'_{v0}$, enquanto acima desse limite Olson e Stark (2003) passa a produzir valores mais elevados.

Considerando que os perfis obtidos para o Solo S/C apresentaram valores de Olson e Stark (2003) superiores aos de Sadrekarimi (2014), o perfil de q_{c1} apresentado na Figura 17 evidencia que os valores desse parâmetro permanecem predominantemente acima do ponto de interseção entre as correlações (2,2 MPa). Assim, as diferenças observadas entre os perfis são atribuídas principalmente à maior sensibilidade da correlação de Olson e Stark (2003) para valores de q_{c1} acima desse limite, e não a mudanças significativas nas características do material ao longo da profundidade.

Figura 17 – Perfil de q_{c1} do Solo S/C e indicação do ponto de interseção (2,2 MPa) entre as correlações de Sadrekarimi (2014) e Olson e Stark (2003).



Fonte: Autora (2026).

Adicionalmente, os perfis também são influenciados pelas restrições de aplicabilidade de cada correlação. A formulação proposta por Olson e Stark (2003) é aplicável para valores de q_{c1} inferiores a 6,5 MPa, enquanto a correlação de Sadrekarimi (2014) admite valores de q_{c1} de até 8,0 MPa. Em razão desse intervalo de aplicação mais amplo, a correlação de Sadrekarimi (2014) produz estimativas em uma parcela maior do perfil, ao passo que a aplicação de Olson e Stark (2003) fica restrita a um número menor de dados. Consequentemente, observam-se maiores discontinuidades nos perfis obtidos por Olson e Stark (2003), especialmente nos trechos em que os valores de q_{c1} excedem seu limite de aplicabilidade.

A Tabela 8 reúne as estimativas dos parâmetros geotécnicos para os materiais de comportamento arenoso, obtidas pelas correlações empíricas avaliadas.

Tabela 8 – Consolidação das estimativas dos parâmetros geotécnicos para solos de comportamento arenoso (S/D e S/C).

Solo	Valor	Parâmetros Estimados			
		Efetivos - ϕ'		Não Drenados - S_u (pico) / σ'_{v0}	
		Robertson e Campanella (1983)	Kulhawy e Mayne (1990)	Sadrekarami (2014)	Olson e Stark (2003)
S/D	Mínimo	31,9	33,9	-	-
	Médio	37,4	37,4	-	-
	Máximo	41,1	40,5	-	-
S/C	Mínimo	36,7	36,9	0,27	0,29
	Médio	37,7	37,8	0,27	0,29
	Máximo	38,2	38,3	0,28	0,30

Fonte: Autora (2026).

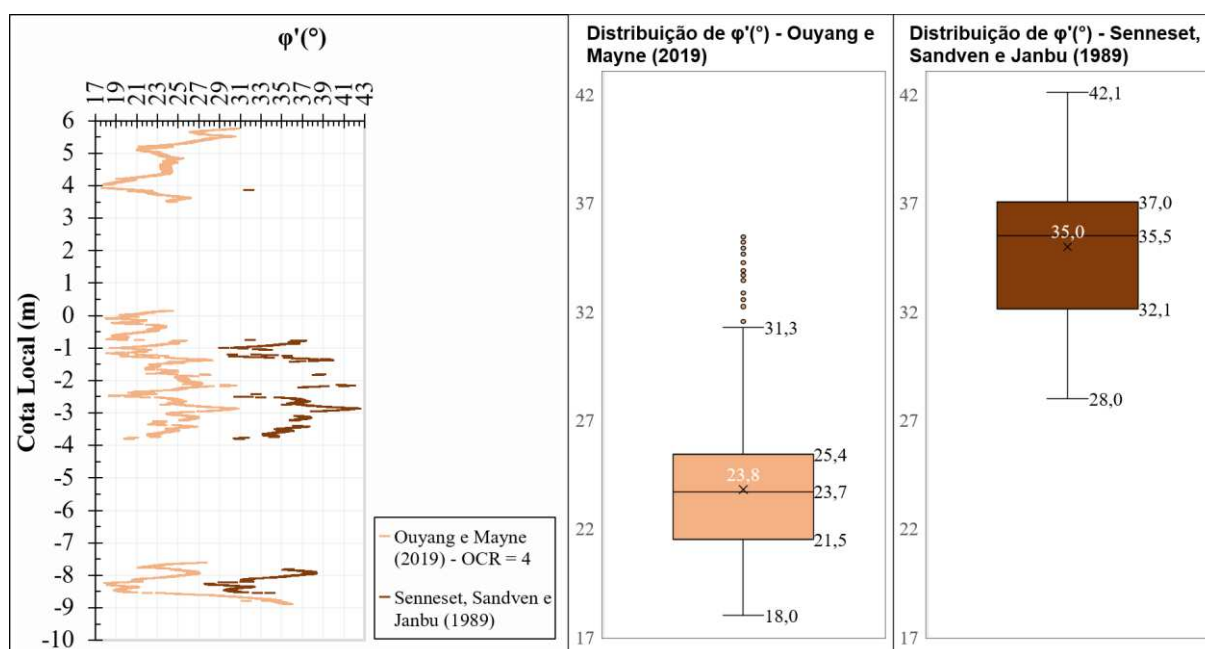
4.3 ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA – SOLOS ARGILOSOS

Nesta seção são apresentados os resultados das estimativas dos parâmetros de resistência dos materiais classificados com comportamento argiloso. Para a condição drenada (materiais dilatantes), a resistência ao cisalhamento foi representada exclusivamente pelo ϕ' , uma vez que por se tratar de um solo sedimentar jovem, não foram identificadas evidências de cimentação ou de ligações estruturais que justifiquem a consideração de uma parcela coesiva efetiva. Para os materiais contráteis, foram estimados tanto ϕ' quanto S_u , permitindo a avaliação do comportamento do material sob diferentes condições de drenagem (drenado e não drenado).

4.3.1 SOLO C/D

A Figura 18 apresenta os perfis de ângulo de atrito efetivo estimados para os materiais classificados como Solo C/D, utilizando as correlações propostas por Ouyang e Mayne (2019) (Equação 17 e Equação 18) e Senneset, Sandven e Janbu (1989) (Equação 16), ambas aplicáveis a materiais finos. Ressalta-se que a correlação de Ouyang e Mayne (2019) requer a definição do OCR como variável de entrada. Para sua aplicação, adotou-se OCR igual a 4, valor compatível com o comportamento dilatante identificado nos ensaios CPTu, o qual é tipicamente associado a materiais finos pré-adensados.

Figura 18 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (φ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo C/D.



Fonte: Autora (2026).

No gráfico de φ' x Cota Local, observa-se que os valores estimados pela correlação de Ouyang e Mayne (2019) são, de modo geral, inferiores aos obtidos por Senneset, Sandven e Janbu (1989). Enquanto Senneset, Sandven e Janbu (1989) fornece valores de φ' variando aproximadamente entre 28,0° e 42,0°, a correlação de Ouyang e Mayne (2019) resulta predominantemente em valores compreendidos entre 18,0° e 35,0°. Esse comportamento era esperado e está em consonância com as recomendações da literatura, uma vez que o método Senneset, Sandven e Janbu (1989) foi desenvolvido para materiais finos normalmente adensados ou levemente pré-adensados, sendo geralmente recomendado para solos com ($\text{OCR} < 2,5$). Considerando que, para este estudo, foi adotado ($\text{OCR} = 4$), representativo de um material dilatante e pré-adensado, a correlação de Ouyang e Mayne (2019) tende a fornecer estimativas de ângulo de atrito inferiores que não necessariamente são compatíveis com essa condição.

As diferenças observadas entre os perfis também são influenciadas pelos parâmetros considerados em cada correlação. Senneset, Sandven e Janbu (1989) relacionam de forma mais direta a resistência à penetração do cone e a resposta de poropressão ao ângulo de atrito efetivo. Assim, quanto maior a resistência registrada durante a cravação do cone, maiores tendem a ser os valores estimados de φ' . Por sua vez, Ouyang e Mayne (2019) consideram que nem toda a

resistência medida pelo cone está associada exclusivamente ao atrito entre as partículas do solo. Em materiais pré-adensados, parte dessa resistência adicional pode decorrer do histórico de tensões, que aumenta a rigidez do solo e sua resistência à penetração. Para considerar esse efeito, os autores introduzem uma correção em função do OCR, reduzindo a parcela da resistência atribuída ao pré-adensamento antes da estimativa de ϕ' . Uma vez que o OCR foi adotado como premissa para convergir com o comportamento dilatante do material, tem-se a possibilidade de que o valor real associado ao material seja inferior a este, sendo um material levemente pré-adensado. Tal hipótese corrobora com os valores de B_q positivos associados ao material, visto que para argilas fortemente pré-adensadas, espera-se baixos valores de B_q , ou até mesmo valores negativos.

Adicionalmente, observa-se a ausência de estimativas pela correlação de Senneset, Sandven e Janbu (1989) em determinados trechos do perfil. Essa limitação decorre dos critérios de aplicabilidade do método, restritos a valores de B_q entre 0,1 e 1,0, impossibilitando a obtenção de resultados para dados situados fora desse intervalo.

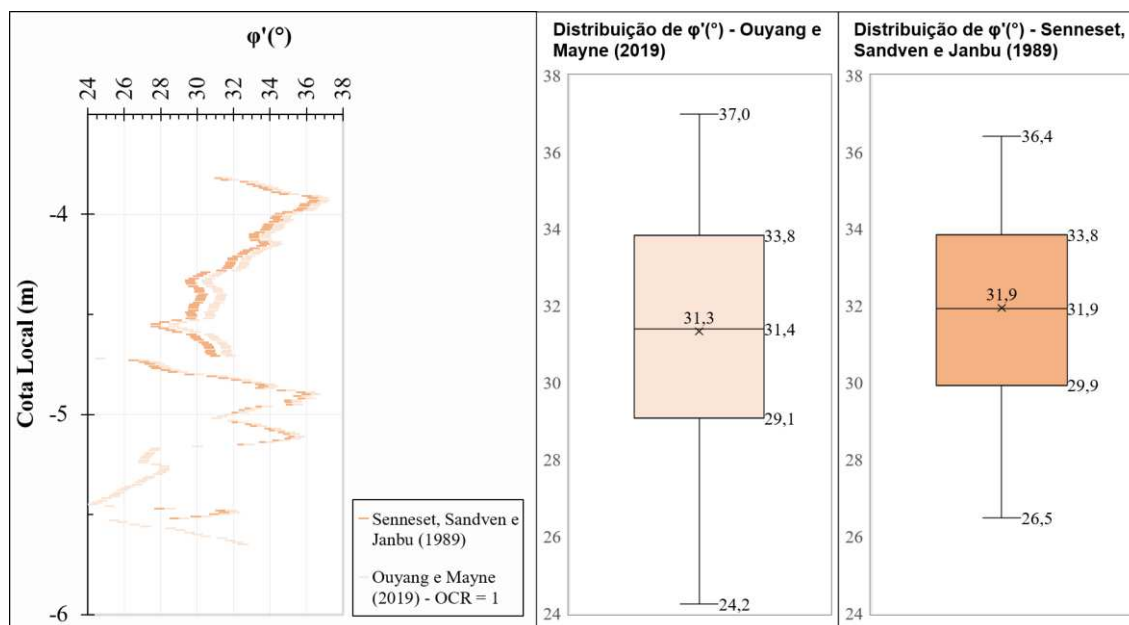
Quanto aos diagramas de caixa, observam-se diferenças significativas entre as estimativas fornecidas pelas duas correlações. A metodologia de Ouyang e Mayne (2019) apresenta média de $23,8^\circ$ e mediana de $23,7^\circ$, enquanto Senneset, Sandven e Janbu (1989) fornece média de $35,0^\circ$ e mediana de $35,5^\circ$, resultando em uma diferença de aproximadamente $11,2^\circ$ entre as médias. Além disso, observa-se que os 50% centrais das estimativas obtidas por Ouyang e Mayne (2019) distribuem-se em uma faixa de $3,9^\circ$ ($21,5^\circ$ – $25,4^\circ$), enquanto para Senneset, Sandven e Janbu (1989) essa faixa é de $4,9^\circ$ ($32,1^\circ$ – $37,0^\circ$), indicando maior dispersão dos resultados nesta última metodologia. Nota-se ainda que a correlação de Ouyang e Mayne (2019) apresenta diversos valores discrepantes superiores, enquanto Senneset, Sandven e Janbu (1989) não apresenta valores discrepantes.

4.3.2 SOLO C/C

A Figura 19 apresenta os perfis de ângulo de atrito estimados para os materiais classificados como Solo C/C, utilizando as correlações propostas por Ouyang e Mayne (2019) (Figura 16 e Equação 18) e Senneset, Sandven e Janbu (1989) (Figura 15), ambas aplicáveis a materiais finos. Ressalta-se que a correlação de Ouyang e Mayne (2019) requer a definição do OCR como variável de entrada. Para sua aplicação, adotou-se OCR igual a 1, valor representativo de uma

condição normalmente adensada, compatível com o comportamento contrátil identificado nos ensaios CPTu.

Figura 19 – Análise comparativa do ângulo de atrito efetivo (φ') em função das correlações empíricas empregadas – Solo C/C



Fonte: Autora (2026).

No gráfico de φ' x Cota Local, verifica-se que as duas metodologias apresentam elevada concordância ao longo de todo o perfil, com diferenças reduzidas entre as estimativas do ângulo de atrito efetivo, que variam aproximadamente entre 24,0° e 37,0°. Essa proximidade decorre das características do material e das premissas adotadas por cada correlação, discutidas anteriormente.

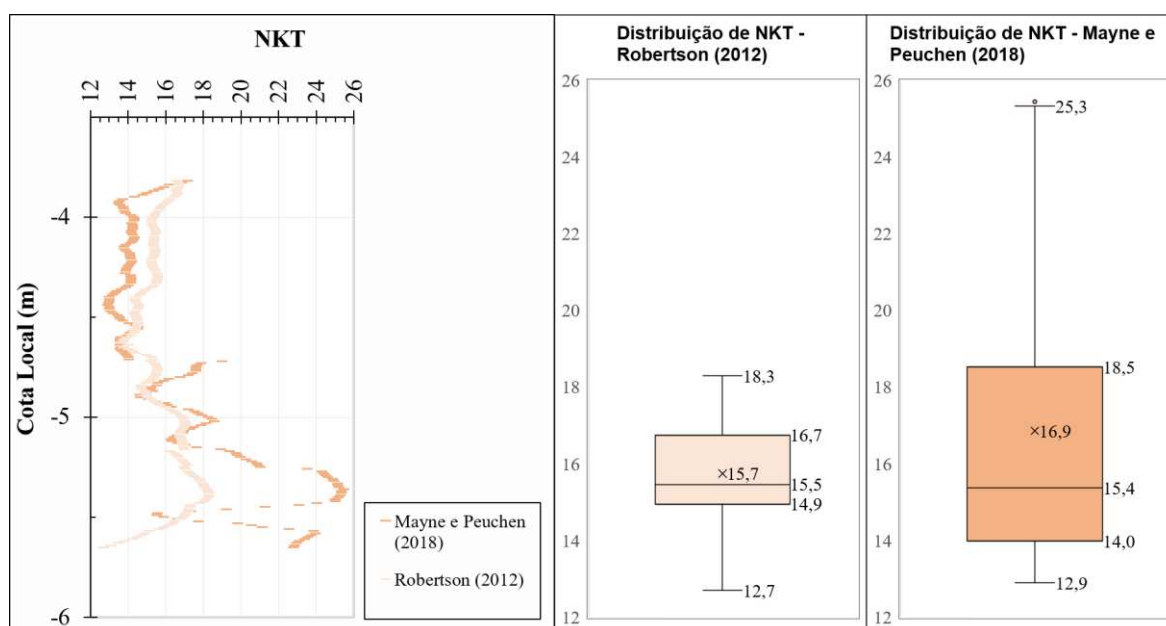
Os autores Senneset, Sandven e Janbu (1989) estimam o ângulo de atrito a partir da resposta do CPTu, utilizando parâmetros relacionados à resistência normalizada e à geração de poropressão durante a penetração do cone. Já a metodologia de Ouyang e Mayne (2019) incorpora uma correção associada ao OCR para considerar a influência do histórico de tensões do solo. Entretanto, como neste caso foi adotado $OCR = 1$, correspondente a um solo normalmente adensado, essa correção praticamente não altera a resistência normalizada utilizada nos cálculos. Em termos matemáticos, o termo OCR^λ torna-se igual a 1, fazendo com que a influência da normalização adicional seja mínima.

Além disso, por se tratar de um solo argiloso contrátil e normalmente adensado ($OCR = 1$), a penetração do cone tende a gerar poropressões positivas, comportamento típico desse tipo de material. Nessas condições, a resistência medida pelo CPTu representa de forma mais direta a resistência ao cisalhamento do solo, reduzindo a influência de correções associadas ao pré-adensamento. Como consequência, as correlações de Senne set, Sandven e Janbu (1989) e de Ouyang e Mayne (2019) resultam em estimativas semelhantes do ângulo de atrito efetivo.

Nos diagramas de caixa, verificam-se diferenças pouco expressivas entre as distribuições obtidas pelas duas correlações. A metodologia de Ouyang e Mayne (2019) apresenta média de $31,3^\circ$ e mediana de $31,4^\circ$, enquanto Senne set, Sandven e Janbu (1989) fornece média e mediana de $31,9^\circ$, indicando estimativas ligeiramente superiores de ângulo de atrito efetivo. Além disso, os 50% centrais dos resultados obtidos por Ouyang e Mayne (2019) distribuem-se em uma faixa de $4,7^\circ$ ($29,1^\circ$ – $33,8^\circ$), enquanto para Senne set, Sandven e Janbu (1989) essa faixa é de $3,9^\circ$ ($29,9^\circ$ – $33,8^\circ$), indicando menor dispersão das estimativas desta última. Observa-se ainda que nenhuma das distribuições apresenta valores discrepantes.

Quanto aos parâmetros não drenados, na Figura 20 é apresentado a distribuição dos valores do fator de cone N_{kt} obtidos pelas correlações propostas por Robertson (2012) e por Mayne e Peuchen (2018), bem como os perfis correspondentes ao longo da profundidade.

Figura 20 – Análise comparativa dos valores de N_{kt} inferidos pelas correlações empíricas de Mayne e Peuchen (2018) e Robertson (2012) – Solo C/C.



Fonte: Autora (2026).

No gráfico de N_{kt} x Cota Local, observa-se que, na porção mais superficial do perfil, a correlação de Robertson (2012) fornece valores ligeiramente superiores aos estimados por Mayne e Peuchen (2018). Entretanto, a partir de aproximadamente -4,80 m, esse comportamento se inverte, passando a correlação de Mayne e Peuchen (2018) a estimar valores mais elevados, com diferenças mais pronunciadas entre as cotas de aproximadamente -5,00 m e -5,70 m.

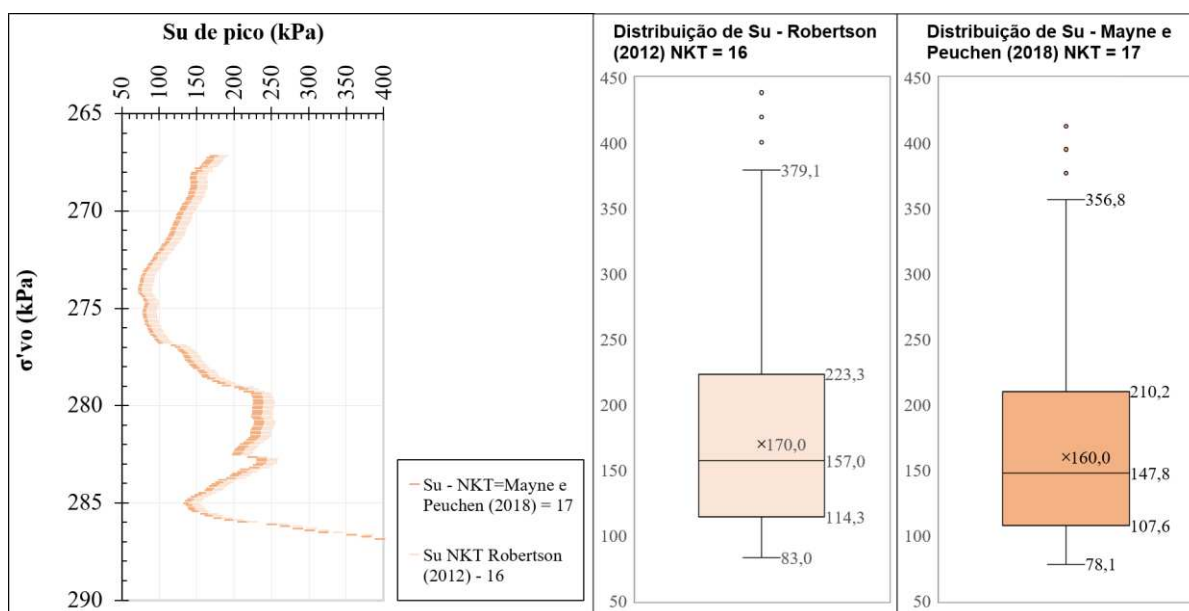
As diferenças observadas entre as metodologias podem ser atribuídas aos parâmetros empregados em suas formulações. A correlação de Robertson (2012) estima N_{kt} a partir da razão de atrito F_r , enquanto Mayne e Peuchen (2018) utiliza o parâmetro de poropressão normalizado B_q . No intervalo correspondente ao Solo C/C na Figura 11, observa-se uma tendência de redução dos valores de B_q , ao passo que os valores de F_r permanecem relativamente mais elevados em relação à porção superficial do perfil. Em função da formulação proposta por Mayne e Peuchen (2018), a redução de B_q implica diminuição do termo $\log(B_q + 0,1)$ e, como esse termo é subtraído na equação, resulta em maiores valores de N_{kt} . Por outro lado, a correlação de Robertson (2012) responde diretamente às variações de F_r , de modo que as diferenças entre as duas metodologias refletem a distinta sensibilidade de cada parâmetro às condições geotécnicas do solo. Dessa forma, a inversão observada entre os valores estimados de N_{kt} pode ser explicada pela resposta distinta das equações às variações de F_r e B_q ao longo do perfil. Além disso, como B_q incorpora a resposta de poropressão durante a penetração do cone, sua variação também reflete efeitos associados ao estado de tensões, ao comportamento volumétrico e às condições de drenagem do solo, o que pode justificar a maior dispersão das estimativas obtidas pela correlação de Mayne e Peuchen (2018).

Quanto aos diagramas de caixa, verificam-se diferenças entre as distribuições obtidas pelas duas correlações. A metodologia de Robertson (2012) apresenta média de 15,7 e mediana de 15,5, enquanto Mayne e Peuchen (2018) fornece média de 16,9 e mediana de 15,4. Embora as medianas sejam bastante próximas, a média mais elevada obtida por Mayne e Peuchen (2018) reflete a ocorrência de valores mais altos de N_{kt} , evidenciada também pelo maior limite superior da distribuição (25,3, frente a 18,3 para Robertson). Além disso, os 50% centrais dos resultados obtidos por Robertson (2012) distribuem-se em uma faixa de 1,8 (14,9–16,7), enquanto para Mayne e Peuchen (2018) essa faixa é de 4,5 (14,0–18,5), indicando maior variabilidade das estimativas desta última correlação. Observa-se, ainda, a presença de um valor discrepante na

distribuição de Mayne e Peuchen (2018), enquanto a distribuição de Robertson (2012) não apresenta valores discrepantes.

Para a estimativa da resistência não drenada, foram adotados os valores médios de N_{kt} obtidos pelas correlações de Robertson (2012) e de Mayne e Peuchen (2018), os quais foram arredondados para o inteiro superior mais próximo antes da aplicação das respectivas correlações. Os perfis de S_u de pico calculados são apresentados na Figura 21.

Figura 21 – Análise comparativa da resistência S_u de pico em função das correlações empíricas com N_{kt} médio – Solo C/C.



Fonte: Autora (2026).

No gráfico de S_u de pico x σ'_{v0} , observa-se que ambas as correlações produziram perfis de resistência não drenada muito semelhantes ao longo de todo o intervalo analisado, indicando reduzida influência da metodologia adotada. Embora as diferenças sejam pouco expressivas, o perfil com aplicação do N_{kt} de Robertson (2012) resultou em valores ligeiramente superiores aos obtidos com aplicação do N_{kt} de Mayne e Peuchen (2018), resultado compatível com o menor valor de N_{kt} utilizado, visto que a resistência não drenada é inversamente proporcional a esse parâmetro. De forma geral, os valores de S_u de pico variam predominantemente entre 80,0 kPa e 380,0 kPa, evidenciando a elevada resistência do material.

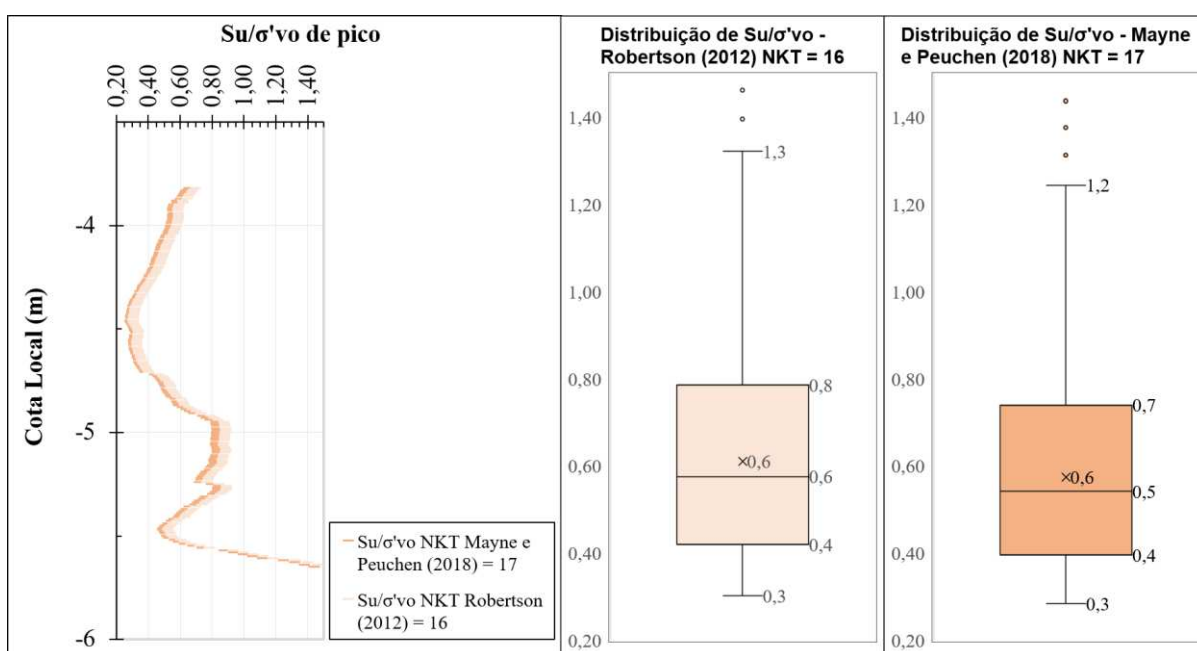
Quanto aos diagramas de caixa, observam-se pequenas diferenças entre as estimativas fornecidas pelas duas correlações. A metodologia de Robertson (2012) apresenta média de 170,0 kPa e mediana de 157,0 kPa, enquanto Mayne e Peuchen (2018) fornece média de 160,0

kPa e mediana de 147,8 kPa, resultando em uma diferença de apenas 9,2 kPa entre as medianas. Além disso, os 50% centrais das estimativas obtidas por Robertson (2012) distribuem-se em uma faixa de 109,0 kPa (114,3–223,3 kPa), enquanto para Mayne e Peuchen (2018) essa faixa é de 102,6 kPa (107,6–210,2 kPa), evidenciando pequenas diferenças na dispersão dos resultados entre as metodologias. Ambas as correlações apresentam valores discrepantes superiores, os quais são ligeiramente mais elevados para Robertson (2012).

Em contraste com o observado para o Solo S/C, os perfis de S_u de pico não apresentam uma tendência clara de aumento proporcional à tensão efetiva vertical. Apesar de ser possível identificar um aumento geral da resistência com a profundidade, os resultados exibem oscilações locais marcantes, caracterizadas por sucessivos aumentos e reduções dos valores estimados. Esse comportamento sugere que a resposta do material não é controlada exclusivamente pelo aumento das tensões efetivas, mas também por variações das características geotécnicas ao longo do depósito.

Para investigar essa influência, foi analisado o perfil normalizado $S_u(pico)/\sigma'_{v0}$ apresentado na Figura 22.

Figura 22 – Análise comparativa da razão de resistência $S_u(pico)/\sigma'_{v0}$ em função das correlações empíricas empregadas com N_{kt} médio – Solo C/C.



Fonte: Autora (2026).

No gráfico de $S_u(pico)/\sigma'_{v0}$ x Cota Local, observa-se que as duas correlações apresentam perfis praticamente sobrepostos ao longo de toda a profundidade analisada, indicando elevada concordância entre as estimativas obtidas. Os valores normalizados oscilam aproximadamente entre 0,3 e 1,4 para ambas as metodologias, valores significativamente superiores aos esperados para uma argila normalmente adensada. Diferentemente do comportamento verificado para o Solo S/C, não se observa uma razão de resistência aproximadamente constante, mas sim sucessivos trechos de aumento e redução dos valores normalizados.

Caso o aumento de $S_u(pico)$ fosse controlado predominantemente pelo nível de confinamento, seria esperado um comportamento mais uniforme da razão $S_u(pico)/\sigma'_{v0}$. A variabilidade observada indica que outros fatores também influenciam essa relação. Como os materiais analisados pertencem a um ambiente sedimentar, caracterizado por intercalações entre depósitos de diferentes características, parte dessa variabilidade pode estar associada à heterogeneidade deposicional, às variações de plasticidade, ao teor de finos e às mudanças locais da estrutura do solo. Essas características podem influenciar a resposta do material e, conseqüentemente, a aplicabilidade de correlações empíricas originalmente desenvolvidas para materiais predominantemente argilosos.

Quanto aos diagramas de caixa, observa-se boa concordância entre as estimativas fornecidas pelas duas correlações. A metodologia de Robertson (2012) apresenta média e mediana de 0,6, enquanto Mayne e Peuchen (2018) fornece média de 0,6 e mediana de 0,5, resultando em uma diferença de aproximadamente 0,1 entre as medianas. Além disso, observa-se que os 50% centrais das estimativas obtidas por Robertson (2012) distribuem-se em uma faixa de 0,4 (0,4–0,8), enquanto para Mayne e Peuchen (2018) essa faixa é de 0,3 (0,4–0,7), indicando dispersão semelhante entre as metodologias, embora ligeiramente superior para Robertson (2012). Ressalta-se ainda que ambas as correlações apresentam valores discrepantes superiores.

A Tabela 9 reúne as estimativas dos parâmetros geotécnicos para os materiais de comportamento argiloso, obtidas pelas correlações empíricas avaliadas.

Tabela 9 – Consolidação das estimativas dos parâmetros geotécnicos para solos de comportamento argiloso (C/D e C/C).

Solo	Valor	Parâmetros Estimados			
		Efetivos - ϕ'		Não Drenados - Su (pico) / σ'_{v0}	
		Ouyang e Mayne (2019)	Senneset, Sandven e Janbu (1989)	NKT de Robertson (2012)	NTK de Mayne e Peuchen (2018)
C/D	Mínimo	18,0	28,0	-	-
	Média	23,8	35,0	-	-
	Máximo	31,3	42,1	-	-
C/C	Mínimo	24,2	26,5	0,3	0,3
	Média	31,3	31,9	0,6	0,6
	Máximo	37,0	36,4	1,3	1,2

Fonte: Autora (2026).

5 CONCLUSÕES

Para os materiais arenosos (Solo S/D e S/C), as correlações de Robertson e Campanella (1983) e Kulhawy e Mayne (1990) apresentaram boa concordância na estimativa do ângulo de atrito efetivo, com diferenças concentradas nas camadas superficiais em função da forma como cada metodologia considera o efeito das tensões. No Solo S/C, as correlações de Sadrekarimi (2014) e Olson e Stark (2003) também forneceram estimativas consistentes da resistência não drenada, embora Olson e Stark (2003) tenham produzido valores ligeiramente superiores, diferença atribuída principalmente às distintas calibrações empíricas adotadas por cada metodologia, bem como aos respectivos limites de aplicabilidade. Além disso, observou-se que o aumento da resistência não drenada acompanhou proporcionalmente o incremento das tensões efetivas verticais.

Nos materiais argilosos, o efeito do histórico de tensões mostrou-se determinante. Para o Solo C/D, Ouyang e Mayne (2019), por considerarem explicitamente o OCR, forneceram estimativas mais conservadoras, enquanto Senneset, Sandven e Janbu (1989) resultaram em valores mais elevados de ângulo de atrito. Já para o Solo C/C, ambas as metodologias apresentaram resultados semelhantes. Como foi adotado OCR igual a 1, a influência do histórico de tensões torna-se reduzida, uma vez que o material não apresenta pré-adensamento, justificando a proximidade entre as estimativas. Na determinação do N_{kt} , Robertson (2012) e Mayne e Peuchen (2018) produziram perfis distintos em razão da utilização de parâmetros diferentes. Enquanto Robertson (2012) baseia-se no F_r , Mayne e Peuchen (2018) utilizam o parâmetro de poropressão B_q , tornando-se mais sensível às variações de poropressão ao longo do perfil. Como consequência, Mayne e Peuchen (2018) apresentaram valores médios de N_{kt} mais elevados e, portanto, estimativas ligeiramente inferiores de S_u . Ademais, diferentemente do observado para o Solo S/C, não foi identificada uma relação proporcional entre o aumento da resistência não drenada e o incremento das tensões efetivas verticais. A variabilidade da razão $S_u(\text{pico})/\sigma'_{v0}$ ao longo do perfil indica que o comportamento do material também é influenciado por características geotécnicas locais, sugerindo que a aplicabilidade da metodologia, que foi formulada para solos puramente argilosos, pode ser limitada a esse contexto.

Sob o ponto de vista da prática geotécnica, para os solos arenosos na condição drenada (Solo S/D e S/C), a correlação de Kulhawy e Mayne (1990) mostrou-se a mais consistente, uma vez que utiliza o parâmetro normalizado Q_{tn} , incorporando a influência do estado de tensões e

apresentando menor dispersão estatística. Para a estimativa da resistência não drenada do Solo S/C, Sadrekarimi (2014) mostrou-se mais adequada, por apresentar menor dispersão estatística, maior intervalo de aplicabilidade em relação aos valores de q_{c1} e estimativas ligeiramente mais conservadoras.

Para os materiais argilosos dilatantes (Solo C/D), a correlação de Ouyang e Mayne (2019) apresentou, neste estudo, estimativas de φ' mais conservadoras do que o método NTH de Sennehet, Sandven e Janbu (1989). Contudo, esses resultados devem ser interpretados com cautela, uma vez que sua formulação depende da adoção de parâmetros como o OCR e o expoente λ , conferindo maior caráter empírico às estimativas obtidas. Já para os materiais argilosos contráteis (Solo C/C), Ouyang e Mayne (2019) e Sennehet, Sandven e Janbu (1989) apresentaram boa concordância, indicando que ambas são adequadas para materiais normalmente adensados ($OCR = 1$). Nesse caso, embora a correlação de Ouyang e Mayne (2019) tenha apresentado estimativas de φ' ligeiramente mais conservadoras, recomenda-se a utilização da correlação de Sennehet, Sandven e Janbu (1989), por apresentar uma formulação mais direta e menor dependência de parâmetros adotados, reduzindo as incertezas associadas às estimativas. Quanto à determinação da resistência não drenada, apesar de Robertson (2012) apresentar menor dispersão, Mayne e Peuchen (2018), fornecem valores médios mais elevados de N_{kt} , resultando em estimativas mais conservadoras de resistência não drenada. Além disso, por utilizar o parâmetro B_q , mostra-se mais sensível às variações de poropressão, sendo mais indicada quando se dispõe de medições confiáveis desse parâmetro.

Em síntese, os resultados demonstram que, embora as diferentes correlações apresentem, em muitos casos, tendências semelhantes, as diferenças observadas refletem as hipóteses e os parâmetros considerados em suas formulações. Dessa forma, a seleção da correlação mais adequada deve considerar o comportamento geotécnico do material, as condições de drenagem, o histórico de tensões do depósito e o objetivo da análise. Por se tratar de metodologias empíricas desenvolvidas a partir de bancos de dados específicos, sua aplicação em diferentes contextos geológico-geotécnicos requer uma avaliação crítica. Assim, a obtenção de parâmetros geotécnicos confiáveis depende não apenas da escolha da correlação, mas também da capacidade do engenheiro de interpretar criticamente os resultados e confrontá-los, sempre que possível, com ensaios laboratoriais, retroanálises e demais informações disponíveis.

5.1 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nas limitações identificadas ao longo deste estudo e nos resultados obtidos, recomenda-se que trabalhos futuros contemplem os seguintes aspectos:

- Validação experimental das correlações empíricas: realizar ensaios laboratoriais de resistência ao cisalhamento, como ensaios triaxiais e de cisalhamento direto, visando comparar os parâmetros estimados por meio das correlações empíricas com valores medidos experimentalmente. Essa etapa permitirá avaliar a representatividade das metodologias para as condições específicas do depósito estudado e fornecer maior confiabilidade à seleção das correlações.
- Calibração local das metodologias: desenvolver fatores de ajuste ou calibrações específicas para os materiais investigados, utilizando conjuntamente resultados de CPTu e ensaios laboratoriais. Essa abordagem pode reduzir as incertezas inerentes às correlações empíricas, uma vez que estas foram desenvolvidas a partir de bancos de dados obtidos em diferentes condições geológicas e geotécnicas.
- Ampliação da base de dados: aplicar as metodologias em um número maior de ensaios CPTu, contemplando diferentes depósitos, materiais e condições geológico-geotécnicas, de modo a avaliar a consistência das correlações em cenários distintos e ampliar a representatividade estatística das análises.
- Análise de sensibilidade dos parâmetros de entrada: investigar a influência de parâmetros como OCR, N_{kt} , B_q , Q_{tn} , q_{c1} e demais variáveis empregadas nas formulações, quantificando o impacto de suas incertezas sobre os parâmetros de resistência estimados e identificando quais exercem maior influência nos resultados.
- Avaliação de diferentes critérios de classificação dos solos: investigar a influência de outras metodologias de classificação comportamental na seleção das correlações empíricas, verificando como diferentes critérios podem alterar as estimativas dos parâmetros geotécnicos.

REFERÊNCIAS

- AMARAL, D. G.; ZORZAN, L. G.; CAMPOS, M. R. **Definição de parâmetros não drenados de rejeito de minério de ferro de uma barragem alteada a montante: aspectos práticos e teóricos.** In: SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 34., 2023, Foz do Iguaçu. Anais [...]. Disponível em: <https://cbdb-web-uploads.s3.amazonaws.com/system/uploads/ckeditor/attachments/1417/103_-_Defini%C3%A7%C3%A3o_de_par%C3%A2metros_n%C3%A3o_drenados_de_rejeito_-_Final.pdf>. Acesso em: 29 jun. 2026.
- ARAÚJO, F. R. V. *et al.* **Determinação de resistência não drenada a partir de ensaios de campo e de laboratório.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 21., 2024, Balneário Camboriú. Anais [...]. <<https://2024.cobramseg.com.br/evento/cobramseg2024/trabalhosaprovados/naintegra/442>>. Acesso em: 13 mar. 2026.
- CAMPOS, T. M. P. D.; MOTTA, M. F. B. **Resistência ao cisalhamento de solos não saturados.** In: COMISSÃO TÉCNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS (org.). *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 2. ed. São Paulo: ABMS, 2023. cap. 19, p. 623-653. DOI: 10.4322/978-65-992098-3-3.cap19.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 6ª edição. ed. Rio de Janeiro: LTC – Livros Técnicos e Científicos, 1988
- CLEMENTE, C. W. **Determinação da resistência não drenada através do método do cone em solos marinhos – análise, conceito e diretrizes.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2018. Disponível em: <<https://acervodigital.ufpr.br/xmlui/handle/1884/58924>>. Acesso em: 13 mar. 2026.
- DELTA GEO. **Ensaio de cone Penetration Test Undrained (CPTU).** Disponível em: <<https://www.deltageo.com.br/servico/ensaio-de-cone-penetration-test-undrained-cptu/>>. Acesso em: 10 abr. 2026.
- FELTZ, K. R. M. **Análise da variação da resistência não drenada em depósitos de rejeitos de mineração de bauxita através de ensaios de palheta e CPTu.** 2022. Trabalho de

Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura) – Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2022. Disponível em: <<https://repositorio.ufsc.br/handle/123456789/233138>> Acesso em: 13 mar. 2026.

GIL, A. C. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 7. ed. São Paulo: Atlas, 2022.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Palo Alto, CA: Electric Power Research Institute (EPRI), 1990. (EPRI EL-6800; Project 1493-6, Final Report).

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.

LEGION DRILLING. **Cone Penetration Testing (CPT/CPTu)**. Disponível em: <<https://www.legiondrilling.com.au/cone-penetration-test-piezocone-cpt-cptu>>. Acesso em: 10 abr. 2026.

LUNNE, T.; ROBERTSON, P. K.; POWELL, J. J. M. **Cone penetration testing in geotechnical practice**. London: Blackie Academic & Professional, 1997. Disponível em: <<https://www.taylorfrancis.com/books/mono/10.1201/9781482295047/cone-penetration-testing-geotechnical-practice-lunne-powell-robertson>>. Acesso em: 13 mar. 2026.

MAYNE, P. W.; CARGILL, E.; GREIG, J. **The cone penetration test: better information, better decisions – a CPT design parameter manual**. 1. ed. Richmond, BC: ConeTec Group, 2023. Disponível em: <www.conetec.com>. Acesso em: 13 abr. 2026.

MAYNE, P. W.; PEUCHEN, J. Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strength of clays. **4th International Symposium on Cone Penetration Testing**, Delft, 2018.

OLSON, S. M.; STARK, T. D. Yield Strength Ratio and Liquefaction Analysis of Slopes and Embankments. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 129, n. 8, p. 727–737, ago. 2003. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:8(727).

OUYANG, Z.; MAYNE, P. W. **Calibrating NTH method for ϕ' in clayey soils using centrifuge CPTu**. In: 4TH INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON CONE PENETRATION TESTING (CPT'18), 2018, Delft. Proceedings. Delft, 2018.

OUYANG, Z.; MAYNE, P. W. Modified NTH Method for Assessing Effective Friction Angle of Normally Consolidated and Overconsolidated Clays from Piezocone Tests. **Journal of**

Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Reston, v. 145, n. 10, p. 04019067, 2019. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002112.

PINTO, C. D. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª Edição. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, G. H. D. S. **Proposta de modelos de predição da resistência não drenada de rejeitos de bauxita**. 2023. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mineral) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2023. Disponível em: <<https://www.repositorio.ufop.br/items/b5dc0fbe-9b68-42e9-aa13-83d761cedbba>>. Acesso em: 13 mar. 2026.

REIS, G. A. D. F. **Caracterização geotécnica por ensaio de campo e análise de estabilidade: estudo de caso de uma barragem de rejeitos de bauxita**. 2022. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2022. Disponível em: < <https://monografias.ufop.br/handle/35400000/4693>>. Acesso em: 13 mar. 2026.

RIGATTO, I.B. **Comparação de metodologias para estimativa da resistência não drenada de um solo tropical silto argiloso a partir de ensaios CPTu**. 2023. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2023. Disponível em: <<https://www.repositorio.ufop.br/items/b0fd7d4a-2289-4ce4-815d-8cc3f1725da0>>. Acesso em: 13 mar. 2026.

ROBERTSON, P. K. Cone Penetration Test (CPT) - based soil behavior type (SBT) classification system - an update. **Canadian Geotechnical Journal**, 2016.1910-1927.

ROBERTSON, P. K. CPT-DMT Correlations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 11, p. 1762-1771, Novembro 2009. ISSN 10.1061/1943-5606.0000119.

ROBERTSON, P. K. Soil classification using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 27, n. 1, p. 151-158, 1990.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. **Guide to Cone Penetration Testing**. 7. ed. Gregg Drilling LLC, 2022. Disponível em: <<https://www.cpt-robertson.com/PublicationsPDF/CPT-Guide-7th-2024.pdf>> Acesso em: 13 mar. 2026.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetration tests. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 20, n. 4, 1983.

ROBERTSON, P. K.; WRIDE, C. E. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 35, n. 3, p. 442-459, 1998.

RODRIGUES, J. L. D. M. **Investigação geotécnica com penetrômetro leve de energia variável PANDA 2 no campo experimental da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da UFG**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2018. Disponível em: <
https://files.cercomp.ufg.br/weby/up/140/o/INVESTIGA%C3%87%C3%83O_GEOT%C3%89CNICA_COM_PENETR%C3%94METRO_LEVE_DE_ENERGIA_VARI%C3%81VEL_PANDA_2_NO_CAMPO_EXPERIMENTAL_DA_ESCOLA_DE_ENGENHAR.pdf: Acesso em: 13 mar. 2026.

SADREKARIMI, A. Effect of the mode of shear on static liquefaction analysis. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 140, n. 11, 2014. Doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001182.

SANTOS JÚNIOR, J. I. D. et al. **Análise comparativa dos valores de resistência não drenada de argilas brasileiras obtidos por correlações empíricas e ensaios de palheta**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2020/2022, Campinas. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 2020/2022. Disponível em: <https://proceedings.science/cobramseg/cobramseg-2022/trabalhos/analise-comparativa-dos-valores-de-resistencia-nao-drenada-de-argilas-brasileira?lang=pt-br>. Acesso em: 13 mar. 2026.

SANTOS JUNIOR, M. P. D.; RIGATTO, I. B.; PINTO, G. H. D. S. **Caracterização da resistência não drenada de um solo residual argiloso por meio de ensaios de campo e laboratório**. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 20., 2020/2022, Campinas. Anais [...]. São Paulo: ABMS, 2020/2022. Disponível em: <https://proceedings.science/cobramseg/cobramseg-2022/trabalhos/caracterizacao-da-resistencia-nao-drenada-de-um-solo-residual-argiloso-por-meio?lang=pt-br>. Acesso em: 13 mar. 2026.

SANTOS, JÚNIOR M. P. D. **Avaliação da susceptibilidade à liquefação estática de um rejeito silto-arenoso com base em ensaio CPTu**. 2021. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2021. Disponível em: <<https://www.repositorio.ufop.br/items/a4fa7b21-31e6-4c5a-96ae-34774c7a07b7>>. Acesso em: 13 mar. 2026.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics: the main tests**. 1. ed. Abingdon, Oxon: Taylor & Francis, 2009

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SENNESET, K.; SANDVEN, R.; JANBU, N. **Evaluation of soil parameters from piezocone tests**. Transportation Research Record, Washington, D.C.: Transportation Research Board, n. 1235, p. 24–37, 1989.

SOSNOSKI, J. **Interpretação de ensaios de CPTU e DMT em solos com permeabilidade intermediária**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016. Disponível em: <<https://lume.ufrgs.br/handle/10183/156352>>. Acesso em: 13 mar. 2026.