

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo
experimental de Araquari**

Laura Vanessa Araque Lavallo

Porto Alegre
2017

LAURA VANESSA ARAQUE LAVALLE

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-CONCRETO DAS
ESTACAS ESCAVADAS DO CAMPO EXPERIMENTAL DE
ARAQUARI**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Porto Alegre

2017

CIP - Catalogação na Publicação

Araque Lavallo, Laura Vanessa

Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari / Laura Vanessa Araque Lavallo. -- 2017.
148 f.

Orientador: Fernando Schnaid.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2017.

1. Caracterização geotécnica. 2. Ensaios de laboratório. 3. Campo experimental. 4. Provas de carga. 5. Perfil arenoso. I. Schnaid, Fernando , orient. II. Título.

LAURA VANESSA ARAQUE LAVALLE

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-CONCRETO DAS
ESTACAS ESCAVADAS DO CAMPO EXPERIMENTAL DE
ARAQUARI**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 2017

Prof. Fernando Schnaid

Ph. D. pela Oxford University, Reino Unido
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso

Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Fernando Antônio Medeiros Marinho/USP

Ph. D. pela University of London, Inglaterra.

Prof. Edgar Odebrecht/ UDESC

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Lucas Festugato/UFRGS

Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

À minha mãe e meu pai pelo apoio em todos meus
projetos e sonhos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao governo brasileiro por oportunizar a estudantes estrangeiros o ingresso em programas de pós-graduação, o que me permitiu melhorar meus conhecimentos na área da engenharia a qual me gera muita paixão.

Ao professor Ph. D. Fernando, orientador deste trabalho, pela ajuda para a solução de inconvenientes ocorridos durante o desenvolvimento da pesquisa, o conhecimento transmitido e as sugestões que permitiram a conclusão do projeto.

À equipe do laboratório LEGG, pelo apoio constante, especialmente ao Jorge, Alejandro e Sérgio, sem vocês não teria conseguido realizar os ensaios. Aos auxiliares de pesquisa João, André e Rafael pela ajuda constante durante os ensaios e ao laboratorista João Diniz pela solução dos percalços que surgiram no caminho. À Helena pela ajuda nos ensaios e especialmente pela nossa amizade.

Ao professor Lucas Festugato, pela ajuda infinita, a motivação para continuar apesar das dificuldades, a resolução de dúvidas e o acompanhamento durante os ensaios.

À Universidade de Passo Fundo que forneceram as ferramentas necessárias para realização dos ensaios de laboratório.

Ao professor Ari Roisenberg, pelos conhecimentos transmitidos, na área da geologia que complementaram e colaboraram para a interpretação dos resultados de laboratório.

A Gracieli por sanar as dúvidas e contribuir com sugestões durante a pesquisa.

Amigos do mestrado que sempre estarão presentes, Camila, Jessica, Arthur e Adrian.

Amigos que fizeram minha estada em Porto Alegre bem mais divertida, Ana, Sergio, Luísa, Manuel, Hemilly e Alexia.

Aos amigos da Colômbia pelo apoio constante, Jennifer, Milena, Valeria, Alejandra e Tatiana.

Ao Diego pela ajuda infinita e apoio nos momentos mais estressantes.

A todas as pessoas que contribuíram e auxiliaram de alguma forma para que este trabalho fosse concluído com sucesso.

Em especial a minha mãe e meu pai, por serem o motor da minha vida e me ensinaram a tonar todos os meus sonhos realidade.

A Pyetra e Nordia por sua ajuda infinita, ainda assim quando nem falava português.

Agradeço, á CAPES e ao CNPq a concessão da bolsa de mestrado.

Conheça todas as teorias, domine todas técnicas, mas ao tocar uma alma humana, seja apenas outra alma humana.

Carl G. Jung

RESUMO

Procurando diminuir as incertezas a respeito do comportamento de estacas em perfis arenosos, desenvolveu-se um campo experimental localizado em Araquari-SC, conduzido pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, no qual foram executados (a) ensaios de campo para definir as condições geotécnicas do solo, (b) estacas escavadas e hélice contínua e (c) provas de carga estática nos elementos estruturais. O presente trabalho tem como objetivo estudar as variáveis que intervêm no mecanismo de transferência de carga ao solo. Mediante ensaios de laboratório, caracterizou-se o solo presente no campo experimental, definiram-se os parâmetros de resistência, mineralogia, forma, distribuição e tamanho das partículas, para serem usadas na retro análise do coeficiente de pressão de solo (k_s) das provas de carga. Para esta finalidade foram analisados os resultados medidos em estacas escavadas executadas com bentonita e polímero. A retro análise foi realizada através do método beta (β), abordagem que permite a obtenção da capacidade lateral das estacas construídas em perfis arenosos, baseado nas tensões verticais, no coeficiente de pressão de solo e no ângulo de atrito da interface solo-estaca. Devido à interação entre as partículas do solo e concreto da estaca, estas são mobilizadas a elevados níveis de deformações, o ângulo de atrito da interface é considerado próximo ao ângulo de atrito no estado crítico da areia. O solo presente no campo experimental corresponde a areia fina com lentes de silte. Assim, os parâmetros de resistência definidos foram o ângulo de atrito no estado crítico e de pico com valores de $33,0^\circ$ e $33,4^\circ$ respectivamente. O ângulo no estado crítico foi utilizado na retro análise das provas de carga e como resultado foi obtido o k_s , para posteriormente ser comparado ao coeficiente de empuxo no repouso (k_0). Os resultados mostraram que com a profundidade o valor k_s aproxima-se ao valor de k_0 , apresentando uma relação de k_s/k_0 próxima a unidade. Conclui-se que, o mecanismo de transferência de carga entre o solo e a estaca pode ser avaliado em função das tensões iniciais do depósito, expressas a partir de k_0 estimado com base nos ensaios de laboratório.

Palavras-chave

Areia, estado crítico, método beta, provas de carga, coeficiente de pressão de solo, coeficiente de empuxo no repouso

ABSTRACT

In order to reduce the uncertainties regarding the behavior of piles in sandy profiles, an experimental field was developed by the Federal University of Rio Grande do Sul in Araquari-SC, where were executed (a) field tests to define soil geotechnical conditions, (b) bored and continuous flight auger piles and (c) static load tests on the structural elements. The aim of this research was to study the variables that intervene in the soil load transfer mechanism. The soil at the experimental field was characterized by laboratory tests, and parameters of resistance, mineralogy, particle shape, distribution and size were obtained for use in the back analysis of the soil pressure coefficient (k_s) of the load tests. For this purpose, were analyzed the results measured on bored piles executed with bentonite and polymer. The back analysis was made using the beta method (β), which allows to estimate the lateral capacity of the piles constructed in sandy profiles, based on vertical stresses, soil pressure coefficient and friction angle of the soil-pile interface. Due to the interaction between the soil particles and the pile concrete, the first are mobilized at high deformation levels, the friction angle of the interface is considered close to the friction angle in the sand critical state. The soil present in the experimental field corresponds to fine sand with silt lenses. Thus, the resistance parameters defined were the critical state and peak friction angle with values of 33.0° and 33.4° respectively. The critical state angle was used in the back analysis of the load tests, and as a result the k_s was obtained, to be subsequently compared to the at rest lateral earth pressure coefficient (k_0). The results showed that, with depth, the value k_s approaches the value of k_0 , with a relation of k_s / k_0 close to unity. It is concluded that the load transfer mechanism between the soil and the pile can be evaluated as a function of the initial stresses of the deposit, expressed from an estimated k_0 based on the laboratory tests.

Key words

Sand, critical state, beta method, load tests, soil pressure coefficient, at rest lateral earth pressure coefficient

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	JUSTIFICATIVA	21
1.2	OBJETIVO GERAL	22
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	22
1.4	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	22
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	ESTUDOS PRÉVIOS	24
2.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	27
2.2.1	<i>Caracterização básica</i>	27
2.2.2	<i>Comportamento tensão-deformação (ensaio triaxial)</i>	28
2.2.2.1	Teoria de estado crítico	29
2.2.3	<i>Mineralogia e microestrutura</i>	32
2.2.3.1	Microscopia eletrônica de varredura (MEV)	32
2.2.3.2	Difração de raios-X	36
2.3	INTRODUÇÃO AS FUNDAÇÕES PROFUNDAS	38
2.3.1	<i>Classificação das estacas</i>	38
2.3.1.1	Estacas de deslocamento	39
2.3.1.2	Estacas sem deslocamentos	40
2.3.2	<i>Estacas escavadas com uso de fluido estabilizante</i>	40
2.3.2.1	Lama bentonítica	41
2.3.2.2	Polímero sintético	42
2.4	CAPACIDADE DE CARGA AXIAL ÚLTIMA	43
2.4.1	<i>Capacidade de carga axial última em areias</i>	46
2.4.1.1	Resistência de carga por ponta	46
2.4.1.2	Resistência de carga lateral	49
2.5	PROVAS DE CARGA ESTÁTICA	56
3	CAMPO EXPERIMENTAL ARAQUARI	62
3.1	LOCALIZAÇÃO	62
3.2	GEOLOGIA LOCAL	63
3.3	INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	64
3.4	PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS	69
3.4.1	<i>Descrição das estacas executadas</i>	70
3.4.2	<i>Instrumentação</i>	71
3.4.3	<i>Apresentação curvas carga-deslocamento</i>	72
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	74
4.1	MATERIAIS	74
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	74

4.3	METODOLOGIAS DAS INVESTIGAÇÕES	75
4.3.1	<i>Caracterização dos grãos</i>	75
4.3.1.1	Massa específica real dos grãos.....	75
4.3.1.2	Índice de vazios mínimo e máximo.....	75
4.3.1.3	Granulometria por peneiramento e sedimentação	75
4.3.1.4	Granulometria a laser.....	75
4.3.1.5	Limites de Atterberg.....	76
4.3.2	<i>Microscopia eletrônica de varredura (MEV)</i>	76
4.3.3	<i>Difração de raios-X</i>	77
4.3.4	<i>Ensaio triaxial</i>	80
4.3.4.1	Corpo de prova	83
5	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	86
5.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	86
5.1.1	<i>Propriedades físicas dos grãos</i>	86
5.1.1.1	Granulometrias	86
5.1.1.2	Índice de vazios mínimo e máximo.....	90
5.1.1.3	Massa específica real dos grãos.....	91
5.1.1.4	Limites de Atterberg.....	91
5.1.2	<i>Microscopia eletrônica de varredura (MEV)</i>	93
5.1.3	<i>Difração de raios – X</i>	101
5.2	PERFIL ESTRATIGRÁFICO	105
6	ENSAIOS TRIAXIAIS	110
6.1	DEFINIÇÕES E NOTAÇÕES BÁSICAS.....	110
6.2	COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO.....	111
6.3	ANÁLISE ÂNGULO DE ATRITO NO ESTADO CRÍTICO.....	122
7	PREVISÃO DA RESISTÊNCIA DE CARGA LATERAL.....	129
8	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	136
8.1	CONCLUSÕES.....	136
8.1.1	<i>Com relação aos ensaios de laboratório</i>	136
8.1.2	<i>Com relação ao mecanismo de transferência de carga</i>	137
8.2	RECOMENDAÇÕES.....	138

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. (a) Distribuição das cargas residuais antes da prova de carga. (b) Distribuição da capacidade de carga axial última omitindo os efeitos das cargas residuais. (c) Distribuição da capacidade de carga axial última numa prova de carga estática. (Fellenius, 1995)	26
Figura 2.2. Equipamento triaxial - esquematização (Powrie, 2004)	28
Figura 2.3. Resultados idealizados de ensaios de cisalhamento direto, efetuados com diferentes tensões normais efetivas sob 4 corpos de prova com a mesma relação de vazios inicial (Powrie, 2014).	30
Figura 2.4. Representação da Linha Isotrópica de Compressão e Linha do Estado crítico. (Wood, 1990).....	31
Figura 2.5. Esquema componentes básicos do MEV (Adaptação Goldstein, 2007).....	34
Figura 2.6. Esquema aplicação de feixe de elétrons para a difração de raios-X (Projeto saber ciência, 2016).....	37
Figura 2.7. Classificação de estacas pelo mecanismo de transferência de carga (a) estacas de ponta (b) estacas por atrito. (Abebe, 2009)	39
Figura 2.8. Esquema sistema de carga nas estacas.	45
Figura 2.9. Figuras de ruptura das diversas soluções teóricas. (a) Terzaghi (b) Meyerhof (c) Berezantzev (d) Vesic.....	48
Figura 2.10. Variação de N_q com o ângulo de atrito de pico (Berezantzev et al. 1961).....	49
Figura 2.11. Resistência por atrito lateral em solos arenosos. (Braja, 1999)	50
Figura 2.12. Definição de rugosidade máxima R_t e rugosidade relativa R_n . (Fioravante, 2002)	51
Figura 2.13. Valores de β calculados a partir de provas de carga efetuadas em perfis arenosos e com presença de pedregulho. (Rollins, 2005).....	52
Figura 2.14. Variação da relação de tensões a partir da densidade relativa, para estacas com e sem deslocamentos. (Kraft, 1990)	54
Figura 2.15. Cálculos de valores de k_s na resistência lateral em estacas sem deslocamento (Salgado 2008).....	55
Figura 2.16. Valores de k_s/k_0 para (a) estacas sem deslocamento e (b) de deslocamento pela tensão vertical efetiva de 10 a 300kPa e para três densidades relativas (20, 50 e 80%) (Salgado 2008).....	56
Figura 2.17. Esquema executivo da prova de carga, em compressão axial. (Filho, 2010).....	58
Figura 2.18. Curva carga-recalque produto da prova de carga. (Braja, 1999)	60
Figura 2.19. Carga de ruptura convencional (NBR 6122 (2010))	61
Figura 3.1. Localização geral de Araquari-SC (Google maps, 2016).	63
Figura 3.2. Mapa de localização do campo experimental da UFRGS (Google Earth, 2016)...	63
Figura 3.3. Mapa geológico de Santa Catarina – zona norte. (CPRM – Serviço geológico do Brasil)	64
Figura 3.4. Planta do campo experimental com localização dos pontos dos ensaios SPT, CPTu e SDMT.	65
Figura 3.5. Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade (Nienov, 2016).....	66
Figura 3.6. Perfil geotécnico baseado nos ensaios SPT (Nienov, 2016).....	67

Figura 3.7. Determinação da densidade relativa por meio do ensaio de SPT. (Nienov, 2016)	68
Figura 3.8. Parâmetros iniciais q_t , u , u_0 e f_s . (Nienov, 2016)	69
Figura 3.9. Localização das executadas no campo experimental. (Nienov, 2016)	71
Figura 3.10. Curva carga-deslocamento estaca ET-4 (Polímero) (Nienov, 2016)	73
Figura 3.11. Curva carga-deslocamento estaca ET-5 (Bentonita). (Nienov, 2016)	73
Figura 4.1. Equipamento CILAS1180.	76
Figura 4.2. (a) Coluna óptico-eletrônica, (b) Câmara de amostra com fixação dos suportes metálicos.	76
Figura 4.3. Câmara para a aplicação do material condutor.	77
Figura 4.4. Equipamento SIEMENS – BRUKER- AXS D5000.	78
Figura 4.5. Lei de Bragg (Ozols, 2009)	79
Figura 4.6. Prensa triaxial. (LEGG)	81
Figura 4.7. Sistema de medição interno de deformações.	82
Figura 4.8. Moldagem corpos de prova ensaio triaxial.	85
Figura 5.1. Comparação entre os métodos usados. (3,0 e 10,7m)	87
Figura 5.2. Comparação entre os métodos usados. (12,0 e 17,10m)	88
Figura 5.3. Comparação entre os métodos usados. (18,8 e 21,0m)	88
Figura 5.4. Comparação entre os métodos usados. (22,5 e 24,0m)	89
Figura 5.5. Granulometrias para a profundidade 19,0m.	89
Figura 5.6. Ensaio de limite líquido e limite plástico, para a amostra de 19,0m.	91
Figura 5.7. Ensaio de limite líquido e limite plástico, para a amostra de 21,0m.	92
Figura 5.8. Curva de fluidez para 19,0m de profundidade.	92
Figura 5.9. Curva de fluidez para 21,0m de profundidade.	93
Figura 5.10. Fotografias MEV – 3,0 m	94
Figura 5.11. Fotografias MEV – 6,5 m	94
Figura 5.12. Fotografias MEV – 10,0 m	94
Figura 5.13. Fotografias MEV – 12,4 m	95
Figura 5.14. Fotografias MEV – 14,0 m	95
Figura 5.15. Fotografias MEV – 16,0 m	95
Figura 5.16. Fotografias MEV – 19,0 m	96
Figura 5.17. Fotografias MEV – 21,0 m	96
Figura 5.18. Fotografias MEV – 24,0 m	96
Figura 5.19. Espectro de composição química para a profundidade 3,0m.	97
Figura 5.20. Espectro de composição química para a profundidade 6,0m.	98
Figura 5.21. Espectro de composição química para a profundidade 10,0m.	98
Figura 5.22. Espectro de composição química para a profundidade 12,4m.	99
Figura 5.23. Espectro de composição química para a profundidade 14,0m.	99
Figura 5.24. Espectro de composição química para a profundidade 19,0m.	100
Figura 5.25. Espectro de composição química para a profundidade 24,0m.	100
Figura 5.26. Difratoograma para a profundidade 3,0m.	102
Figura 5.27. Difratoograma para a profundidade 6,5m.	102
Figura 5.28. Difratoograma para a profundidade 10,0m.	103
Figura 5.29. Difratoograma para a profundidade 14,0m.	103
Figura 5.30. Difratoograma para a profundidade 18,0m.	104

Figura 5.31. Difratoograma para a profundidade 21,0m.	104
Figura 5.32. Difratoograma para a profundidade 24,0m.	105
Figura 5.33. Registro fotográfico de amostras entre os 3 e 10 m de profundidade.	107
Figura 5.34. Registro fotográfico de amostras entre os 10 e 17 m de profundidade.	107
Figura 5.35. Registro fotográfico de amostras entre os 18 e 21 m de profundidade.	108
Figura 5.36. Registro fotográfico de amostras entre os 22 e 24 m de profundidade.	108
Figura 6.1. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 3,0m.	114
Figura 6.2. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 5,0m.	115
Figura 6.3. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 9,0m.	116
Figura 6.4. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 12,0m.	117
Figura 6.5. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 15,4m.	118
Figura 6.6. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 24,0m.	119
Figura 6.7. Curva tensões normais – taxa de dilatação para as profundidades 3,0, 5,0 e 9,0m.	120
Figura 6.8. Curva tensões normais – taxa de dilatação para as profundidades 12,0 e 15,4m.	121
Figura 6.9. Comportamento típico dos corpos de prova em ensaios triaxiais. (a) Areia densa (b) Areia fofa.	122
Figura 6.10. Comportamento durante o cisalhamento das amostras. (a) Areia densa (b) Areia fofa.	122
Figura 6.11. Distribuição do ângulo de atrito com a relação de vazios. (Referencias na Tabela 6.3).....	126
Figura 6.12. Variação do ângulo de atrito na interface com o tamanho D50. (Alawneh, 1999)	127
Figura 6.13. Variação do ângulo de atrito no estado crítico com D50 para as areias estudadas.	128
Figura 7.1. (a) Valores de k_s e k_0 para a estaca 4 (Polímero) (b) escala expandida.	131
Figura 7.2. (a) Valores de k_s e k_0 para a estaca 5 (Bentonita) (b) escala expandida.	132
Figura 7.3. (a) Relação k_s/k_0 para as duas estacas (b) escala expandida.	133
Figura 7.4. (a) Valores de β para as duas estacas (b) escala expandida.	134

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Faixa de valores para β	51
Tabela 2.2 Parâmetros de design para solos granulares (API, 2002)	53
Tabela 3.1. Resumo das estacas executadas no campo experimental.	70
Tabela 3.2. Profundidades atingidas pelas estacas.	71
Tabela 3.3. Níveis de instrumentação ao longo da profundidade das estacas (Nienov, 2016).	72
Tabela 4.1. Resumo execução de ensaios de laboratório.	74
Tabela 5.1. Parâmetros de compactação do solo.	90
Tabela 5.2. Resumo limites de Atterberg	93
Tabela 5.3. Perfil estratigráfico.	105
Tabela 5.4. Resumo das propriedades do perfil de solo de Araquari.	109
Tabela 6.1. Resumo dos ensaios triaxiais.	123
Tabela 6.2. Valores para o ângulo de atrito no estado crítico. (Robertson, 1986)	124
Tabela 6.3. Parâmetros areias de diferentes locais.	125
Tabela 7.1. Valores de atrito lateral mobilizado pelo solo para 5%D. (Modificada de Nienov, 2016).....	130

LISTA DE ABREVIATURAS

- ABNT: Associação brasileira de normas técnicas
- ADSC: *The international association of foundation drilling*
- ASTM: *American Society for testing and materials*
- BSE: Eléctrones retroespalhados - *Backscattered electrons*
- CID: *Consolidation isotropic drained*
- CPRM: Serviço geológico do Brasil
- CPTu: Piezocone
- DMT: Dilatrômetro
- DTP: Distribuição do tamanho das partículas
- EDS: *Energy Dispersive X-ray Spectroscopy*
- FHWA: *Federal highway administration*
- LACER: Laboratório de materiais cerâmicos/UFRGS
- LEGG: Laboratório de ensaios geotécnicos e geo-ambientales/UFRGS
- LEC: Linha do Estado Crítico
- LIC: Linha Isotrópica de Compressão
- LL: Limite de liquidez
- LP: Limite de plasticidade
- IP: Índice de plasticidade
- MEV: Microscopia eletrônica de varredura
- NBR: Norma Brasileira emitida pela ABNT
- SE: Eléctrones secundários - *Secondary electrons*
- SDMT: *Sismic Dilatometer test*
- SPT: *Standard penetration test*
- UPF: Universidade de Passo Fundo
- USCS: *Unified Soil Classification System*
- WDS: *Wavelength-Dispersive X-Ray Spectroscopy*

LISTA DE SIMBOLOS

A_l : Área lateral da estaca

A_p : Área da seção transversal da ponta da estaca

B : Parâmetro medição saturação

β : Coeficiente de resistência por atrito em estacas

c' : Coesão intercepta efetiva (valor na origem da reta de Coulomb)

δ : Relativo a incrementos

δ : Ângulo de atrito na interface solo – estrutura

D_r : Densidade relativa

D_{50} : Diâmetro médio das partículas

e : Índice de vazios

e_{\min} : Índice de vazios mínimo

e_{\max} : Índice de vazios máximo

ε_a : Deformação axial

ε_s : Deformação distorcional

ε_q : Deformação de cisalhamento no ensaio triaxial

ε_v : Deformação volumétrica

κ : Declividade da linha de expansão no plano $v:\ln p'$

k_s : Coeficiente de pressão de solo

k_0 : Coeficiente de empuxo no repouso

λ : Declividade da linha isotrópica de compressão no plano $v:\ln p'$

G_s : Massa específica dos grãos

ϕ' : Ângulo de atrito interno efetivo

ϕ'_{cs} : Ângulo de atrito interno no estado crítico

Γ : Volume específico ou intercepto da LEC para $p'=1$ kPa no plano $v:\ln p'$

M: Inclinação da linha do estado crítico no plano $q:p'$

η_{cs} : Relação de tensões q/p' no estado crítico

N_q : Fator de capacidade de carga

N_{SPT60} : Número de golpes no ensaio SPT para o 60% da energia

q_l : Resistência última unitária lateral

q_p : Resistência última unitária de ponta

q_t : Resistência de ponta (CPTu)

Q_l : Capacidade de carga lateral

Q_p : Capacidade de carga por ponta

Q_{ult} : Capacidade de carga última axial

p' : Tensão efetiva normal média

σ'_h : Tensão efetiva vertical

σ'_v : Tensão efetiva horizontal

σ_1 : Tensão efetiva maior

σ_2 : Tensão efetiva intermedia

σ_3 : Tensão efetiva menor

q : Tensão desvio

s' : Tensão principal em deformações planas

t : Maxima tensão em deformações planas

v : volume específico do solo

1 INTRODUÇÃO

O desenvolvimento das indústrias e o rápido crescimento das cidades gerou a necessidade de se projetar edificações maiores em altura, peso e área construída, em locais onde o solo é fraco e as fundações superficiais não representam a melhor alternativa. Por outro lado, as opções de construção e instalação de estacas permitem o uso de uma grande variedade de soluções de acordo com o tipo de carga e perfil de solo. Além disso com o avanço da tecnologia foi possível a diminuição dos custos em projetos com fundações profundas. Assim as melhorias nos métodos de projeto de estacas podem produzir impactos econômicos positivos para futuras obras.

Por conseguinte, o desenvolvimento de ferramentas que permitam avaliar o desempenho de sistemas de fundações profundas, em verdadeira grandeza sobre carregamentos, suscita o interesse tanto do setor acadêmico como do profissional. Devido à importância do estudo deste mecanismo, destacam-se a criação de campos experimentais desenvolvidos no Brasil, concentrados em seis estados, São Paulo, Rio de Janeiro, Distrito Federal, Paraná, Pernambuco e Rio Grande do Sul. Nestes locais foram instaladas estacas com instrumentação para ser ensaiadas sob ação de cargas axiais e laterais, gerando bancos de dados que permitem melhorar o entendimento das variáveis que controlam a interação solo-estrutura. Os perfis de solo estudados são compostos por argilas orgânicas, solos não saturados, solos colapsáveis e expansivos. (Cavalcante, 2006)

Deste modo, torna-se evidente a necessidade em ampliar os estudos da interação das estacas de concreto instaladas em solos granulares. Devido às incertezas tanto no procedimento de construção como no comportamento durante a vida útil destas estacas, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) desenvolveu um espaço onde é possível realizar pesquisas pertinentes ao comportamento dos solos não coesivos tanto no processo construtivo e sua resposta à aplicação de cargas. Neste contexto, o presente trabalho pretende estudar o mecanismo envolvido entre o solo (areia) e às estacas (concreto) do campo experimental desenvolvido pela UFRGS, o qual é o primeiro campo experimental do país criado em solos arenosos.

O campo experimental da UFRGS está localizado em Araquari-SC, na planície costeira brasileira, a qual é composta por depósitos sedimentares constituídos por lentes arenosas ou

argilosas de espessuras variáveis. (Branner, 1904; Freitas, 1951; Bigarella, 1965; Suguio, 1985).

No campo experimental de Araquari foram realizadas provas de carga em estacas de concreto isoladas escavadas com polímero e lama bentonítica para a estabilização das paredes. Este processo construtivo tem como propósito diminuir ao mínimo os distúrbios nas condições iniciais de tensões do solo. Nestas estacas foram utilizadas instrumentações ao longo da profundidade, obtendo como resultado dados quantitativos que permitiram avaliar o mecanismo de transferência de carga entre o solo e à estaca.

Por conseguinte, procurou-se interpretar o comportamento na interação solo-estaca, com o objetivo de gerar recomendações de interesse coletivo para diminuir as incertezas em relação à estimativa da capacidade lateral, a partir de ensaios em escala real.

Com a interpretação dos resultados das provas de carga estáticas, junto com a interpretação dos ensaios de campo, foi determinada a capacidade axial última das estacas (Nienov, 2016). Os valores da resistência lateral, estabelecidos ao longo da profundidade, foram utilizados na retro análise com o método de tensões efetivas (Método β), usado em perfis com solo granulares. Obtendo como resultado o coeficiente de pressão de solo (k_s), que logo foi comparado com o valor do coeficiente de empuxo em repouso (k_0) do solo, representativo do estado de tensões geostáticas do terreno.

O parâmetro β é fortemente influenciado pelo ângulo de atrito do solo e o coeficiente de pressão de solo, portanto, foi a principal variável considerada neste trabalho. Com a análise dos resultados obtidos, estabeleceu-se a influência das propriedades intrínsecas do depósito no mecanismo de transferência de carga durante a aplicação de carregamentos à compressão em estacas, embasadas em solos granulares, especialmente no entendimento da interface solo-estaca.

Com os parâmetros de laboratório obtidos com a presente pesquisa, foi possível avaliar a aplicabilidade do método β para a previsão de resistência lateral, usando como base os dados estimados na interpretação das provas de carga. Através dos dados compilados e gerados neste trabalho são apresentadas conclusões e recomendações com o objetivo de contribuir as pesquisas que estão sendo realizadas em solos arenosos tanto para o campo acadêmico como para o profissional.

1.1 JUSTIFICATIVA

O campo experimental de Araquari localiza-se em uma região de depósito sedimentar arenoso, sendo assim, o único campo experimental em areias do Brasil. O conjunto de ensaios *in situ* e as estacas instrumentadas neste perfil fornecem um banco de dados único para estudo e entendimento do mecanismo na interação solo-estaca. Além disso, estudar as variáveis que influenciam a ruptura das fundações profundas contribui ao desenvolvimento de recomendações que ajudem a diminuir o custo e a aumentar a confiabilidade de projeto destes elementos estruturais.

Por outro lado, observa-se que há uma certa restrição em relação à aplicabilidade das teorias de capacidade axial última baseadas em métodos teóricos, como é o caso do método beta, principalmente devido à incerteza associada à determinação de parâmetros representativos da interface. A seleção de valores apropriados para os parâmetros não é simples e é influenciada por muitas variáveis; como tipo de solo, história de tensões, tipo e comprimento da estaca, método de instalação e capacidade de carga máxima (e. g. Potts, 1982; Fleming, 2009; Fellenius, 2002).

Rollins (2005) promoveu estudos no sentido de comparar as capacidades obtidas através dos métodos teóricos (previsão) com valores de provas de carga. Os resultados permitiram determinar que na média as capacidades medidas foram 100% maiores que as teóricas, esta diferença justificada pelo autor devido à dificuldade de estabelecer com precisão um valor propício para o coeficiente de pressão de solo (k_s).

Esta dificuldade é associada com a determinação de estado de tensões antes e após a construção das estacas, devido que os ensaios de campo disponíveis alteram o equilíbrio inicial durante a execução. Por outro lado, durante os ensaios de campo atualmente há inconvenientes para a extração de amostras indeformadas, portanto, os ensaios de laboratório desenvolvidos com amostras construídas que tentam simular as condições de campo em laboratório, permitem estimativas de parâmetros representando aproximação as condições reais em campo.

Além disso, tomando como base o comportamento real das estacas obtido por meio das provas de carga e os ensaios de laboratório, os métodos teóricos desenvolvidos a partir de casos históricos, poderão ser validados pelas medições *in situ* de carga e deformação.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo principal da dissertação foi caracterizar geotecnicamente o material granular do campo experimental de Araquari, por meio de ensaios de laboratório. A partir dos resultados foi possível determinar os parâmetros de resistência do perfil.

A partir da culminação do objetivo principal foi possível definir objetivos específicos em relação com as estacas escavadas construídas, para assim avaliar seu desempenho, estritamente na mobilização da resistência lateral.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Verificar a distribuição com a profundidade dos parâmetros friccionais (ângulo de atrito interno);
- b) Avaliar os parâmetros que intervierem na mobilização da resistência lateral ao longo do fuste de estacas escavadas, identificando as variáveis que influenciam a interação entre as partículas de solo e o concreto da estaca em materiais granulares;
- c) Analisar os resultados das provas de carga em estacas escavadas do campo experimental de Araquari, para estabelecer correlações entre o monitoramento das estacas instrumentadas quando carregadas e os parâmetros geotécnicos do depósito;
- d) Validar o método β corrente de previsão da resistência lateral de estacas escavadas em areias, com base na interpretação das provas de carga.

1.4 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O primeiro capítulo foi desenvolvido com o propósito de realizar uma contextualização ao tema de interesse por meio da introdução, definindo o objetivo geral e os específicos, além da justificativa. No segundo capítulo é apresentada a revisão bibliográfica iniciando com as metodologias para realizar os ensaios de laboratório. Neste capítulo são também revisadas as teorias de capacidade de carga axial última de estacas, e são descritos os procedimentos gerais para a execução de provas de carga estáticas em estacas.

No terceiro capítulo é apresentado o campo experimental de Araquari, incluindo a geologia, a descrição do perfil estratigráfico, o resumo dos ensaios de campo executados e as curvas carga-deslocamento das provas de carga. Os materiais, métodos, equipamentos, procedimentos e o programa experimental dos ensaios, são apresentados no quarto capítulo.

No quinto e sexto capítulo são mostrados os resultados obtidos dos diferentes ensaios de laboratório, com suas devidas interpretações. Neste último é apresentada a análise dos ensaios triaxiais efetuados. A retro análise para a obtenção do coeficiente de pressão de solo baseado nos resultados das provas de carga é apresentado no sétimo capítulo. Finalmente, as conclusões e recomendações geradas durante o desenvolvimento do presente trabalho são apresentadas no oitavo capítulo.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo apresenta-se uma breve revisão bibliográfica de conceitos e metodologias para a interpretação de resultados dos ensaios de laboratório, definição das teorias de resistência de carga axial última em estacas e uma breve descrição do procedimento das provas de carga estáticas.

2.1 ESTUDOS PRÉVIOS

A influência do método de instalação das estacas afeta diretamente o comportamento de transferência de carga, mostrando a necessidade de estudar a resposta do solo em termos de tensões após a instalação e durante o carregamento. (Potts, 1982)

No caso de estacas escavadas (classificadas como elementos estruturais sem deslocamentos), busca-se a menor mudança possível nas condições do solo, evitando assim a descompressão do terreno, deslocamentos consideráveis e interferência no estado de tensões. Portanto, quanto menor seja o tempo entre a finalização da escavação e a concretagem da estaca, menor a descompressão e, por conseguinte serão menores as alterações nas características do solo. (Salgado, 2008; Velloso, 2011)

Para a instalação de estacas escavadas em solos arenosos é necessário o uso de um tipo de suporte. As camisas de suporte representam uma opção para o avanço da escavação, em alguns casos este tipo de escavação é auxiliada com uma estabilização temporária das paredes, e ser executada com lama bentonítica ou polímero. Este último condiciona a rugosidade entre o concreto da estaca e o solo, interferindo no processo de transferência de carga. Portanto, a escolha do tipo de fluído estabilizante introduz uma variável com respeito à mobilização de atrito lateral de estacas. (Fleming, 2009).

A interação entre o solo e o concreto da estaca vem sendo foco de estudo de diversos autores, como é o caso de Loukidis (2008) que, por meio do desenvolvimento de um modelo em elementos finitos de estacas sem deslocamentos em areias, definiram alguns pontos chaves para futuras investigações:

- a) O valor do coeficiente de pressão de solo (k_s) no limite da resistência lateral mobilizada aumenta com o incremento da densidade relativa e diminui com o aumento da tensão efetiva de sobrecarga inicial. Em areias fofas o valor de k_s será igual ao coeficiente de

- empuxo ao repouso (k_0) e para areias densas em baixas tensões de confinamento, é maior que 1.
- b) A relação k_s/k_0 diminui com o incremento de k_0 , sugerindo que a pressão lateral deve ser menor no caso de areias sobre adensadas.
 - c) O ângulo de atrito na interface é independente da densidade relativa e do nível de tensões efetivas.

O conceito de “profundidade crítica” foi desenvolvido por Vesic (1967, 1970, 1975) e Meyerhof (1963, 1974) mediante o estudo de estacas. Segundo as observações dos referidos autores a resistência de ponta e lateral atinge um limite máximo em uma profundidade da ordem de dez diâmetros em areias fofas e vinte diâmetros para areias compactas. Tal profundidade está caracterizada pelo fato que a resistência da estaca segue o princípio da tensão efetiva, porém após este ponto a resistência é constante e igual ao respectivo valor na profundidade crítica. Embora, não apresente comprovação através de ensaios em verdadeira grandeza devidamente monitorados.

Fellenius (1995) apresentou uma discussão que esclareceu o conceito incorreto da “profundidade crítica” estabelecido a partir da interpretação não apropriada de provas em escala real em estacas, devido ao desprezo das cargas residuais geradas durante o carregamento e seus efeitos nos modelos usados. Isto permitiu estabelecer uma tendência linear para uma certa profundidade, determinada como o limite de resistência das estacas estudadas. Na Figura 2.1 é apresentada a distribuição das cargas residuais antes da aplicação de cargas, a distribuição da capacidade de carga axial última sem avaliar o efeito das cargas residuais e numa prova de carga estática.

Nas pesquisas realizadas por Vesic (1967, 1970, 1975) e Meyerhof (1963, 1974), as cargas residuais não foram consideradas uma vez que a instrumentação realizada durante as provas, desprezou as cargas geradas anteriormente ao início da aplicação do carregamento. As cargas residuais são cargas que sempre estão presentes na estaca e seus efeitos são comumente omitidos. São causadas por vários fenômenos por exemplo: deslocamentos ao longo da estaca, readensamento do solo depois da instalação, variação de volume do concreto durante a cura, entre outros fatores. Representam a soma de forças cisalhantes devido ao atrito negativo ao longo de uma porção superior da estaca necessária para manter-se em equilíbrio com a resistência lateral e por ponta, sendo que deslocamentos muito pequenos são suficientes para gerar forças cisalhantes entre a estaca e o solo. (Fellenius, 2002)

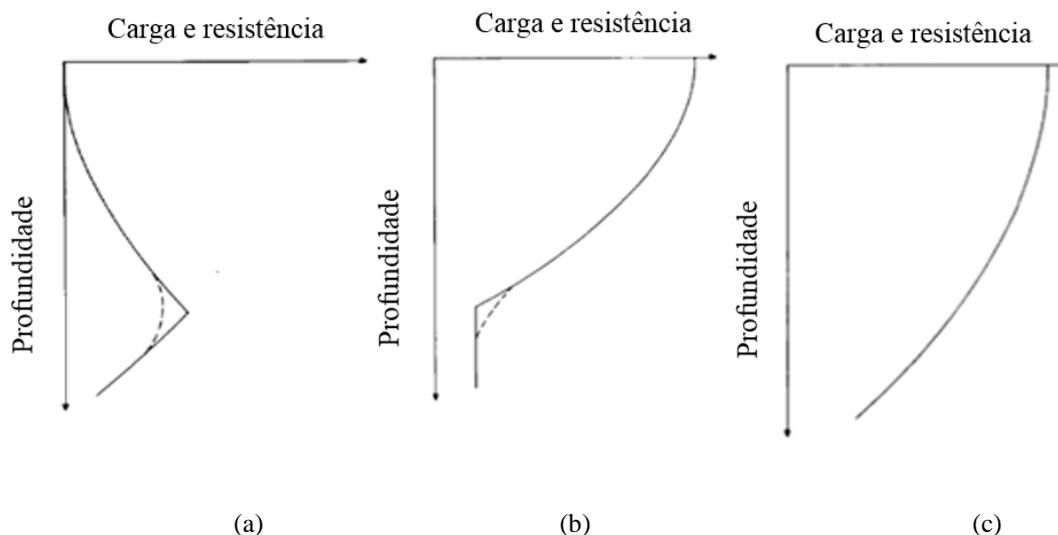


Figura 2.1. (a) Distribuição das cargas residuais antes da prova de carga. (b) Distribuição da capacidade de carga axial última omitindo os efeitos das cargas residuais. (c) Distribuição da capacidade de carga axial última numa prova de carga estática. (Fellenius, 1995)

Para prever a capacidade de carga axial última é necessária a consideração das cargas residuais. Além disso, na interpretação das provas de carga, na projeção da estaca, nos cálculos de fatores de segurança, nos cálculos de recalque de estacas isoladas e em grupo, também devem ser consideradas (Siegel, 2009).

A mobilização da capacidade de carga axial em estacas é determinada pela soma de carregamentos ao longo do fuste até alcançar a resistência de ponta. Deste modo, os parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento e o comportamento tensão-deformação da interface concreto-solo, inclui a superfície rugosa do material de construção, as características geotécnicas do solo, a densidade relativa, a distribuição de tamanhos dos grãos, a forma das partículas do solo, conteúdo de água, a magnitude da tensão normal, propriedades estruturais da estaca e o método de instalação no terreno (Lashkari, 2013; Evgin, 1996; Gavin, 2002).

Por conseguinte, as incertezas existentes no mecanismo de transmissão de carga e o comportamento das estacas submetidas a cargas axiais em solos não coesivos cria a necessidade de realizar novas pesquisas que aumentem o grau de confiabilidade nos projetos de fundações profundas (Randolph, 1994).

Conscientes destas necessidades, entes acadêmicos no Brasil, desenvolveram campos experimentais com o objetivo de avaliar o comportamento de estacas em condições específicas de cada local, ao geral em solos coesivos, evidenciando a importância do presente trabalho.

Com relação à caracterização do solo do campo experimental de Araquari, o presente documento é a primeira pesquisa que inclui ensaios de laboratório para complementar os ensaios de campo anteriormente realizados. O plano de ensaios de laboratório efetuado teve a finalidade de definir as propriedades intrínsecas dos grãos e os parâmetros de resistência.

Duas pesquisas anteriores foram concluídas, a primeira teve a intenção de caracterizar o campo experimental baseado nos ensaios de campo (Brochero, 2014) e a segunda interpretar as provas de carga de duas estacas construídas com agentes estabilizantes diferentes (lama bentônica e polímero) e com instrumentação (Nienov, 2016).

2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para cada projeto de geotecnia existe uma condição especial dada pelas condições do local, logo se faz necessário uma eficiente campanha de ensaios de campo que devem ser complementados com ensaios de laboratório e assim estabelecer as características do solo. Geralmente está constituída por uma caracterização básica dos grãos e pela avaliação do comportamento tensão-deformação, ensaios para determinar a mineralogia e estudo da microestrutura do solo não são comumente realizados mas para o caso de estudo atual, estes permitiram realizar uma caracterização detalhada do perfil de Araquari.

A seguir são apresentados princípios básicos dos ensaios de laboratório. Como estas técnicas são conhecidas, a discussão é restrita a considerações gerais que servem para contextualizar a análise futura dos resultados.

2.2.1 Caracterização básica

Durante a etapa de investigação geotécnica é realizada uma recuperação de parte do material para efetuar ensaios de laboratório junto com as campanhas de ensaios de campo, nesta análise realizaram-se uma descrição visual e tátil, que permite uma primeira descrição do solo encontrado. A caracterização inclui a distribuição de tamanhos das partículas, os limites de consistência, densidade aparente seca, peso específico, índice de vazios, classificação do solo, informações fundamentais de todo projeto de fundações, seja profundo ou superficial. (Fellenius, 2016; Braja, 1999; Bowles, 1997)

2.2.2 Comportamento tensão-deformação (ensaio triaxial)

Os ensaios triaxiais permitem obter a resistência e deformação do solo. No ensaio de compressão triaxial, os corpos de prova estão submetidos a tensões isotrópicas aplicadas por meio de um fluido, além do pistão que aplica a força vertical durante o cisalhamento. Assim, se o pistão aplica uma carga vertical de compressão produz uma tensão vertical maior que a tensão radial aplicada pela câmara triaxial. (Powrie, 2004).

Atualmente, a versão moderna dos equipamentos para o ensaio triaxial contam com sistemas automáticos de combinação entre os dispositivos de medição (célula de carga, poro-pressão, carga axial, deformação axial e volumétrica) e a aquisição de dados, o que permite várias possibilidades na aplicação de padrões para carga ou descarga. (Figura 2.2)

Os ensaios triaxiais convencionais geralmente são divididos em dois estágios. No adensamento as tensões aumentam até o valor que representa o ponto para o início do cisalhamento. No cisalhamento, é aplicada uma tensão vertical adicional. E assim a tensão de confinamento varia de acordo com o objetivo do ensaio enquanto a carga vertical aumenta até a ruptura do CP.

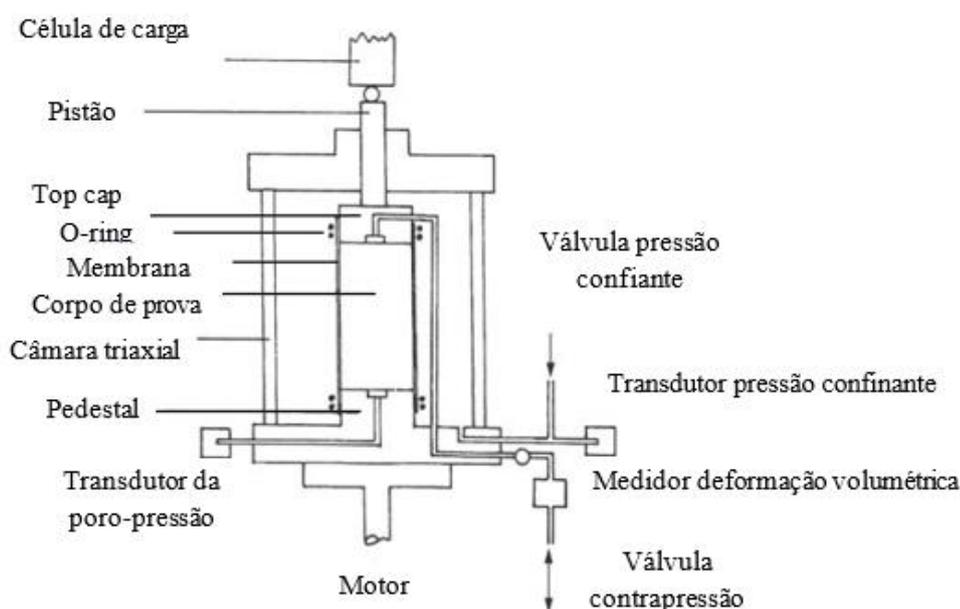


Figura 2.2. Equipamento triaxial - esquematização (Powrie, 2004)

Durante o ensaio triaxial, as válvulas de drenagem podem estar fechadas ou abertas de acordo com o tipo de solo e os parâmetros que desejam ser obtidos. Nas fases de adensamento as válvulas de drenagem são abertas, já nas fases de cisalhamento a drenagem pode ser impedida. Quando as válvulas são fechadas e o movimento da água é impedido, para dentro ou fora do

CP, o ensaio é chamado de não drenado. Nos ensaios em que o corpo de prova é adensado com drenagem aberta e cisalhando com drenagem fechada é chamado de adensado não drenado. O ensaio em que não é permitida a drenagem de água nem dentro ou fora do CP antes e durante o cisalhamento, ou seja, não há fase de adensamento, é conhecido como não adensado-não drenado. Este último é efetuado em amostras indeformadas extraídas em campo de solos coesivos e para estimar a resistência ao cisalhamento não drenada do solo.

Nos ensaios não drenados, as deformações são geradas sem variação do volume no corpo de prova, confirmando a suposição que as partículas do solo e a poro-pressão são incompressíveis. Além disso, é gerado um desequilíbrio ou excesso de poro-pressão no cisalhamento. Este excesso permite a análise em termos de tensão efetiva. Outro aspecto importante é a velocidade da aplicação da carga que deve ser suficientemente lenta para que seja distribuída a poro-pressão no corpo de prova, além de uniforme.

No processo de cisalhamento dos ensaios drenados, as amostras são adensadas ao passo que a carga vertical aumenta sem que exista excesso de poro-pressão. Ao final do adensamento verifica-se a saturação do corpo de prova a partir do parâmetro B de Skempton (1954). A velocidade de cisalhamento deve ser controlada para não gerar uma de poro-pressão dentro do corpo de prova. O tempo para o desenvolvimento do ensaio vai depender da permeabilidade e o tamanho do corpo de prova.

2.2.2.1 Teoria de estado crítico

Por meio dos ensaios triaxiais é possível chegar na condição de variação volumétrica nula, ou seja, estado crítico. Devido ao interesse de estudar o mecanismo de transferência de carga solo-estaca, foram obtidos os ângulos de atrito no estado crítico dos corpos de prova ensaiados, portanto a seguir é apresentada uma breve introdução ao estado crítico dos solos.

A última condição em que o cisalhamento plástico pode continuar indefinidamente sem mudanças no índice de vazios ou nas tensões efetivas, é conhecida como estado crítico (Wood, 1990). Esta condição de plasticidade perfeita pode ser expressada por:

$$\frac{\delta p'}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta q}{\delta \varepsilon_q} = \frac{\delta v}{\delta \varepsilon_q} = 0 \quad (2.1)$$

Este estado crítico é atingido com a seguinte relação de tensões efetivas:

$$\frac{q_{cs}}{p'_{cs}} = \eta_{cs} = M \quad (2.2)$$

O estado crítico atingido pelo solo vai depender da tensão normal efetiva aplicada para o qual corpo de prova é cisalhado. Na Figura 2.3 é apresentada a aplicação de cargas para corpos de prova com índice de vazios inicial iguais e diferentes tensões normais efetivas. Na figura verifica-se que no ensaio 1 a tensão aplicada é menor e no ensaio 4 a maior, e a tensão normal é diferente para cada caso. A figura 2.3(a) mostra que quando a tensão efetiva normal é incrementada, o pico máximo atingido é reduzido, enquanto a relação de tensões no estado crítico não é afetada. A figura 2.3(b) mostra que quando o volume no estado crítico é reduzido, a tensão normal efetiva é incrementada. A figura 2.3(c) mostra que a linha do estado crítico pode ser expressa pela equação:

$$\tau = \sigma' \tan \phi'_{cs} \quad (2.3)$$

A equação 2.3 apresenta o ângulo de atrito no estado crítico do material, o qual não é dependente da trajetória de tensões, do método de preparação do corpo de prova ou da densidade inicial. E no entanto dependente das propriedades intrínsecas do material (mineralogia e forma dos grãos).

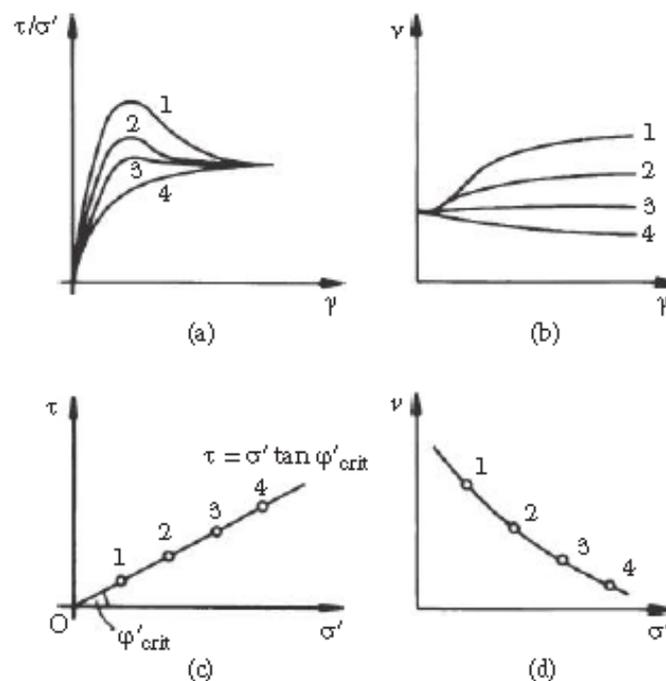


Figura 2.3. Resultados idealizados de ensaios de cisalhamento direto, efetuados com diferentes tensões normais efetivas sob 4 corpos de prova com a mesma relação de vazios inicial (Powrie, 2014).

A Figura 2.4 esquematiza a trajetória dos materiais sob carregamento isotrópico seguindo a Linha Isotrópica de Compressão (LIC), no descarregamento o solo é mais rígido devido às deformações geradas serem plásticas durante o primeiro carregamento. Pode ser expressa por:

$$v = N - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.4)$$

Onde N é o valor de v para $p'=1\text{kPa}$ e λ é o valor do gradiente da LIC. A reta que representa a curva de expansão pode ser expressa pela equação:

$$v = v_k - k \cdot \ln p' \quad (2.5)$$

Onde v_k é o valor de v para $p'=1\text{kPa}$ e k é o valor do gradiente da curva de expansão. Os parâmetros λ , k e N são constantes para cada solo, permitindo a definição de uma linha única LIC baseada nos mesmos.

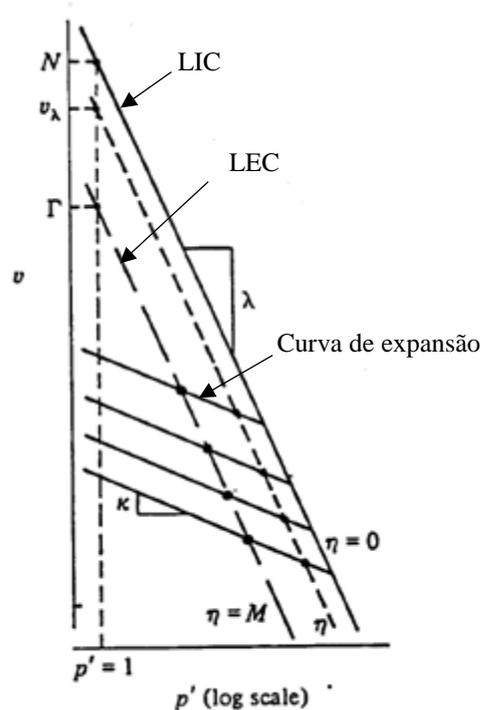


Figura 2.4. Representação da Linha Isotrópica de Compressão e Linha do Estado crítico. (Wood, 1990)

Como uso das equações é possível obter o estado das amostras para qualquer instante durante o carregamento isotrópico. Quando o solo é carregado isotropicamente seguirá a linha LIC e se for descarregado, seguirá a linha de expansão, mas nunca irá se localizar na zona à direita da

LIC. Assim, a LIC representa o condição limite entre os possíveis estados à esquerda e impossíveis à sua direita.

No espaço $v:\ln p'$ também é possível traçar a Linha do Estado Crítico (LEC), pode ser expressa pela equação:

$$v = \Gamma - \lambda \cdot \ln p' \quad (2.6)$$

Onde r é definido como o valor de v para $p'=1\text{kPa}$. Portanto, r define a localização da LEC da mesma forma que N define a posição da LIC.

No momento em que é atingido o índice de vazios no estado crítico, o ângulo de atrito que controla a dilatância e sobreposição de partículas se converte em zero, e o ângulo de atrito neste estado é denominado ângulo de atrito para volume constante, o qual vai ser definido a partir da acomodação e dano de partículas (ϕ'_p) e do ângulo de atrito estabelecido com a mineralogia própria dos grãos (ϕ'_μ), segundo a equação 2.4 (Bolton, 1986; Sadrekarimi, 2011).

$$\phi'_{cs} = \phi'_\mu + \phi'_p \quad (2.7)$$

A combinação do volume específico, das tensões normais efetivas e das tensões cisalhantes no estado crítico permite o traçado da linha única de estado crítico, a qual é independente da trajetória de tensões, preparação do corpo de prova e das condições de drenagem. Definir o estado crítico em areias não é simples, pois não é sempre possível atingir grandes deslocamentos para caracterização da condição última, especialmente em areias densas. (Been, 1991).

2.2.3 Mineralogia e microestrutura

Com o uso dos ensaios de Microscopia eletrônica de varredura e raios-X, é possível determinar a composição química dos grãos no solo e, portanto, sua mineralogia. Adicionalmente, a análise dos resultados, permite determinar a forma dos grãos das amostras ensaiadas. A seguir são apresentadas as metodologias e princípios dos ensaios efetuados no solo do campo experimental de Araquari.

2.2.3.1 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

O ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV) foi desenvolvido para aumentar a resolução da imagem gerada por um microscópio convencional. Segundo Collins (1983) o

ensaio MEV é extremamente útil para o estudo das microestruturas na engenharia de solos, especialmente quando é combinada com técnicas de micromorfologia, permitindo uma análise mais completa do solo de interesse.

De Blogie (1925) mostrou o mecanismo do conjunto onda-partícula, assim, a energia usada define o comprimento da onda de um elétron. Logo, aplicando uma voltagem suficientemente alta a onda transmitida às partículas é capaz de gerar imagens, num campo eletroestático ou eletromagnético. Como resultado é possível encontrar equipamentos que permitem uma ampliação de até 300.000 vezes, conseguindo uma aparência tridimensional da profundidade de campo e rugosidade dos grãos.

O MEV é uma das ferramentas que fornece rapidamente informações sobre a morfologia e identificação de elementos químicos de uma amostra sólida. Sua alta resolução é somada às vantagens do ensaio, sendo capaz de conseguir valores entre 2 e 5 nanômetros, encontrando instrumentos com até 1 nm (Nagatani, 1987).

Como princípio de funcionamento é usado um feixe de elétrons de pequeno diâmetro para explorar a superfície da amostra. Assim, é transmitido um sinal do detector a uma tela catódica cuja varredura está perfeitamente sincronizada com aquela do feixe incidente. A imagem é produto da interação do feixe incidente com a superfície dos grãos. O feixe de elétrons é acelerado por uma tensão que apresenta valores entre 1 a 50 kV. O feixe é acelerado pela alta tensão criada entre o filamento e o ânodo. Quando o feixe interage com a amostra produz elétrons e fótons que são coletados por detectores adequados e convertidos em um sinal de vídeo. Na Figura 2.5 é exibido os componentes básicos do equipamento, composto por uma coluna óptico-eletrônica adaptada a uma câmara com porta amostra aterrado, sistema eletrônico, detectores e sistema de vácuo (Dedavid, 2007).

O feixe de elétrons de alta intensidade é gerado pela coluna óptica-eletrônica, com o uso de bobinas de exploração eletromagnética de dupla deflexão, localizadas no interior da lente final, as quais são alimentadas por um gerador de varredura, assim o feixe faz uma exploração na superfície da amostra, sequencialmente iluminando área de aproximadamente 10nm de diâmetro (Swapp, 2007).

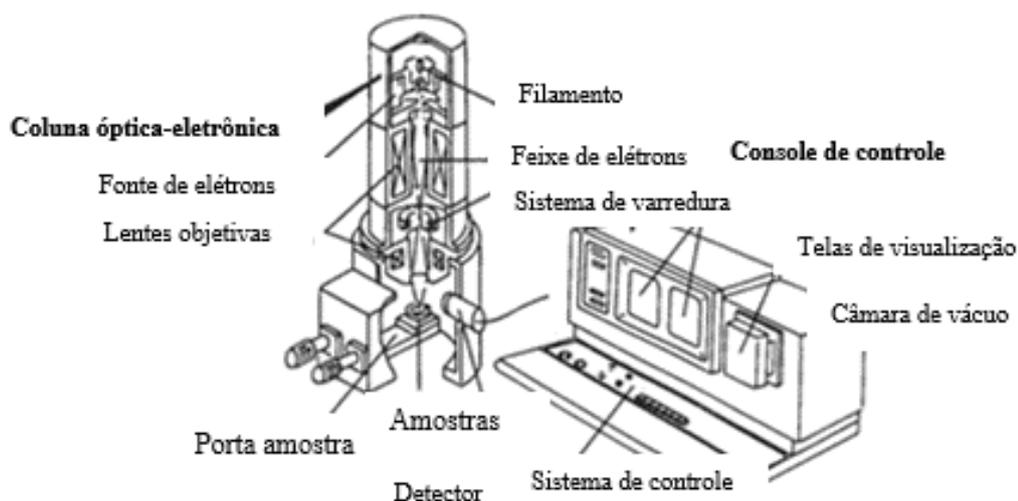


Figura 2.5. Esquema componentes básicos do MEV (Adaptação Goldstein, 2007)

O compartimento para a disposição das amostras é chamado de câmara de amostras. A pressão da câmara é de aproximadamente 10^{-6} Torr ou menor, na pre-câmara são geradas pressões de 10^{-3} Torr. No exterior da câmara é permitida a rotação da amostra e variar o deslocamento segundo três direções (x, y, z), também podem ser modificados via software (Bozzola, 1999).

A fonte de elétrons é composta basicamente por três elementos: filamento de tungstênio (W) ou hexaboreto de lantânio (LaB_6) + cátodo (cilindro de Whenelt) + ânodo. Ao aquecer o filamento é produzida uma emissão termiônica de elétrons. Os elétrons são atraídos para o anodo e mantidos em potencial positivo em relação ao filamento na faixa de 1 a 30 kV. O filamento consegue viajar devido a uma corrente elétrica, capaz de emitir espontaneamente os elétrons que são acelerados por um campo elétrico que lhes confere energia suficiente para atingir a amostra que está localizada na câmara. Durante o processo existem vários dispositivos eletromagnéticos cuja função é direcionar o feixe até seu objetivo (Dedavid, 2007).

Os detectores coletam o sinal emitido pelos diferentes tipos de interseções entre o feixe primário e a amostra (elétrons secundários ou retroespalhados, raios-X, elétrons Auger, etc), que estão conectados a uma tela de visualização e um sistema de gravação de imagens. Geralmente um detector pode ser um cintilador polarizado positivamente, acelerando os elétrons sobre a área reativa que é capaz de gerar um sinal guia de luz até os processadores, finalmente para o tubo de raios catódicos. Os elementos ópticos: diafragma e lentes eletrostáticas ou magnéticas têm a responsabilidade da correção na redução do diâmetro do feixe e a focalização sobre o objeto.

Por fim, o sistema de varredura composto por bobinas refletoras comanda o ponto de impacto dos elétrons sobre a amostra (Goldstein, 2007).

De acordo com o tipo de ensaio existem detectores de elétrons secundários (SE) e elétrons retroespalhados (BSE). Os primeiros permitem que os elétrons sejam atraídos para o interior do detector devido à voltagem positiva. Logo os elétrons são acelerados até 10kV para um guia de luz de quartzo coberto com material cintilador. Gerando fótons que percorrem o guia de luz até o fotomultiplicador que produzirá uma corrente de elétrons. Os BSE conseguem separar as informações de composição e topografia. As imagens coletadas se caracterizam por seu aspecto tridimensional e por níveis de cinza relacionados com a composição da superfície da amostra, são imagens de relativa facilidade de interpretação (Swapp, 2007).

Na câmara é necessário criar um vácuo para a análise, geralmente é utilizado um conjunto de bombas operando para gerar o vácuo primário (em torno de 10^{-3} Torr). Dependendo do modelo do microscópio eletrônico, podem ser usadas uma bomba mecânica seguida de uma bomba turbo molecular ou difusora para a câmara e uma ou duas bombas iônicas para a coluna do MEV.

A profundidade máxima de detecção depende da energia com que os raios atingem o detector ou são capturadas pelo mesmo. É o caso dos elétrons retroespalhados que operam na faixa de energia maior e os elétrons secundários operam na faixa de energia menor e assim o detector identifica o sinal emitido. Produzir a imagem vai depender do tipo de sinal captado na varredura eletrônica e da ampliação da resposta obtida na interação entre o feixe eletrônico e o material da amostra. Os sinais mais usados são originários dos elétrons secundários e/ou elétrons retroespalhados (Kestenbach, 1994).

A resolução da imagem vai depender da tensão de aceleração dos elétrons, da corrente da sonda e a distância de trabalho (é da distância entre a amostra e a lente objetiva), quanto menor seja a distância de trabalho, melhor será a resolução. Por outro lado, quanto maior a distância de trabalho tanto maior será a profundidade de campo obtida. Mesmo que o diâmetro do feixe seja de somente alguns nanômetros, o feixe se espalha dentro da amostra sofrendo choques (Goldstein, 2007).

Os elétrons secundários são poucos energéticos, eles não podem percorrer um trajeto comprido dentro do material. Em contraste, os elétrons retroespalhados possuem uma energia que permite

ter maior resolução baixo uma tensão mais fraca. Mas é preciso salientar o fato de que se produzem menos elétrons retroespalhados à medida que a tensão diminui.

O procedimento que mais influencia os resultados é a secagem dos grãos, uma vez que o processo pode gerar mudanças nas condições iniciais da amostra. Em termos de composição química o ensaio apresenta limitações, sua representatividade é baixa, pois a análise é efetuada em apenas pequenas áreas não permitindo uma generalização dos resultados. Geralmente é usado uma camada de material condutivo que permita o passo da energia gerada no momento do ensaio (Bozzola, 1999).

2.2.3.2 Difração de raios-X

Representa uma das tecnologias desenvolvidas para desvendar a estrutura do ADN, a técnica funciona em cristais, um tipo de molécula com uma estrutura regular e repetitiva. Consiste em desviar ou difratar os raios-X que passam através de uma amostra, em direções diferentes, dependendo das posições dos átomos da amostra e a direção final dos raios-X, e pode ser registrada em filme (Bastin, 1984).

Uma vez que os raios-X, devem viajar no meio de muitas camadas de átomos, é importante que os átomos ocorram sempre no mesmo arranjo cristalino. Caso contrário os raios-X seriam difratados em padrões sobrepostos, obtendo como resultado um borrão difuso e indistinto. No entanto, se a estrutura tem um arranjo atômico que se repete periodicamente, a resposta será a criação de pequenos pontos claros e bem definidos. Em caso de diferentes estruturas atômicas os raios-X dispersam-se em padrões característicos diferentes.

Durante a aplicação de um feixe de elétrons a uma região microscópica nas amostras é gerada uma resposta em raios-X, conhecida como microanálise eletrônica. As linhas de raios-X representam o número atômico da amostra e o seu comprimento da onda ou sua energia são usados para identificar o elemento que está emitindo a radiação (Goldstein, 2007).

A resposta do ensaio consiste em espectros dos elementos encontrados durante a análise, assim, é possível gerar espectros para todos os elementos da tabela periódica, com exceção do hidrogênio. Por outro lado, os primeiros dez elementos de baixo número atômico, apresentam um nível pequeno de energia onde as perdas de absorção não permitem sua detecção de maneira simples. Logo, elementos como carbono, oxigênio e nitrogênio são determinados por estequiometria (Geller, 1997).

Os raios-X emitidos pela amostra são detectados pelo espectrômetro convencional de cristais ou pelos dispositivos de estado sólido. O feixe de elétrons é suficientemente energético para ionizar camadas profundas dos átomos e produzir também a emissão de raios-X, como também a emissão de elétrons retroespalhados utilizados na formação da imagem. A natureza do material e a energia do raio-X, serão os condicionantes para a resolução espacial da análise. Na Figura 2.6 é apresentado de forma esquematizada, o processo de aplicação do feixe de elétrons na amostra, para a produção de raios-X.

Através da análise dos picos obtidos no espectro, são determinados os elementos presentes na amostra, com o cuidado de observar se existe do pico de ionização do Silício, quando se utiliza o detector de estado sólido. Dois tipos de detectores que captam raios-X característicos podem ser utilizados: por dispersão de energia (EDS) ou por dispersão em comprimento de onda (WDS). A espectroscopia por dispersão de energia (EDS), é largamente utilizada (Cocherie, 2001).

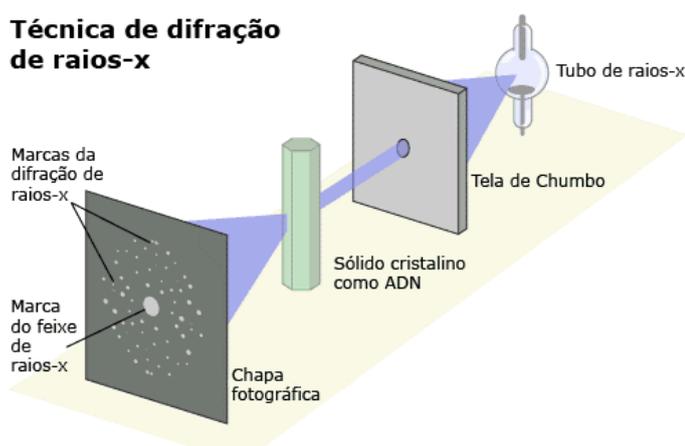


Figura 2.6. Esquema aplicação de feixe de elétrons para a difração de raios-X (Projeto saber ciência, 2016)

Segundo Goldstein (2007), o método tem 3 principais vantagens. A primeira consiste em conseguir realizar uma análise sob um pequeno volume de solo, o feixe de elétrons convencional, dependendo da energia inicial gerada e o número atômico da amostra, ou seja, a análise pode ser efetuada em volumes com 10^{-12} cm^3 . Como o ensaio realizado não é destrutivo, a segunda vantagem do ensaio é que as amostras podem ser analisadas com outros tipos de procedimentos sem perder suas características iniciais. O nível de precisão disponibilizado pelo

ensaio é altíssimo, já que o existe o objetivo de determinar os elementos presentes nas amostras, que em termos de estatística tem nível de exatidão de 1-2%.

2.3 INTRODUÇÃO AS FUNDAÇÕES PROFUNDAS

A ABNT NBR 6122 (2010), apresenta o conceito de fundação profunda como o sistema que permite transmitir a carga ao solo pela base (resistência de ponta) e por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta e no mínimo 3m.

Os sistemas de fundações profundas estão sujeitos a momentos, cargas axiais e transversais. No caso de cargas axiais podem ser de compressão ou tração. Estes elementos estruturais têm diferentes aplicações como pontes, plataformas offshore ou edificações com cargas laterais. Assim, de acordo com o tipo de solicitação serão dimensionados os sistemas de fundação. Portanto, as estacas devem responder à segurança necessária para atender os possíveis modos de colapso (estado limite último) e deslocamentos em serviço aceitáveis (estados limite de utilização). (Bowles, 1997).

A classificação das estacas geralmente é baseada no material e o processo construtivo. De acordo ao método de execução são classificadas como: “de deslocamento” e “sem deslocamento”. No caso das estacas cravadas em geral, o volume de solo que a estaca ocupará é mobilizado, assim são classificadas como estacas de deslocamento. Por outro lado, nas estacas escavadas, o volume de solo é removido para a execução do elemento estrutural, com o objetivo de diminuir ao mínimo as perturbações nas tensões iniciais, e são conhecidas como “sem deslocamentos” (Velloso, 2011).

2.3.1 Classificação das estacas

As estacas podem ser divididas segundo diferentes critérios. De acordo com o material, podem ser classificadas em estacas de madeira, concreto, aço e mistas. De maneira geral, a divisão dos processos construtivos é feita em estacas cravadas, as quais são classificadas como de grande deslocamento, e estacas escavadas, em que não há uma variação significativa das tensões no solo e são evitados os deslocamentos para o interior da escavação.

No entanto, as estacas são também divididas de acordo com o mecanismo de transferência de carga ao solo (Figura 2.7), assim podem ser agrupadas em três categorias:

- a) Estacas de atrito em solos finos de baixa permeabilidade, logo, a resistência da carga de serviço é suportada principalmente pela interface solo-estaca. Isto sucede no caso que não há presença de um estrato rochoso ou de alta capacidade de carga ao qual possam ser transmitidas as cargas da estrutura (estacas flutuantes).
- b) Estacas de atrito em solos granulares, são elementos cravados que auxiliam no aumento da compacidade do solo mais próximo à superfície. Seu comprimento depende da densidade relativa do solo antes da compactação, da densidade relativa desejada após de compactar e da profundidade requerida de compactação (estacas de compactação).
- c) Estacas de ponta transferem as cargas à camada de maior resistência do perfil e está situada a uma profundidade considerável e razoável da base da estrutura.

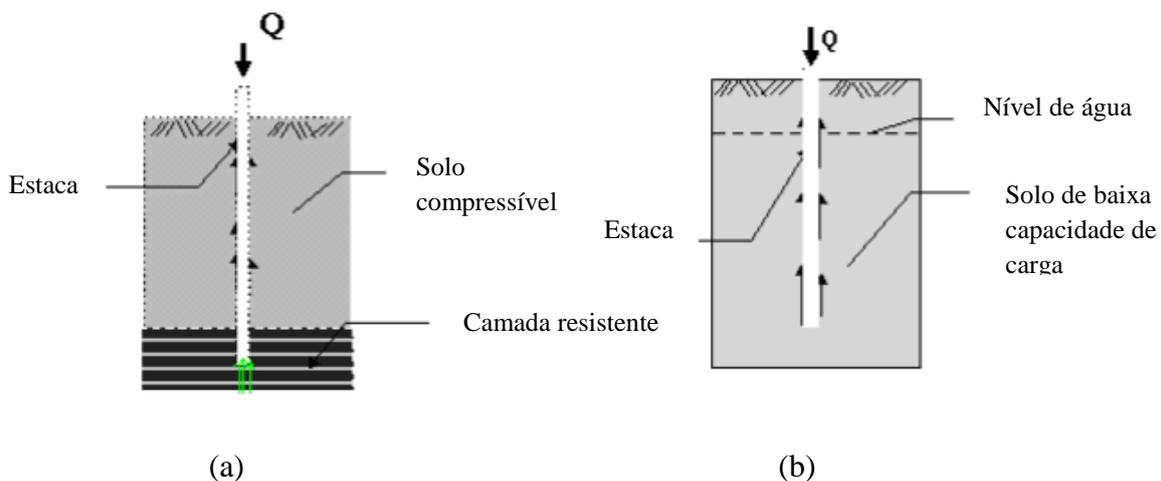


Figura 2.7. Classificação de estacas pelo mecanismo de transferência de carga (a) estacas de ponta (b) estacas por atrito. (Abebe, 2009)

2.3.1.1 Estacas de deslocamento

Os métodos de instalação de estacas cravadas produzem deslocamentos no solo devido ao uso de golpes com martelos até atingir a profundidade planejada. Em solos granulares pouco ou medianamente compactos, durante o processo de instalação é gerado um aumento na compacidade, diminuindo o índice de vazios, este efeito é benéfico para o comportamento de resistência da estaca, reduzindo a magnitude dos recalques. Para os casos em que o solo se encontra muito compacto não haverá aumento na compacidade, porém os deslocamentos gerados poderiam eventualmente ser prejudiciais para outras estruturas existentes. (Tomlinson, 1996; Shamsheer, 1990)

Devido à baixa permeabilidade dos solos granulares, durante o processo de cravação pode ser gerado algum excesso de poro pressão, mas a dissipação desses excessos ocorrerá após o término da execução da estaca, completando a densificação do solo. Em perfis argilosos de baixa permeabilidade ocorre um amolgamento do solo, especialmente nas argilas normalmente adensadas ou pouco sobre adensadas, durante a dissipação das poro-pressões geradas durante a execução da estaca. A dissipação dos excessos de poro-pressão ocorre em um processo de adensamento radial e há uma recuperação parcial da estrutura do solo, o adensamento é benéfico devido à diminuição no índice de vazios e ao aumento nas pressões efetivas (Velloso, 2011).

2.3.1.2 Estacas sem deslocamentos

O método de instalação é feito através da escavação do volume do solo de forma cilíndrica que seguidamente será preenchida com concreto. Durante o processo de escavação existem duas metodologias: em estado seco ou úmido. A escolha do método dependerá do nível da água e do perfil do solo, deve-se garantir a estabilidade das paredes com tipo de suporte, pode ser um fluído estabilizante (lama bentonítica ou polímeros), ou reforço em aço. (Tomlinson, 1996; Braja, 1999)

O processo de escavação gera uma descompressão do terreno, com magnitude que depende do tipo de suporte. Conforme a estabilidade do perfil de solo é definida o tipo de suporte. Em solos com porcentagem de finos e acima do nível de água, geralmente não é necessária a instalação de sistemas de contenção das paredes. Em contraste, se as condições do solo fazem necessário o uso de camisas metálicas, com um avance praticamente igual ao nível da ferramenta de escavação. E no meio de estas opções estariam as estacas escavadas com auxílio de algum tipo de estabilizante.

Quanto menor o tempo decorrente entre o término da escavação e a concretagem da estaca, menor descompressão e, conseqüentemente, menor a deterioração das características do solo. No caso de estabilização com fluídos a redução do tempo na concretagem também permite uma variação mínima na umidade natural do solo, assim o contato entre o fluído e as partículas será reduzido o máximo possível, evitando condições que modifiquem as características iniciais do solo. (Bowles, 1997)

2.3.2 Estacas escavadas com uso de fluído estabilizante

Na construção de estacas escavadas, os fluidos estabilizantes têm sido usados como suporte das paredes durante a escavação em solos instáveis até a concretagem. A bentonita foi usada para

este propósito por Veder (1953). Em contraste, fluidos a base de polímeros foram utilizados com sucesso na indústria a partir da década dos noventa.

As significativas diferenças entre a bentonita e o polímero em termos físicos e químicos, são tema de discussão devido aos efeitos de seu uso na construção de estacas. A norma NBR 6122 (2010) apresenta o procedimento executivo para a construção de estacas com uso de fluido estabilizante que pode ser lama bentonítica ou polímero sintético para sustentação das paredes de escavação. Para guiar a escavação da estaca deve ser cravada uma camisa metálica, maior em 5 cm ao diâmetro da estaca projetada e deve ser embutidas no terreno com um comprimento não inferior a 1m, assim a escavação é realizada simultaneamente ao lançamento do fluido.

2.3.2.1 Lama bentonítica

Bentonita é o nome usado para a argilas que é dispersa em água e consegue aumentar seu volume e criar um gel de ligação. Esta denominação nasceu a partir da descoberta do tipo de argila em Benton, no século XIX. Portanto, é importante reconhecer que as propriedades variam de acordo com a fonte da bentonita usada.

Existem três tipos comuns de bentonita a saber:

- a) Bentonita de sódio natural
- b) Bentonita de cálcio natural
- c) Bentonita ativada por sódio

Na indústria o tipo mais utilizado é a bentonita ativada por sódio. Esta é produzida pela adição de sódio solúvel ao cálcio da bentonita, gerando uma mudança na superfície das partículas da argila substituindo íons de cálcio por sódio, representa o tipo mais utilizado. Bentonita de sódio natural apresenta um custo muito alto e rara vez é usada, de outro lado a bentonita ativada por sódio geralmente não se encontra disponível. (Federation of Piling Specialists, 2006)

A pesar das diferenças nas propriedades físicas e químicas das bentonitas disponíveis, devem atender as seguintes funções:

1. Suportar a escavação exercendo pressão hidrostática nas paredes
2. Permanecer na escavação e não fluir através do solo
3. Suspender detritos e evitar que as camadas de lama de depuração fiquem acumuladas na base da escavação

4. Permitir um limpo deslocamento do concreto
5. Fácil bombeamento

Adicionalmente, por razões econômicas e ambientais deve se garantir o reuso máximo do produto e o mínimo do material deverá ser descartado.

A mistura que surge a partir da argila e a água deve se transformar em substância gelatinosa capaz de criar uma fina camada nas paredes da escavação, denominada *cake*. Permitindo melhorar a interface solo-estaca. (O'Neill, 1999)

O *cake* é formado a partir de dois fenômenos, a filtração na superfície e com a profundidade da lama bentonítica nos poros do solo mais próximo da borda na escavação. Portanto, deve ser fino e impermeável, pois não deveria haver fugas da lama para o solo. *Cake* espesso e pouco resistente é facilmente removido pelas ferramentas de escavação. (Jefferis, 2011)

2.3.2.2 Polímero sintético

Em comparação com a bentonita os polímeros oferecem benefícios operacionais e ambientais, devido que é uma solução aquosa com quase a mesma densidade da água, mas muito mais viscosa. Os benefícios incluem sua mistura é relativamente fácil, requer menos processos antes de ser reusado, baixos custos de disposição e menor impacto ambiental. (e.g. Schünmann, 2004; Lennon, 2006)

Os polímeros usados derivados do petróleo exibem uma alta variedade de características, os mais usados consistem em moléculas de hidro carburo de cadeia longa, que se comportam, em alguns aspectos como partículas minerais de argila, em especial nas interações entre si e na forma em que estabilizam as paredes da escavação. (Brown, 2010)

Quando é produzido o contato entre o polímero e as partículas do solo, é criada uma membrana que impede a perda de fluido e permite ao polímero interatuar com as partículas do solo por adesão química, melhorando a estabilidade e formando um efeito de união.

Por outro lado, o uso de polímero poderia comprometer a estabilidade da base aumentando o risco de diminuir a resistência da estaca na ponta, isto porque o fluido a base de polímero contém partículas de baixa densidade. Nas estacas com polímero as partículas do solo em suspensão no fluido, são sedimentadas mais rápido se acumulam na base da escavação durante a inserção do aço de reforço. (Fleming, 2009)

Embora, Lam (2014) demonstrou a partir de ensaios em estacas escavadas construídas com polímero que com o uso de aditivos na mescla do fluído conseguiram prevenir o assentamento de partículas para a formação da base fraca. Junto com Jefferis (2013) se chegaram a recomendações que impediriam ocorrer falhas, tais como:

1. Concentração de polímero inferior ao recomendado pelo fabricante
2. Perda de viscosidade por recirculação do fluído
3. Incompatibilidade de água presente no subsolo
4. Perda de concentração do polímero ativo

2.4 CAPACIDADE DE CARGA AXIAL ÚLTIMA

Os modelos físicos e matemáticos propostos por diferentes autores foram desenvolvidos com o intuito de simular a ruptura em fundações profundas, baseados no comportamento dos elementos de fundação durante o carregamento (axiais e laterais), as quais geram deformações e deflexões. Um método eficaz de previsão da capacidade de carga de estacas deve ter uma resposta satisfatória de projeto.

As cargas de serviço devem ser limitadas para à carga máxima de projeto. Esta é estabelecida com base em critérios de tensões máximas suportadas pelo elemento, ou de deformações máximas. Em geral, as metodologias para estimar a capacidade de carga axial seguem:

1. Análises estáticas utilizando a resistência do solo
2. Análises empíricas baseadas em ensaios de campo
 - a. SPT
 - b. CPTu
 - c. Pressiometro
3. Provas de carga em escala real

Os métodos empíricos representam uma alternativa que oferece uma estimativa grosseira da capacidade axial de uma estaca, servem apenas para uma previsão inicial. As provas de carga representam a melhor opção para determinar as curvas carga-deslocamento para um local e estaca específico. Estes resultados junto com a instrumentação permitem caracterizar o conjunto e possibilitam uma generalização dos resultados para solos semelhantes. (Fleming, 1992).

Desde a instalação das estacas são geradas mudanças na densidade relativa do solo, assim a capacidade de carga axial é determinada com base nas propriedades do solo após a construção das estacas. Embora, estas mudanças produzidas pela instalação das estacas são difíceis de prever, isto devido a complexa interação entre o solo e à estaca durante e no término da construção da estaca. (Shamsher, 1990)

A metodologia baseada em tensões totais usando a resistência ao cisalhamento não drenada (S_u) conhecido como método alpha (α). Tem sido denominado como inadequado um vez que o mecanismo de transferência de carga solo-estaca é comandado pelo comportamento das tensões efetivas e S_u não é o único parâmetro representativo do solo. Ainda assim, este parâmetro tem certa facilidade para ser obtido e o método continua sendo usado. Portanto, o método denominado beta (β) que inclui as tensões efetivas embutidas no sistema solo-estaca, representa o método mais aplicável. Por outro lado, os parâmetros do solo necessários para o uso do método representam incertezas e devem ser estimados com precaução. (Fellenius, 2016; O' Neill, 2001; Olson, 1988)

O projeto de estacas para carga axial começa com a avaliação do mecanismo de transferência de carga ao solo. Este é usualmente efetuado com metodologias estáticas e considerando a estimativa dos recalques, devido à diferença das fundações superficiais a transferência de carga ao solo em estacas abrange tanto a análise dos recalques como a previsão da capacidade carga axial. Além das condições de carga, existem outros fatores que influenciam o comportamento do sistema de fundação: geometria, tipo e método de instalação das estacas e perfil do solo (homogeneidade e anisotropia) (Randolph, 1994).

Geralmente, para estacas inseridas em areia, a carga incrementa continuamente como a base assenta-se, portanto, não ocorre uma ruptura repentina por afundamento e um único pico de capacidade de carga não pode ser definido. Assim, a ruptura é apresentada como um pico de carregamento aplicado durante a prova de carga, porém este pico pode ser condicionado por um critério de recalque. (e. g. Davisson, 1973)

O sistema de fundação profunda deve ser capaz de sustentar cargas axiais e laterais sem sofrer danos estruturais e não devem gerar deformações ou deflexões excessivas. Portanto, segundo API (2002) a capacidade de carga de uma estaca é geralmente definida a partir de duas componentes: a carga suportada na base e a capacidade mobilizada através do fuste. (Equação 2.5).

$$Q_{ult} = Q_p + Q_l = q_p \cdot A_p + q_l \cdot A_l \quad (2.8)$$

Sendo:

Q_{ult} Capacidade de carga axial última da estaca

Q_p Capacidade de carga por ponta

Q_l Capacidade de carga lateral

q_p Resistência última de ponta

q_l Resistência última lateral

A_p Área da seção transversal da ponta da estaca

A_l Área lateral da estaca

Na Figura 2.8 é apresentado um esquema do sistema de cargas aplicado numa estaca durante a vida útil da estrutura.

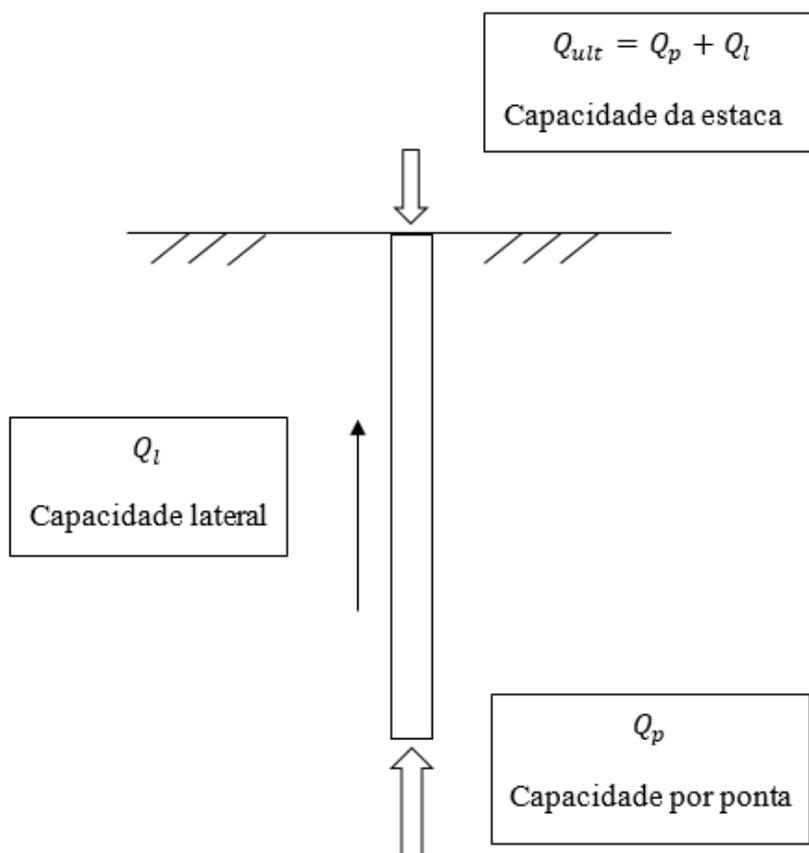


Figura 2.8. Esquema sistema de carga nas estacas.

Em projetos sem estratos resistentes disponíveis para apoiar os elementos de fundação, as estacas são conhecidas como estacas flutuantes e são mobilizadas por atrito. A resistência lateral das estacas geralmente é mobilizada em sua totalidade antes de alcançar a resistência de ponta, após este ponto todo acréscimo de carga é transmitido diretamente à base. (Franke, 1993; Fleming, 1992).

A capacidade lateral de uma estaca é mobilizada sob deslocamentos muito pequenos (0,5 a 2% do diâmetro da estaca), enquanto para atingir o valor máximo da capacidade na base deve ser produzido um deslocamento de mínimo 5% do diâmetro da estaca. (Fleming, 2009; O'Neill, 2001)

2.4.1 Capacidade de carga axial última em areias

A estimativa da capacidade axial mobilizada em estacas instaladas em solos arenosos, vem sendo abordada por meio de duas estratégias: (i) usando o método de elementos finitos e (ii) simplificando a análise com base em mecanismos de transferência de carga. Além das simplificações adotadas, o desafio é definir a resistência mobilizada por unidade de área para cada estágio de carga transferida, em função do deslocamento axial da estaca (Lashkari, 2013).

Diante desta problemática são desenvolvidas abordagens baseadas em observações empíricas e mecanismos fundamentados em modelos constitutivos da interface entre a estaca e solo. Nestes modelos devem ser incluídas as influências da resistência e deformabilidade do solo, além de fatores como diâmetro da estaca, rugosidade, densidade e espessura do solo em torno da estaca. (Rollins, 2005)

2.4.1.1 Resistência de carga por ponta

As metodologias para o cálculo da capacidade por ponta têm sido desenvolvidas a partir de duas premissas, a primeira sugere que o ângulo de atrito do solo diminui com o aumento das tensões efetivas de confinamento (Bolton, 1986) e segunda que o índice de rigidez decresce com o aumento do nível de tensões. Por conseguinte, a resistência de ponta, pode ser expressa em termos da tensão vertical efetiva e o fator de capacidade de carga N_q :

$$q_p = N_q \sigma'_v \quad (2.9)$$

N_q é estabelecido a partir do correspondente mecanismo de ruptura e das provas de carga ou ensaios de campo e tem implícitos os efeitos nas mudanças nas condições do solo pela construção da fundação. Os valores de N_q são dependentes do ângulo de atrito ϕ' , do método de instalação da estaca e da cota de apoio e diâmetro da estaca. (Kulhawy, 1990)

Segundo Bolton (1986) a magnitude de ϕ' é dependente da densidade relativa, assim para solos fofos o valor será menor em comparação com areias densas. O autor também discutiu como a resistência e a dilatância para altas tensões de confinamento em solos arenosos, interveem no ângulo de atrito de pico que estará associado com a resistência ao cisalhamento sem variação volumétrica.

Por outro lado, é importante notar como o valor de N_q para depósitos homogêneos (areia densa) diminui rapidamente com a profundidade, isto devido a em profundidade o ângulo de atrito de pico desce por causa do aumento da tensão normal principal, ou seja incrementa a tensão de confinamento. (NCHRP, 1977)

Valores para ϕ' podem variar de 25° para mica e acima de 40° para feldspato. Em locais com presença de partículas de silte o valor do ângulo de atrito raramente alcançará valores acima de 30° para o estado crítico. Para estes valores, a resistência de ponta não vai exceder os 20 MN/m^2 , mesmo quando a estaca é apoiada em estratos de areias densas. (Fleming, 1992).

Na Figura 2.9 são mostradas as soluções que supõem os diferentes mecanismos de ruptura do solo abaixo da base da estaca. De acordo com o mecanismo de transferência de carga ao solo, serão desenvolvidos bulbos de pressão na camada mais próxima à base da estaca.

A teoria de Terzaghi (1943) não leva em consideração as tensões cisalhantes que são geradas ao longo do fuste, devido ao solo acima da ponta poderia ser mais compressível em relação ao solo embaixo da ponta. (Figura 2.9a) Meyerhof (1953) aperfeiçoa a teoria de Terzaghi acrescentando a análise com a inclusão da resistência ao cisalhamento ao longo da estaca. (Figura 2.9b)

Berezantzev (1961) analisou o problema da capacidade de carga e a partir dos resultados de provas de carga propôs uma teoria. Em caso de que a estaca seja cravada o solo deslocado será compactado, portanto o equilíbrio limite na ponta da estaca corresponde aos deslocamentos de zonas de ruptura, desenvolvidas na zona compactada. Logo a sobrecarga na ruptura poderá ser obtida com base no esquema da Figura 2.9c.

Vesic (1975) usando a teoria de expansão de cavidade, mostrou que as deformações produzidas na zona mais próxima à base da estaca podem ser geradas em condições plásticas, enquanto a zona concêntrica é caracterizada por pequenas deformações elásticas. (Figura 2.9d)

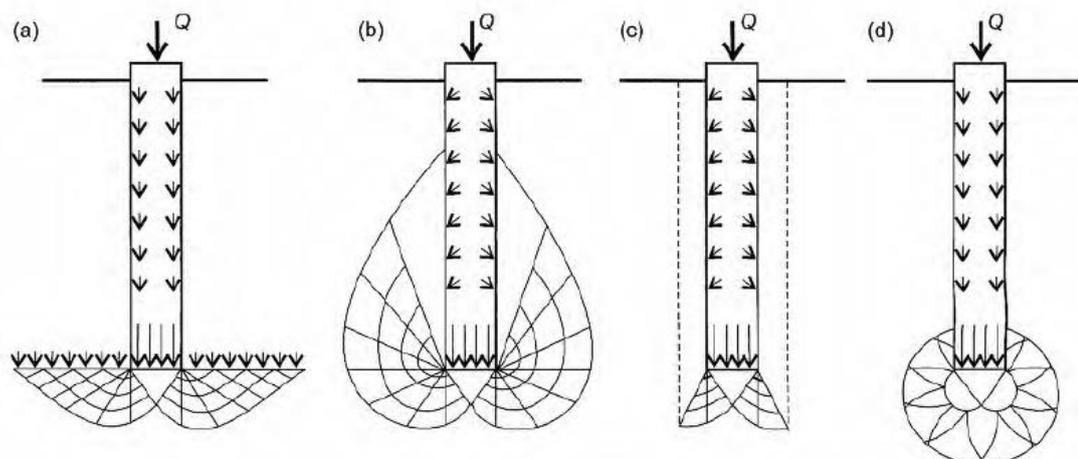


Figura 2.9. Figuras de ruptura das diversas soluções teóricas. (a) Terzaghi (b) Meyerhof (c) Berezantzev (d) Vesic.

Na Figura 2.10 é apresentada a relação entre N_q com uma função do ângulo de atrito de pico, proposta por diferentes autores. Logo, é necessário escolher um valor apropriado consistente com o tipo de solo, a densidade relativa, e a média de tensões no momento da ruptura, além do método construtivo.

A revisão das curvas apresentadas indica que o mecanismo de ruptura da estaca, ainda não é entendido totalmente e difere bastante para cada caso. Embora, estas metodologias estabelecem cenários teóricos usados para fins de projetar que resultam bastante próximos às rupturas reais, de acordo com Meyerhof (1976) e Coyle (1981). Em consequência, as mudanças ocorridas no mecanismo de ruptura influenciaram diretamente o valor de N_q para a previsão da capacidade de carga por ponta.

Das abordagens anteriores é possível estabelecer que dentre todos os fatores N_q , é o de maior relevância em fundações profundas. Devido as variações no seu valor representam ajustes na capacidade carga da base, levando a dispersões consideráveis na tensão final de ruptura.

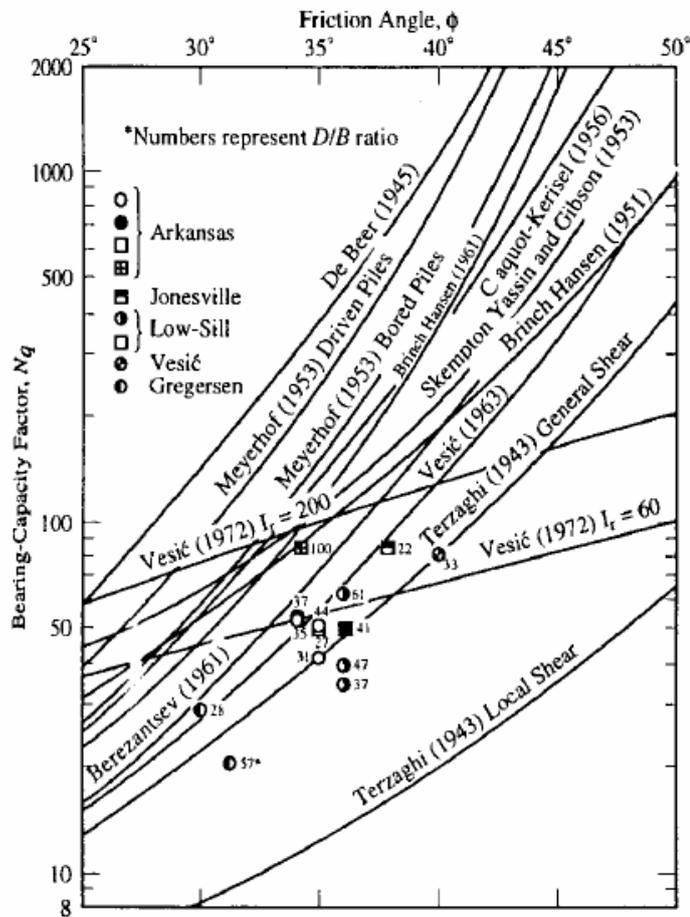


Figura 2.10. Variação de N_q com o ângulo de atrito de pico (Berezantzev et al. 1961)

2.4.1.2 Resistência de carga lateral

Com base em princípios estabelecidos por Burland (1973) a capacidade lateral é calculada a partir da tensão aplicada sobre o fuste da estaca em contato com o solo. Durante o processo de carga a resistência do fuste pode aumentar, diminuir ou manter-se constante, dependendo das características tensão-deformação do solo e da interação da interface solo-estaca. Desta forma, a capacidade lateral pode ser expressa pelo produto da tensão normal ($\sigma'_h = K\sigma'_v$) na interface e o coeficiente de atrito do sistema solo-estrutura, conhecido como método beta (API, 2002):

$$q_l = k_s \cdot \sigma'_v \tan \delta = \beta \sigma'_v \quad \beta = k_s \cdot \tan \delta \quad (2.10)$$

Sendo k_s é o coeficiente de pressão de solo, δ é o ângulo de atrito na interface solo-estrutura e σ'_v pressão efetiva vertical. O parâmetro β é influenciado pela densidade relativa, magnitude da tensão vertical, mineralogia, tamanho do grão, distribuição granulométrica, forma do grão e as propriedades físicas do elemento estrutural. (Kulhawy, 1990; Turner, 1994; Lashkari, 2013)

Na Figura 2.11 é apresentado a definição do problema da aplicação da carga axial numa estaca. A resistência mobilizada pelo fuste, envolve ao solo que se encontra periférico da superfície da estaca, até atingir alcançar a ruptura por cisalhamento. As tensões de cisalhamento do solo estão controladas pelas tensões normais horizontais ao longo do fuste no momento da carga, assim a dificuldade é avaliar o estado de tensões, embora esta pode ser obtida a partir da tensão efetiva vertical e o coeficiente de pressão de solo. (O'Neill, 2001)

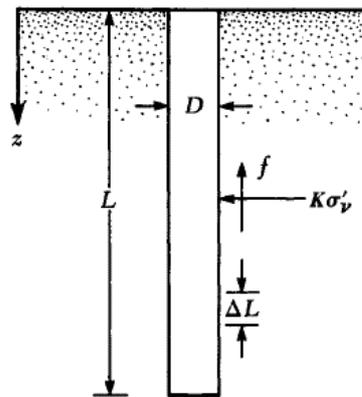


Figura 2.11. Resistência por atrito lateral em solos arenosos. (Braja, 1999)

Os parâmetros que influenciam a resistência ao cisalhamento e o comportamento tensão-deformação da interface estaca-solo, inclui a superfície rugosa do material de construção, a composição do solo, a densidade relativa, a distribuição de tamanhos do grão, a forma das partículas do solo, a umidade do solo a magnitude da tensão normal e a taxa de cisalhamento. (Evgin, 1996)

A mobilização e o último valor da resistência pelo fuste são controlados pelo comportamento do solo mais próximo ao concreto da estaca, sendo que o mecanismo de transferência de carga através da interface esta comandada pela rugosidade gerada na interação. A espessura de solo sujeito a grandes deslocamentos junto na interface pode varia entre 2 a 5 para estacas lisas e 10 a 15 para estacas rugosas, vezes o valor de D_{50} (Fioravante, 2002; Yoshimi e Kishida, 1981; Foray, 1995; Garnier e Konig, 1998).

Na Figura 2.12 é mostrado a interface solo-estaca e como a interação entre o solo e concreto cria uma rugosidade que pode representar os mecanismos de ruptura na interface. Num deles a superfície é lisa e podem acontecer deslizamentos entre o solo e o fuste da estaca, assim a carga mobilizada lateral é menor que a máxima resistência ao cisalhamento. A segunda opção é uma

quebra interna do solo mais próximo à estaca, logo, a carga mobilizada lateral resulta próxima ao máximo de resistência ao cisalhamento na interface. (Uesugi, 1989; Jardine et al., 1993)

Portanto, para uma interface com superfície lisa são esperados valores baixos da resistência ao cisalhamento e não haverá dilatância. Em caso de uma interface totalmente rugosa é esperado altos valores de resistência ao cisalhamento, onde pode acontecer dilatância.

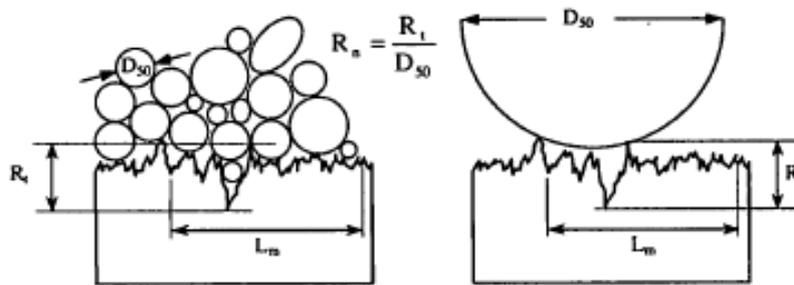


Figura 2.12. Definição de rugosidade máxima R_t e rugosidade relativa R_n . (Fioravante, 2002)

Fellenius (2008) baseado em diferentes casos históricos apresenta a Tabela 2.1, na qual são mostradas as faixas de valores característicos para o parâmetro β . Destaca-se que os valores indicados, não contemplam solos residuais, formações calcárias, solos orgânicos e outros de condições especiais.

Tabela 2.1. Faixa de valores para β

Tipo de solo	ϕ' (°)	β
Argila	25 - 30	0.15 – 0.35
Silte	28 - 34	0.25 – 0.50
Areia	32 - 40	0.30 – 0.90
Pedregulho	35 - 45	0.35 – 0.80

Rollins (2005) a partir dos resultados de provas de carga efetuadas em pedregulhos arenosos e areias com presença de pedregulho, fez uma regressão com base nos dados compilados, demonstrando que o aumento do valor de β é proporcional ao incremento da fração grossa no solo. (Figura 2.13).

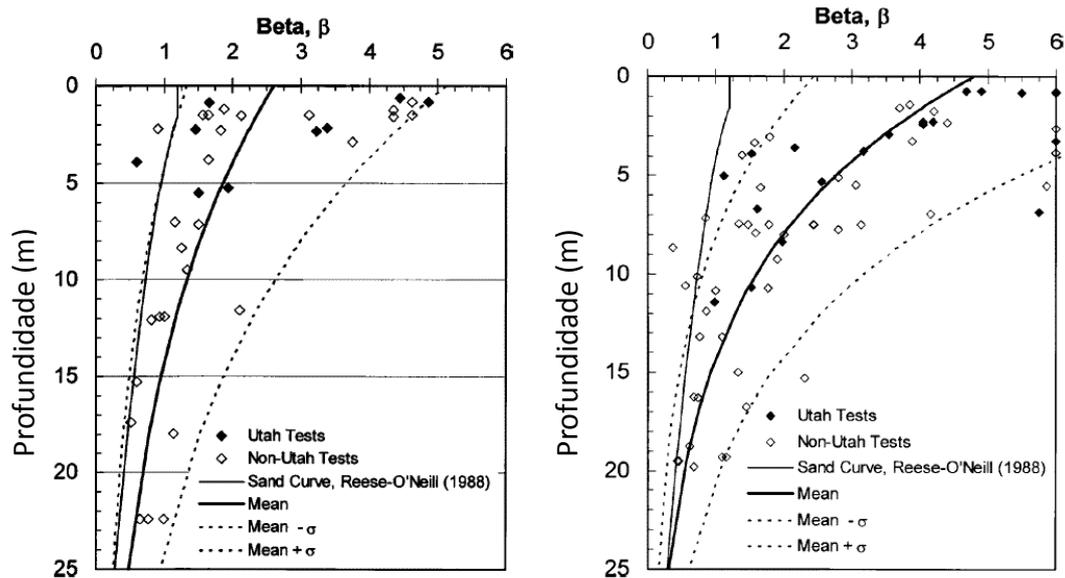


Figura 2.13. Valores de β calculados a partir de provas de carga efetuadas em perfis arenosos e com presença de pedregulho. (Rollins, 2005)

Expressões que permitem obter o valor de β foram criadas a partir das curvas apresentadas por Rollins (2005):

$$\beta = 2.0 - 0.15z^{0.75} \quad 0.25 \leq \beta \leq 1.8 \quad (2.11)$$

Proposta em solos onde mais do 50% do tamanho de grão seja pedregulho:

$$\beta = 3.4e^{(-0.085z)} \quad 0.25 \leq \beta \leq 3.0 \quad (2.12)$$

O ângulo de atrito entre o solo e à estaca controla a resistência ao cisalhamento disponível na interface (Kulhawy, 1990). Na literatura podem ser encontradas faixas de valores que servem de estimativa inicial, como em API (2002), na qual são propostos valores para δ segundo a densidade da areia, cuja faixa de variação varia de 15° a 35° . Cabe salientar que os valores indicados pela API se constituem em recomendação geral, porém não excluem a necessidade de realizar os ensaios de campo e laboratório pertinentes para determinar o valor adequado de acordo ao caso em estudo. Deste modo a API apresenta na Tabela 2.2 valores guia das principais variáveis que participam no cálculo da capacidade última lateral de estacas construídas em solos arenosos.

Tabela 2.2 Parâmetros de designo para solos granulares (API, 2002)

Densidade relativa	Descrição do solo	Solo-estaca ângulo de atrito δ (°)	Limite atrito no fuste (kPa)
Muito fofa Fofa Média	Areia Areia siltosa Silte	15	47,8
Fofa Média Densa	Areia Areia siltosa Silte	20	67,0
Média Densa	Areia Areia siltosa	25	81,3
Densa Muito densa	Areia Areia siltosa	30	95,7
Densa Muito densa	Grava Areia	35	114,8

Salgado (2008) expõe que no caso de estacas sem deslocamentos não há maior mudança no estado de tensões em relação às condições iniciais. Segundo o autor qualquer efeito produzido pela escavação será corrigido se a fluidez do concreto é suficiente para estabelecer a tensão horizontal na condição natural. Entretanto, para Fleming (1992) nas estacas construídas com concreto de fluidez alta é possível adotar um valor de k_s inicial um pouco maior que k_0 .

Para estacas sem deslocamentos, dado o contato rugoso da interface que produz o cisalhamento no solo localizado na borda da estaca, os valores de δ podem ser expressos em termos do ângulo de atrito no estado crítico (ϕ'_{cv}), isto baseado em ensaios de cisalhamento direto efetuados em solos com diferentes tamanhos de partículas. Por este motivo as deformações geradas no contato concreto e solo são suficientemente grandes para produzir condições de volume constante sob a resistência última do solo. Geralmente os valores oscilam entre $0,8 \phi'_{cv} - \phi'_{cv}$. (Salgado, 2008; Lehane et al. 1993; Jardine e Chow, 1998; Uesugi, 1989)

Assim para casos de estacas escavadas com razoáveis condições de instalação, a rugosidade na interface, será superior ao diâmetro médio dos grãos e, por consequência o cisalhamento ocorre no solo junto à estaca, e não na interface, que resultando em $\delta/\phi'=1$. Contudo em técnicas de construção com baixa qualidade o valor é reduzido para 0,8 ou menos. (Randolph, 1994; Jardine e Chow, 1996; Olson, 1984).

Os valores de k_s são influenciados pelo estado de tensões iniciais (k_0), método de instalação da estaca e da densidade relativa inicial. Por conseguinte, valores de k_s são afetados pelo processo construtivo, sendo maiores para estacas com deslocamentos que para estacas sem deslocamentos durante o processo construtivo. (Fleming, 2009).

Segundo Kulhawy (1990) estabelecer o valor apropriado para a relação entre a tensão efetiva horizontal e vertical é a tarefa mais complexa na resolução do problema, uma vez que esta relação depende do estado de tensões inicial do estado de tensões após a instalação da estaca, além da sua variação com a profundidade. A faixa de valores oscila entre 0,1 e pode chegar até uma magnitude de 5. De acordo com API (2002), para estacas de deslocamento parcial sob carga de compressão e tração em areias o valor de k_s é 0,8 e para estacas de grandes deslocamentos 1,0. Kraft (1990), propôs uma relação entre o método de instalação e densidade relativa para obter o valor de k_s (Figura 2.14).

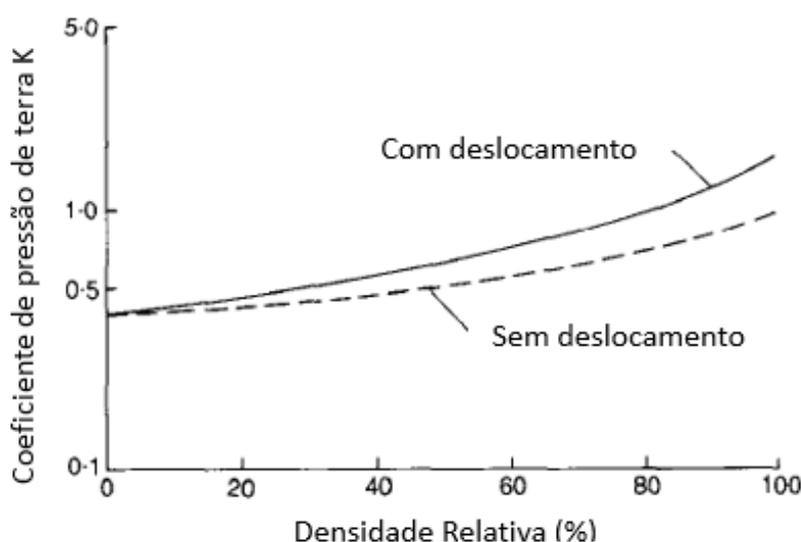


Figura 2.14. Variação da relação de tensões a partir da densidade relativa, para estacas com e sem deslocamentos. (Kraft, 1990)

A influência de k_s no cálculo da resistência de fuste da estaca é alta por ser uma função direta de k_0 (história de tensões), parâmetro que permite avaliar a sobre carga do solo e, portanto, o efeito da história de tensões. Conhecer o histórico de tensões pode permitir uma previsão mais conservadora da capacidade lateral em solos que por exemplo na superfície podem ser pre-adensados e com a profundidade diminuem até condições normalmente adensadas. (Rollins, 2005).

Desta discussão é possível indicar que a relação k_s/k_0 , auxilia na estimativa de k_s a partir dos valores das tensões iniciais no terreno. Por consequente, para areia com baixa densidade relativa os valores de k_s são mais próximos a k_0 , diferentemente para areias densas a muito densas que k_s pode ser significativamente maior do que k_0 . A Figura 2.15 representa esse comportamento.

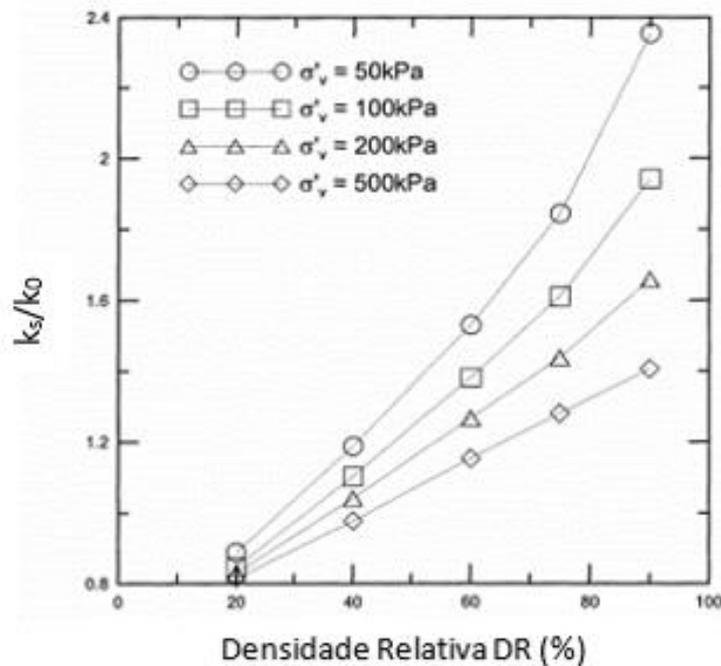


Figura 2.15. Cálculos de valores de k_s na resistência lateral em estacas sem deslocamento (Salgado 2008)

No mecanismo de transferência de carga, caso a areia tenha comportamento dilatante, o cisalhamento ocorre com expansão, cuja magnitude será determinada pelo estado de tensões. À medida que a areia é impedida de expandir-se pela presença da estaca, a tensão normal entre a estaca e areia aumenta. Baseado em um modelo de elementos finitos Salgado (2006a,b) estabeleceu a seguinte expressão:

$$\frac{K_s}{K_0} = 0,7 \exp \left\{ \left[0,0114 - 0,0022 \ln \left(\frac{\sigma'_v}{P_A} \right) \right] D_R \right\} \quad (2.13)$$

A Figura 2.16 mostra a comparação entre k_s/k_0 para estacas de deslocamento e sem deslocamento. É possível observar que o comportamento de k_s/k_0 para estacas sem deslocamento é semelhante com a profundidade, com exceção ao caso de maior densidade, o qual converge somente em profundidades mais elevadas. Já para as estacas de deslocamento a convergência com o aumento das tensões verticais ocorre para todas as densidades avaliadas.

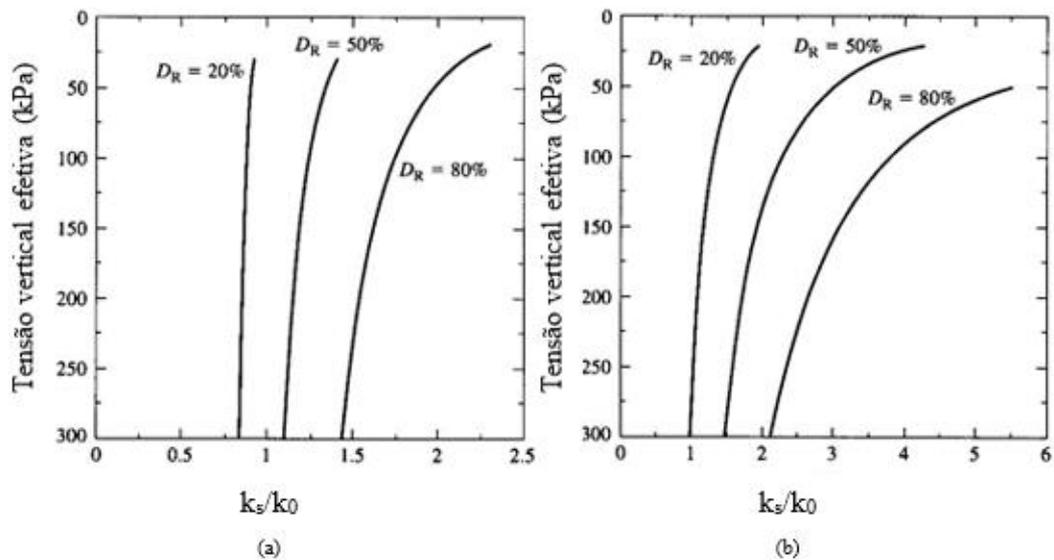


Figura 2.16. Valores de k_s/k_0 para (a) estacas sem deslocamento e (b) de deslocamento pela tensão vertical efetiva de 10 a 300kPa e para três densidades relativas (20, 50 e 80%) (Salgado 2008)

O objetivo central do presente trabalho consistiu-se em contribuir para a presente discussão, apresentando valores da razão entre k_s/k_0 para estacas escavadas testadas no Campo Experimental de Araquari.

2.5 PROVAS DE CARGA ESTÁTICA

Durante um projeto deve-se determinar o comportamento dos elementos estruturais que compõem o sistema de fundação profunda. Deste modo, as provas de carga estáticas, são executadas com os seguintes objetivos, segundo Poulos (1980):

- Garantir que não ocorrerá ruptura das estacas devido a carga aplicada no ensaio, sendo esta a carga de trabalho vezes um fator de segurança.
- Estimar a capacidade de resistência última como um controle sob o valor obtido por meio dos métodos teóricos ou com base nos dados da investigação geotécnica.
- Determinar o comportamento tensão-recalque da estaca, especialmente para a carga de trabalho definida. Esta análise pode ser usada para previsão dos recalques dos grupos de estacas ou estacas individuais do projeto.
- Avaliar a rigidez estrutural da estaca.

Além disso, as provas de carga permitem obter informações que podem ser utilizadas na própria fase de projeto visando diminuir os custos e as incertezas, devido à obtenção direta da carga de

serviço. Dependendo do porte do projeto, o número de provas de carga deverá ser definido, os ensaios permitem avaliar os métodos teóricos usados durante a previsão da carga, devido à baixa confiabilidade destes (Braja, 1999).

O tipo de prova de carga mais comum é a compressão, embora existam modificações para efetuar provas de arrancamento, cargas laterais e cargas torcionais. O procedimento é relativamente simples, consiste na aplicação de sucessivos incrementos de carga, até que a carga proposta de trabalho seja atingida. Deve-se assegurar que a carga durante cada estágio seja constante e para aplicação da carga seguinte os deslocamentos gerados devem estar estabilizados. Para aplicar o incremento de carga são usados critérios da NBR 12131 (1990), esta especifica que a carga deve ser mantida no mínimo 30 minutos e até a estabilização dos deslocamentos. A norma ASTM D1143, sugere que o intervalo de tempo máximo deve ser de duas horas para aplicar o seguinte incremento de carga, uma vez que teoricamente os recalques produzidos numa estaca são imediatos e em intervalos relativamente curtos, estes deslocamentos devem ser aceitáveis e não podem se aproximar aos níveis de ruptura. Também são medidos os deslocamentos verticais, (recalques produzidos a cargas axiais) e os deslocamentos laterais quando cargas horizontais são aplicadas. As provas de carga estáticas são classificadas de acordo com a origem da carga, faixa de aplicação da carga, método de aplicação de carga e presença ou não de instrumentação.

Com os dados gerados a partir da aplicação sucessiva de carga é plotada a curva carga-deslocamento da estaca. Deste modo, o recalque pode ser avaliado através da obtenção da resistência máxima da estaca como elemento estrutural. As curvas carga-recalque, podem ser obtidas por diferentes metodologias: provas de carga em escala real, modelagem numérica e provas com câmaras de calibração. As provas de carga executadas em campo representam a melhor opção para conhecer as condições de carga-recalque de um sistema estrutura-solo específico.

Por outro lado, os resultados duma estaca isolada, não podem ser extrapolados diretamente a previsão do comportamento de um grupo de estacas ou outras estacas. O volume de solo influenciado por uma estaca é menor em comparação ao de um sistema de grupo de estacas, assim a influência da carga para as camadas compressíveis não será afetada ao mesmo nível que se fosse um grupo de estacas (Davis, 1980).

Antes de iniciar o ensaio devem-se definir as condições da estrutura como o fator de segurança da estaca e o significado da carga última que suportaria o sistema, assim é possível assegurar que o nível de recalque se mantenha nos limites previstos (Tomlinson, 1996). Neste contexto, a norma NBR 6122 (2010), permite uma redução do fator de segurança em obras com provas de carga realizadas antes do início do estaqueamento e em número representativo. As estacas escolhidas para o ensaio devem fazer parte da estrutura e não podem ser pré-definidas, devendo ser adotadas uma amostra de no mínimo 1% do total das estacas.

Na Figura 2.17 é apresentado o esquema dos componentes necessários para efetuar a prova de carga em campo. Sob cargas de compressão, os incrementos de carga são aplicados por meio de um macaco hidráulico, sendo que após cada incremento é esperado um período de tempo com a finalidade de permitir os deslocamentos na estaca. Para a medição de recalques são utilizados defletômetros.

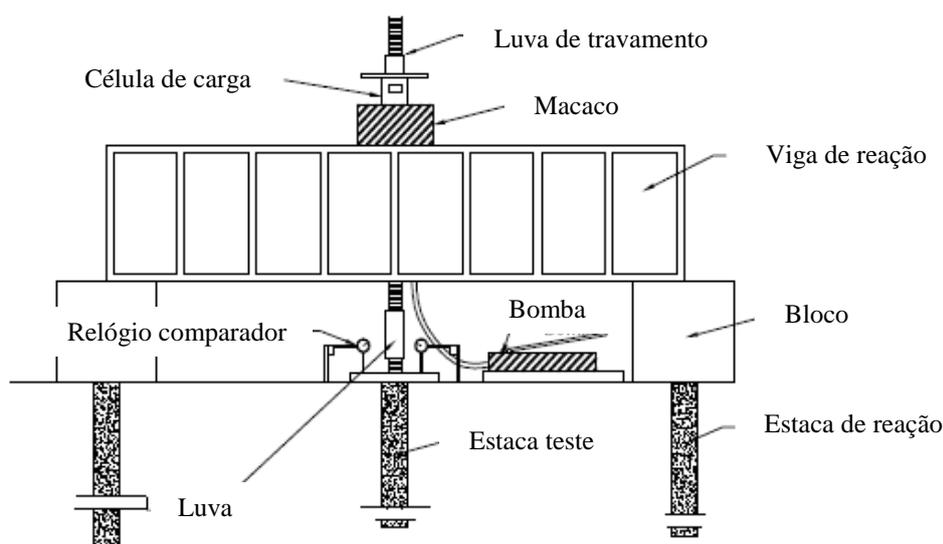


Figura 2.17. Esquema executivo da prova de carga, em compressão axial. (Filho, 2010)

Os recalques gerados na cabeça da estaca podem ser medidos diretamente com uma referência fixa ou dispositivos instalados na viga de suporte, longe do sistema de reação da estaca para que não seja afetada pelo deslocamento do solo. As normativas locais definem os detalhes de execução dos ensaios de prova de carga. No Brasil, a norma NBR 12131 (1990) especifica as condições tais como: distância mínima dos tirantes ou estacas de reação em relação ao elemento a ensaiar, excesso de capacidade de carga do sistema de reação em relação à carga máxima prevista no ensaio. Além disso deve-se assegurar que durante a execução as vigas de referência,

que servem de apoio para os defletômetros, não provoquem erros nos resultados devido a sua deformação ou movimentação.

Com a finalidade de gerar informação completa da reação da estaca durante a prova de carga, são instalados *strain gages* com a profundidade que permitem uma melhor interpretação dos resultados, embora sejam um motivo para que a estaca tenha mudanças na secção transversal e assim nas suas propriedades elásticas. Devem-se aplicar as cargas do ensaio por meio de sistemas que minimizem erros devidos à excentricidade, à verticalidade ou à calibração. O problema de centralização é particularmente crítico em estacas de pequeno diâmetro, em que pequenos erros podem produzir grande excentricidade, acarretando erros significativos na interpretação de resultados (Tomlinson, 1996).

Da mesma forma, na norma NBR 12131 (1990) é definida a magnitude da carga para cada estágio e tempo de período entre sucessivos estágios de carga. Os incrementos de carga definidos segundo a normativa, não devem superar o 20% da carga de trabalho para ensaios de carregamentos lentos e o tempo de espera deve ser no mínimo 30 minutos entre cada estágio. No caso de carregamentos rápidos, o incremento de carga não deve ser superior a 10% da carga de trabalho e o tempo de esperar entre estágios é de 5 minutos. A prova de carga deve chegar até pelo menos uma carga de duas vezes a carga de trabalho proposta, depois de atingir a carga desejada à estaca deve ser descarregada gradualmente no mínimo por 4 estágios.

A partir da curva carga-recalque apresentada na Figura 2.18, é obtido o deslocamento máximo admissível para a solicitação de carga de acordo com o projeto, assim a resistência e deformação máxima da estaca é determinada baseadas nas provas de carga executadas em campo. A norma NBR 6122 (2010) estabelece que a capacidade de carga de estaca na prova de carga deve ser definida quando ocorrer ruptura nítida caracterizada por crescimento contínuo do recalque sob uma carga constante.

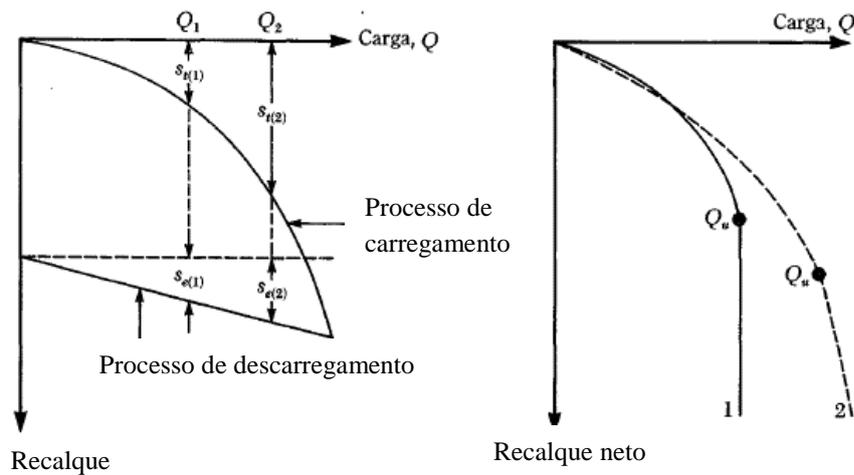


Figura 2.18. Curva carga-recalque produto da prova de carga. (Braja, 1999)

Porém a ruptura nítida nem sempre ocorre durante a prova de carga, devido a duas circunstâncias: quando a carga que se pretende aplicar é inferior à capacidade de carga estaca (limitação de reação) e quando a carga aplicada na estaca produz recalques consideráveis, mas os quais não representam a ruptura nítida do elemento.

Nessas duas circunstâncias deve-se extrapolar a curva carga-recalque para avaliar a carga de ruptura, o que deve ser feito por critérios baseados na Engenharia Geotécnica. Nos casos em que a estaca atinge a ruptura nítida, a norma NBR 6122 (2010), apresenta a equação 2.11, para a determinação da carga limite de trabalho. A equação é utilizada para a determinação do recalque máximo da estrutura e respectiva carga admissível. A determinação é feita através da observação do ponto onde a reta obtida pela equação encontra a curva carga-recalque (Figura 2.19), a carga vertical P desde ponto será a carga máxima de ruptura.

$$\Delta_r = \frac{P \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (2.14)$$

Sendo:

Δ_r Recalque da ruptura convencional

P Carga da ruptura convencional

L Comprimento da estaca

A Área da secção transversal da estaca

E Módulo de elasticidade da estaca (estrutural)

D Diâmetro do círculo circunscrito à estaca ou, no caso de barretes, o diâmetro do círculo de área equivalente ao da secção transversal desta

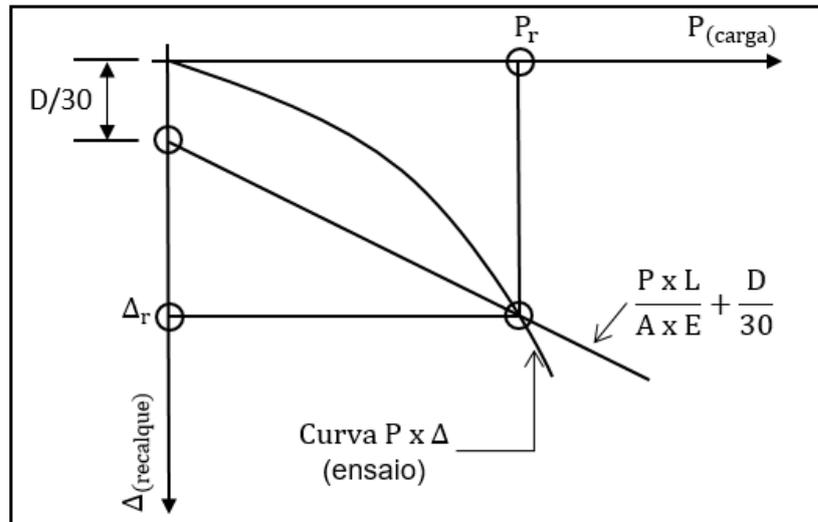


Figura 2.19. Carga de ruptura convencional (NBR 6122 (2010))

Na interpretação da prova de carga, devem ser consideradas a natureza do terreno, a velocidade de carregamento e a estabilização dos recalques, conforme previsto na NBR 6122 (2010), uma prova sem estabilização dos recalques só indica a carga de ruptura. Além disso, deve-se garantir que durante a prova de carga o atrito lateral seja sempre positivo, ainda que venha a ser negativo ao longo da vida útil da estaca.

De acordo com Whitaker (1970) deve-se estimar a capacidade de carga adequada as condições de carga e reação do sistema, para definir o mecanismo de ruptura e, portanto, a capacidade de carga última poderia ser reconhecida. As definições mais comuns para capacidade de carga última são:

1. A carga que produz recalques iguais a 10% do diâmetro da estaca (Terzaghi, 1942).
2. A carga na qual a taxa dos recalques continua sem incrementos na carga. Exceto taxas de recalque muito lentas que podem ser decorrentes do adensamento do solo.

3 CAMPO EXPERIMENTAL ARAQUARI

Nesta secção são apresentadas as informações gerais do campo experimental, geologia e localização, assim como os resultados dos ensaios de campo efetuados e por fim um resumo das provas de carga. Informações que foram desenvolvidas em pesquisas anteriores, no trabalho de mestrado apresentado por José Luís Rodriguez Brochero (2014) e na tese de doutorado do Fabiano Alexandre Nienov (2016). Os autores apresentam a interpretação dos resultados da investigação geotécnica e na tese foram analisados os resultados das provas de carga das estacas escavadas com carregamento estático.

3.1 LOCALIZAÇÃO

O campo experimental localiza-se no município de Araquari-SC. Foi procurado um local com condições razoáveis para efetuar ensaios de campo e sob estacas com a finalidade de avaliar o comportamento de materiais não coesivos. Logo, foram construídas estacas que permitissem avaliar sua capacidade de carga axial e o comportamento da interação solo-estaca.

Brochero (2014) apresenta as características geológicas, regionais e geográficas da área de estudo. No presente trabalho serão abordados os ensaios de laboratório que complementam a pesquisa realizada no campo experimental.

Nas Figura 3.1 é apresentada a localização regional do campo experimental. A cidade mais próxima é Joinville. Para chegar no local deve-se seguir as seguintes instruções. Na margem direita do sentido norte da rodovia BR-101 situa-se o local, assim ingressando pela rodoviária municipal Ipiranga, depois virando à direita pegando a Rua João Luís Filho, avançando aproximadamente 900m e virando à esquerda numa estrada que leva até uma fazenda a 500m deste cruzamento. A área usada para realizar os trabalhos de pesquisa foi de aproximadamente 0,3 km², ver Figura 3.2.



Figura 3.1. Localização geral de Araquari-SC (Google maps, 2016).



Figura 3.2. Mapa de localização do campo experimental da UFRGS (Google Earth, 2016).

3.2 GEOLOGIA LOCAL

A planície costeira norte de Santa Catarina é constituída de duas unidades geológicas: o embasamento cristalino e as bacias sedimentares marginais de Pelotas e Santos. O primeiro caracteriza o arcabouço geológico-estrutural das regiões norte e central do estado. Este embasamento que aflora representa as terras altas da província costeira, na forma de elevações, maciços rochosos, promontórios pontuais e ilhas continentais. As bacias de Santos e Pelotas estão localizadas na zona sul do estado. A cidade de Araquari se encontra no norte do estado e faz parte do embasamento (Horn Filho e Diehl, 1994; Horn Filho 1997).

Segundo Horn (2003) a superfície de interesse na presente pesquisa está formada por sedimentação a partir das variações relativas do nível do mar e dos deslocamentos de corpos de
Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari

água de grandes dimensões, representadas comumente por faixas de terrenos compostos por sedimentos marinhos, continentais, fluvio-marinhos e lagunares da idade quaternária, sendo as rochas mais antigas da costa do estado.

O mapa geológico apresentado na Figura 3.3 foi desenvolvido pelo serviço geológico do Brasil (CPRM), onde é possível conhecer a estratigrafia própria do campo experimental, descrita como Q2ma, “Depósitos de planície de Maré: Areais quartzosas e silto-argilosas, mal selecionadas, cores cinza a creme, ricas em matéria orgânica, retrabalhadas pela ação das marés acima do nível dos mangues atuais”.



Figura 3.3. Mapa geológico de Santa Catarina – zona norte. (CPRM – Serviço geológico do Brasil)

3.3 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Mediante a análise de resultados da investigação de campo e extração de amostras para caracterização em laboratório foi possível a definição do perfil representativo do solo encontrado durante a investigação geotécnica executada e interpretada em pesquisas anteriores. (Brochero, 2014 e Nienov, 2016). Os ensaios realizados foram *Standart Penetration Test* (SPT), Piezocone (CPTu) e Dilatômetro (SDMT). Depois da interpretação foram realizadas a classificação do solo, determinação de parâmetros de resistência e densidades relativas de campo, módulos de deformação, história de tensões e o índice de pressão lateral.

Foram realizadas duas campanhas, a primeira mais geral foi executada para abarcar 3.600m² (maiores detalhes em Bochero, 2014), enquanto na segunda foram executados 7 ensaios de CPTu e 3 ensaios do tipo SPT, localizados no eixo de cada estaca teste em uma área de 225m². Na Figura 3.4 são apresentadas as plantas do campo experimental com a localização dos ensaios

realizados in situ (CPTu e SPT). Os ensaios do tipo SPT foram realizados pela empresa Geofoma Engenharia Ltda. Os ensaios de penetração utilizando piezocone (CPTu), foram executados pela empresa Fugro In Situ Geotecnica.

Baseado nos resultados dos ensaios de campo foi possível plotar os golpes obtidos em profundidade. (Figura 3.5).

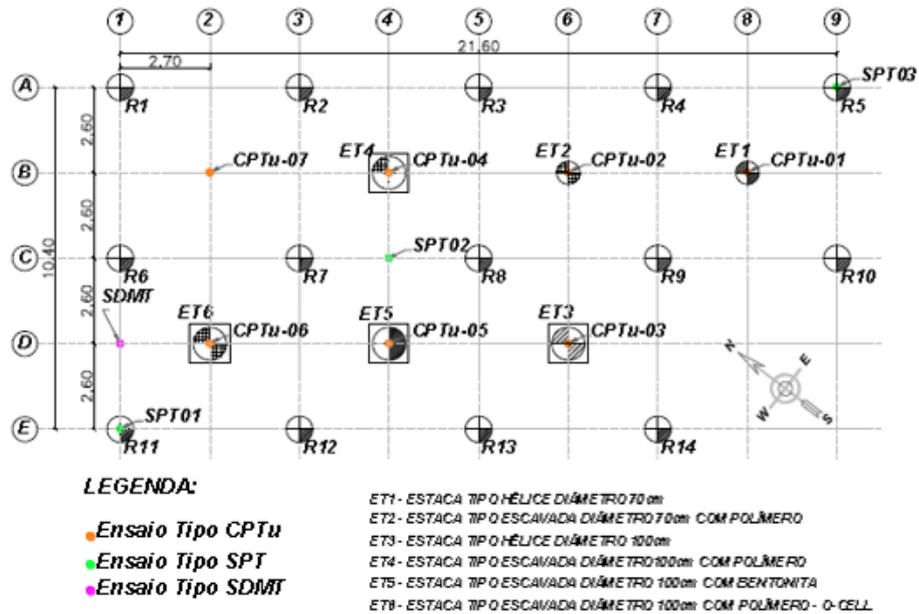


Figura 3.4. Planta do campo experimental com localização dos pontos dos ensaios SPT, CPTu e SDMT.

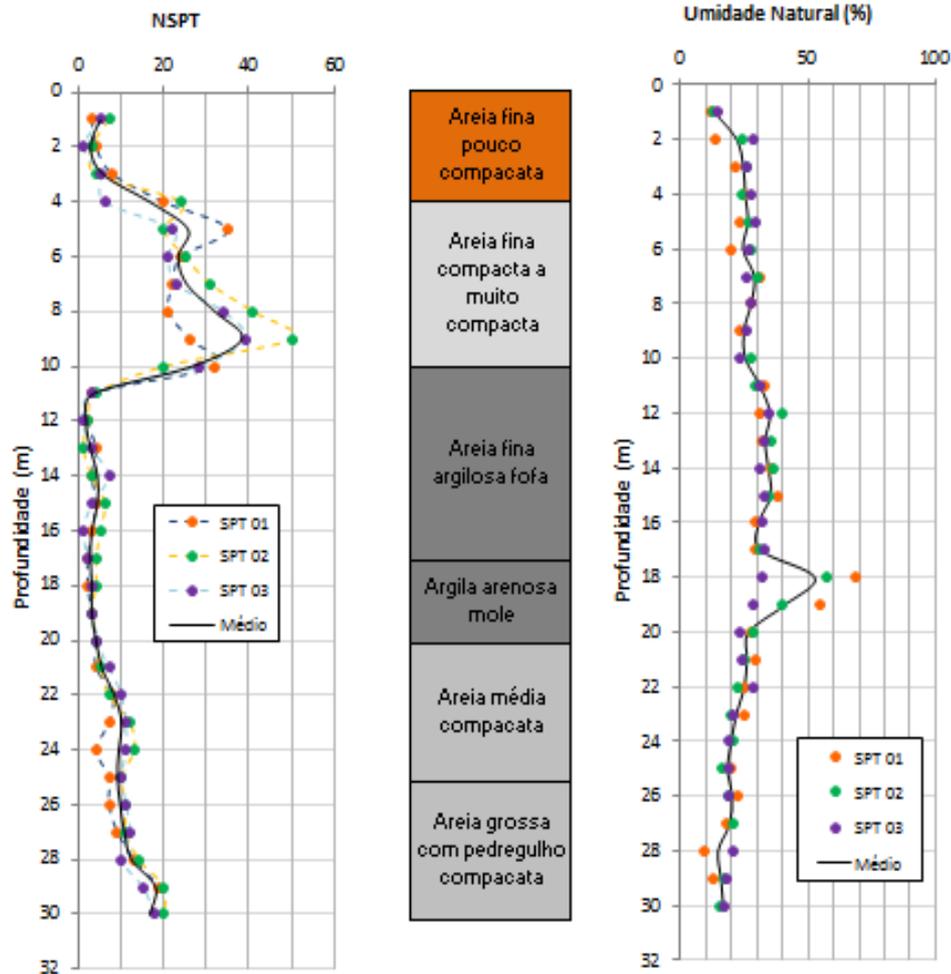


Figura 3.5. Variação dos valores de NSPT individual e umidade ao longo da profundidade (Nienov, 2016)

A partir da Figura 3.5 é possível observar a divisão das camadas encontradas, o perfil de sondagem, este composto pela maior parte de areia, intercalado por um estrato de argila silte arenosa dos 18 a 22m. O nível da água encontra-se 2,15 a 2,77m da superfície do terreno.

O perfil gerado a partir do número de golpes, os quais foram corrigidos quanto à energia de cravação e ao nível de tensões. Esses valores de N corrigidos foram usados para a estimativa de parâmetros de resistência de solos arenosos. Metodologias apresentadas por Nienov (2016).

Na Figura 3.6 observa-se uma areia fofa a pouco compacta até os 4,0m. Seguidamente até os 11,0m uma camada de areia compacta, que perde densidade com o aumento da profundidade até os 18,0m, onde aparece uma argila silte arenosa que permanece até os 22,0m. Logo após, novamente aparece uma camada de areia média a grossa passando por uma compactidade média a compacta até os 30,0m. A umidade encontra-se numa faixa do 10% ao 70%. Este perfil será

revisado posteriormente nesta dissertação e analisado à luz dos resultados obtidos nos ensaios de laboratório.

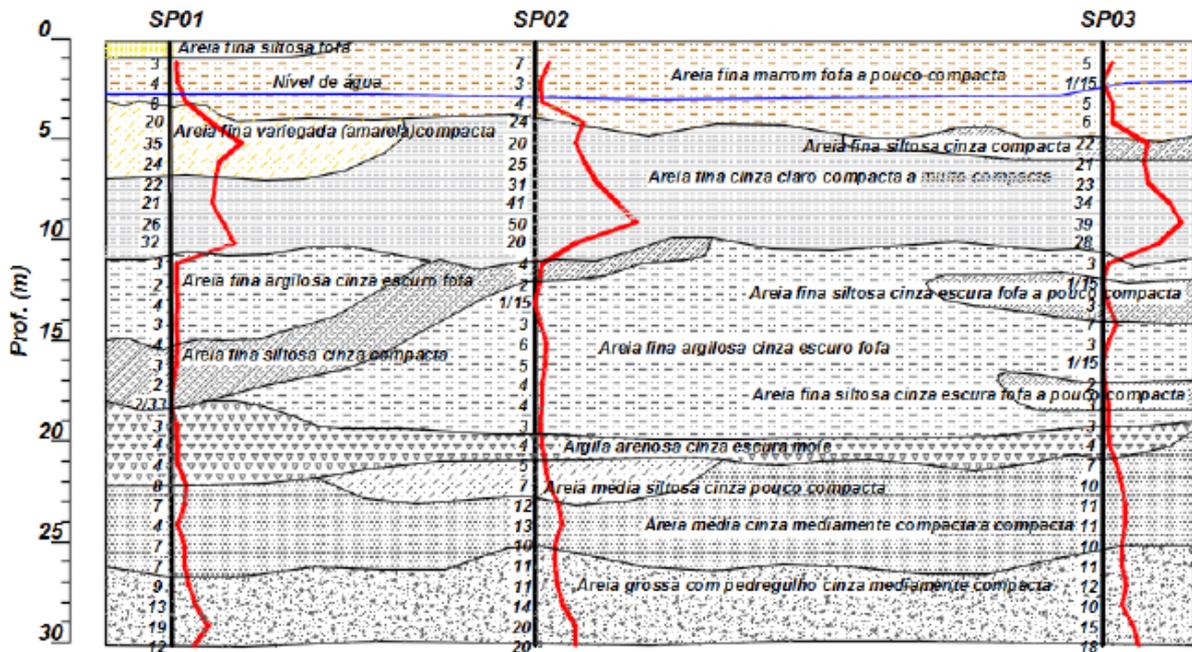


Figura 3.6. Perfil geotécnico baseado nos ensaios SPT (Nienov, 2016)

Com a interpretação do ensaio SPT, foi possível estimar os parâmetros de resistência segundo as propostas de Bolton (1986) e De Mello (1971), métodos que permitem obter a variação do valor de ângulo de atrito com a profundidade tomando como base o número de golpes. Segundo a proposta de Bolton (1986), a primeira camada apresenta valores de 35° a 40° . Para segunda camada mais compacta a faixa fica entre 40° a 45° . E após o valor permanece constante de 37° . Da metodologia de De Mello (1971), a camada superior o ângulo de atrito interno fica entre 30° e 35° , para entre 4 e 11m o valor varia entre 40° e 55° e o restante do perfil entre 30° e 35° . (Mais detalhes em Nienov, 2016).

A densidade relativa foi obtida a partir da metodologia estabelecida por Skempton (1986) que relaciona o número de golpes obtidos durante a execução dos ensaios SPT com o nível de tensões verticais do perfil. Na Figura 3.7 são apresentados os valores correspondentes ao perfil do campo experimental.

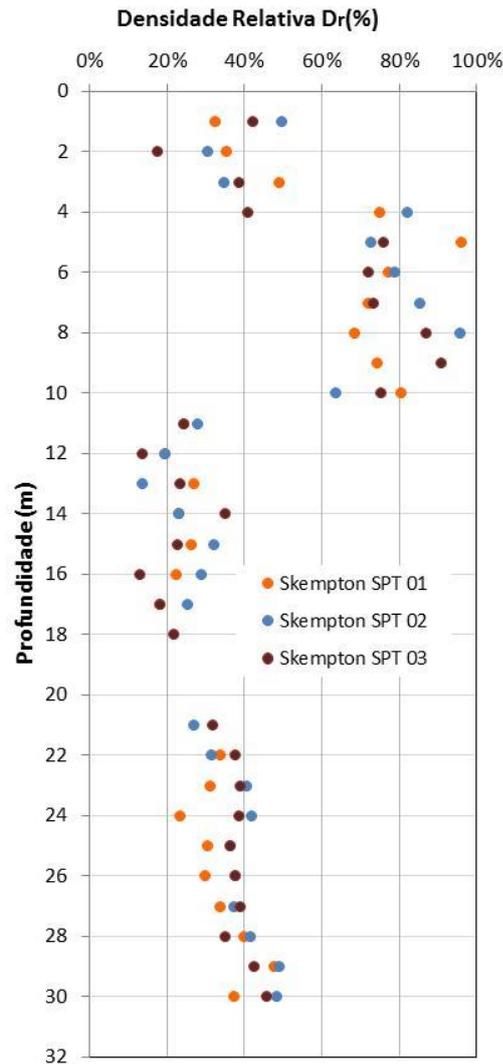


Figura 3.7. Determinação da densidade relativa por meio do ensaio de SPT. (Nienov, 2016)

Os resultados dos ensaios CPTu, foram plotados ao longo da profundidade com as medidas fornecidas: resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressão (u_2). A resistência de ponta deve ser corrigida devido ao efeito de poropressão para obter a resistência de ponta (q_t).

Na Figura 3.8 é possível observar a mudança nos valores de resistência de ponta devido a profundidade, tem-se uma camada de solo de baixa resistência até os 4,0m, característica de solo fofo. Na faixa de 4,0m até os 11,0m, a resistência de ponta oscila entre 10 e 25 MPa, a exceção da profundidade aos 7,0m aparece uma resistência em torno dos 5 MPa diminuindo a capacidade da camada. Com o avanço da perfuração a resistência vai diminuindo chegando a valores de 3 MPa, para uma profundidade de 22,0m, após deste ponto o ganho de resistência de ponta aumenta e é constata até o fim do perfil (30,0m) com valores em torno de 8 a 10 MPa.

O atrito lateral (f_s) obteve registros de pico para a camada de maior densidade (4,0 – 11,0m), com valores entre 50 a 250 kPa. Após essa camada os valores apresentam certa homogeneidade entre 25 e 50 kPa, até os 27,0m de profundidade e o trecho seguinte registrou valores médios de 60 kPa.

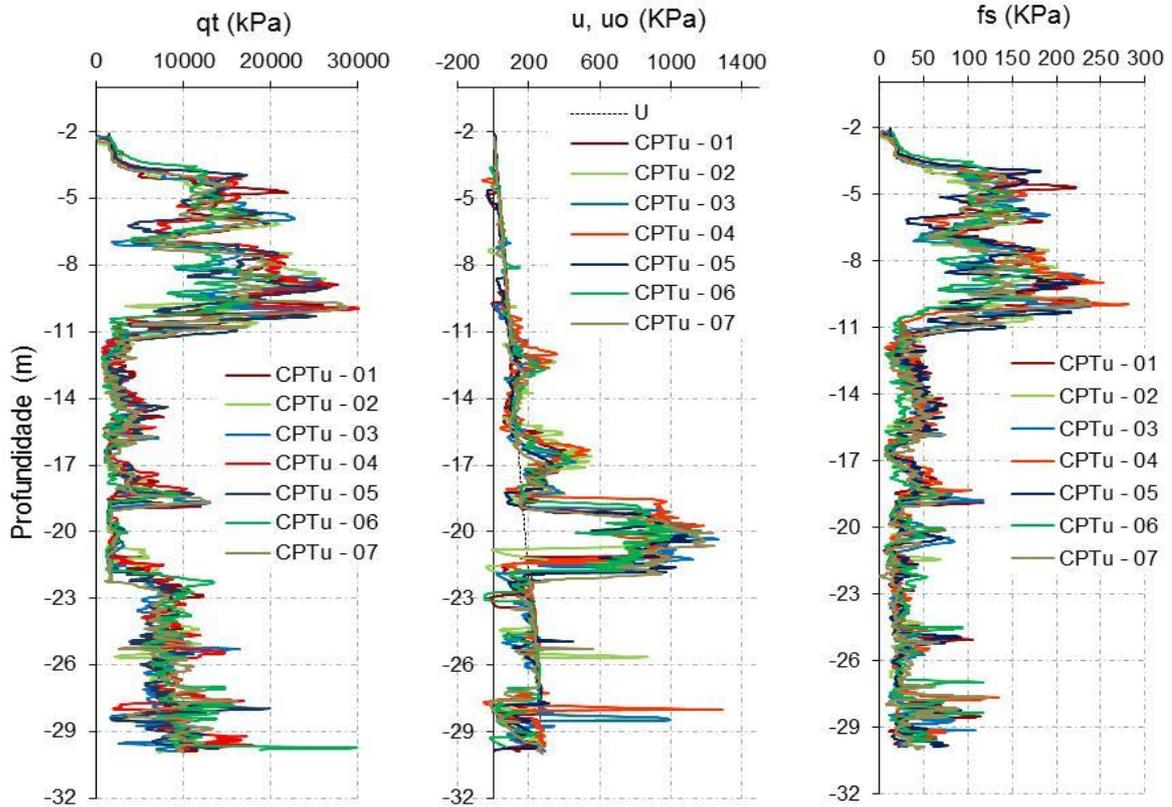


Figura 3.8. Parâmetros iniciais q_t , u , u_0 e f_s . (Nienov, 2016)

O perfil da poro-pressão apresenta vários picos com a profundidade, o maior se encontra na camada entre os 18,0m e 22,0m com valores de excesso de poro-pressão, chegando a 1000 kPa. Na camada dos 12,0m mostra um aumento de poro-pressão, atingindo um valor de 400 kPa, o seguinte pico aparece na profundidade 17,0m chegando a valores próximos de 600 kPa.

3.4 PROVAS DE CARGA ESTÁTICAS

O procedimento durante as provas de carga foi submeter cada elemento a uma carga vertical à compressão, com a finalidade de avaliar o comportamento carga – deslocamento e estimar a capacidade de carga última. O procedimento consistiu na aplicação de cargas estáticas crescentes por intervalos até atingir a ruptura nítida.

Mediante a instrumentação das estacas foi possível aferir o mecanismo de transferência de carga para o solo, conseguindo obter resposta do comportamento da estaca em termos de atrito lateral, capacidade por ponta e recalques. Os principais resultados destas provas de carga são apresentados neste item, na medida em que serão usados posteriormente para avaliar a transferência de carga nas estacas com base em ensaios de laboratório.

3.4.1 Descrição das estacas executadas

As provas de carga efetuadas no campo experimental foram executadas em estacas escavadas com fluído estabilizante nas paredes (lama bentonítica e polímero). O tipo de carregamento foi estático e dinâmico. Na Tabela 3.1 apresenta-se um resumo das características das estacas objetivo de estudo na presente pesquisa.

Tabela 3.1. Resumo das estacas executadas no campo experimental.

Número	Escavadas	Diâmetro (m)	Comprimento (m)	Tipo de carregamento
ET2	com uso de polímero	0,7	15,0	Estático / Dinâmico
ET4	com uso de polímero	1,0	24,0	Estático
ET5	com uso de bentonita	1,0	24,0	Estático
ET6	com uso de polímero	1,0	24,0	Estático com uso de O-cell

As estacas foram executadas pela empresa Brasfond Fundações Especiais. A instalação do sistema de instrumentação foi feita pela empresa Fugro In Situ Geotecnia. O controle tecnológico do concreto e o apoio logístico foram realizados pela empresa Geofoma Engenharia Ltda. Além das estacas listadas foram realizadas estacas hélices que não foram objeto de estudo da presente dissertação, assim se-procuraba obter um banco de dados com diferentes tipos de estacas para em diferentes pesquisas analisar o comportamto de estacas construídas em perfis arenosos.

Para a complementação dos dados foram executados ensaios de integridade nas estacas, ensaio de tipo PIT, TIP e Cross-Hole. Na Figura 3.9, os pontos denominados como R representam as estacas de reação tipo hélice de 80 cm de diâmetro com 24 m de comprimento. As estacas denominadas como ET1 e ET3 não foram objeto de estudo no presente trabalho, são do tipo hélice, variando a profundidade e diâmetro, 70 cm e 100 cm, 15 m e 24 m, respectivamente.

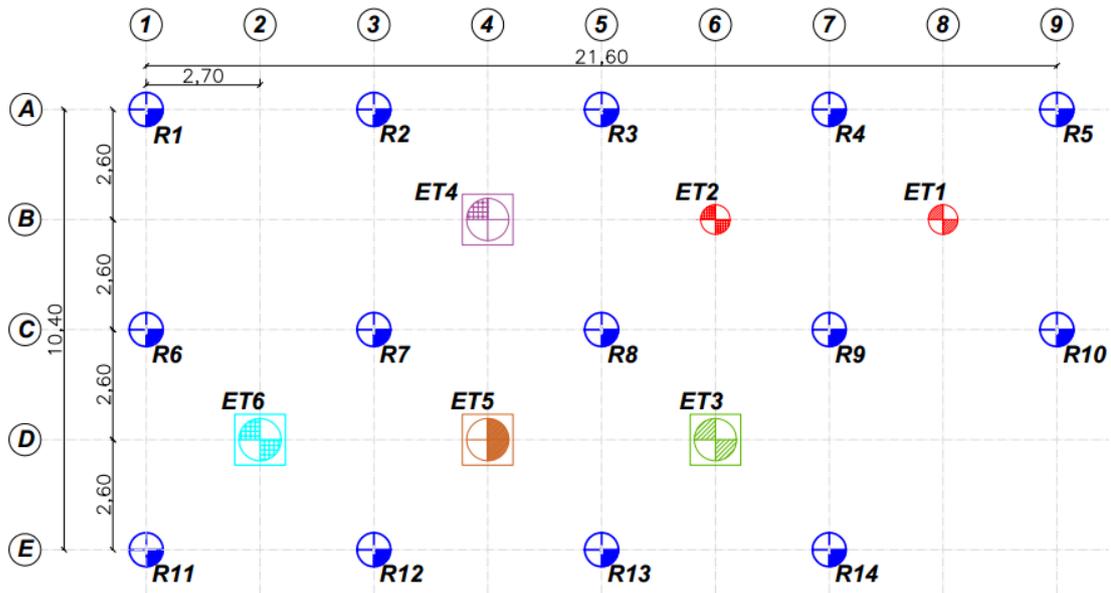


Figura 3.9. Localização das executadas no campo experimental. (Nienov, 2016)

Após as devidas medições em campo, foram determinadas as profundidades reais atingidas por cada um dos elementos (Tabela 3.2).

Tabela 3.2. Profundidades atingidas pelas estacas.

Estaca	Diâmetro (m)	Comprimento (m)
ET2	0,70	15,70
ET4	1,0	24,10
ET5	1,0	24,4
ET6	1,0	24,3

3.4.2 Instrumentação

A instrumentação das estacas foi descrita pelo Nienov (2016):

Com a colaboração da empresa Fugro In Situ Geotecnia foi desenvolvida a instrumentação dos elementos. Para instrumentação em profundidade foram usados extensômetros (VW Rebar Strainmeter, "Sister Bar", #4 rebar) modelo 4911-4 da Geokon ao longo do fuste com distâncias pré-definidas. Os dispositivos tinham as ferramentas necessárias para conseguir medições de deformações e de temperatura do concreto durante e após a cura do concreto.

Os extensômetros foram instalados por níveis e na Tabela 3.3 é apresentada de forma resumida o número de dispositivos usados por estaca em cada profundidade. Para mais detalhes da construção das estacas, instalação da instrumentação e aplicação

Tabela 3.3. Níveis de instrumentação ao longo da profundidade das estacas (Nienov, 2016).

Nível	ET2		ET4		ET5		ET6	
	Cota (m)	Geokon 4911-4						
N1	0,5	2	0,5	2	0,5	2	0,5	2
N2	4,0	4	4,0	4	4,0	4	4,0	4
N3	7,0	2	7,0	2	7,0	2	7,0	2
N4	10,5	4	11,0	4	11,5	4	11,0	4
N5	14,5	2	14,0	2	14,5	2	14,0	2
N6	-	-	18,5	2	18,5	2	19,0	2
N7	-	-	21,5	2	22,0	2	22,0	2
N8	-	-	23,5	2	23,5	2	23,5	2

3.4.3 Apresentação curvas carga-deslocamento

Nienov (2016) apresenta a interpretação das provas de carga das estacas escavadas executas com polímero e bentonita, assim a interpretação das outras estacas serão realizadas em pesquisas futuras. Portanto um resumo das análises realizadas serão mostrados a continuação.

As curvas carga-deslocamento das estacas deste estudo são apresentadas nas **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e Figura 3.10. Posteriormente serão usados os dados da interpretação com o objetivo de comparar os resultados de carga para atrito lateral em campo, com os parâmetros estimados a partir dos ensaios de laboratório, usando os métodos teóricos consagrados.

Na estaca com uso de polímero obtiveram-se valores de deslocamentos no topo da estaca de 9,84% de seu diâmetro e a carga unitária mobilizada de 1714 kN/m².

Para a estaca com bentonita se chegaram em deslocamentos no topo da estaca de 6% de seu diâmetro com a carga unitária mobilizada de 1462 kN/m². O carregamento foi detido pela dificuldade em manter a carga constante, por causa de não havia estabilização dos deslocamentos no topo da estaca.

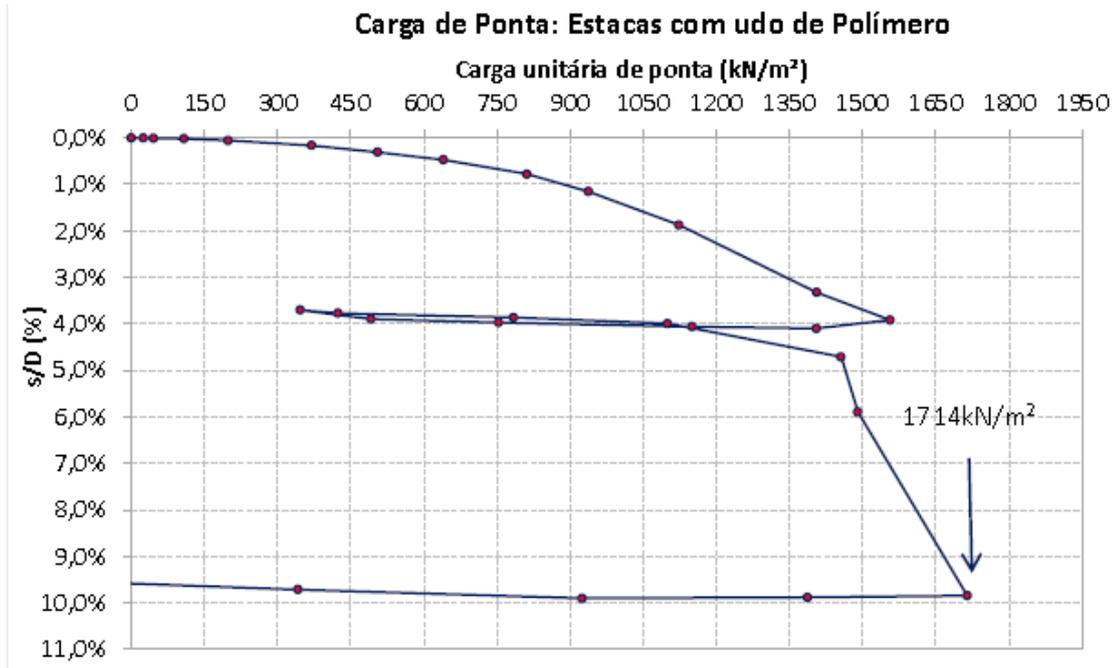


Figura 3.10. Curva carga-deslocamento estaca ET-4 (Polímero) (Nienov, 2016).

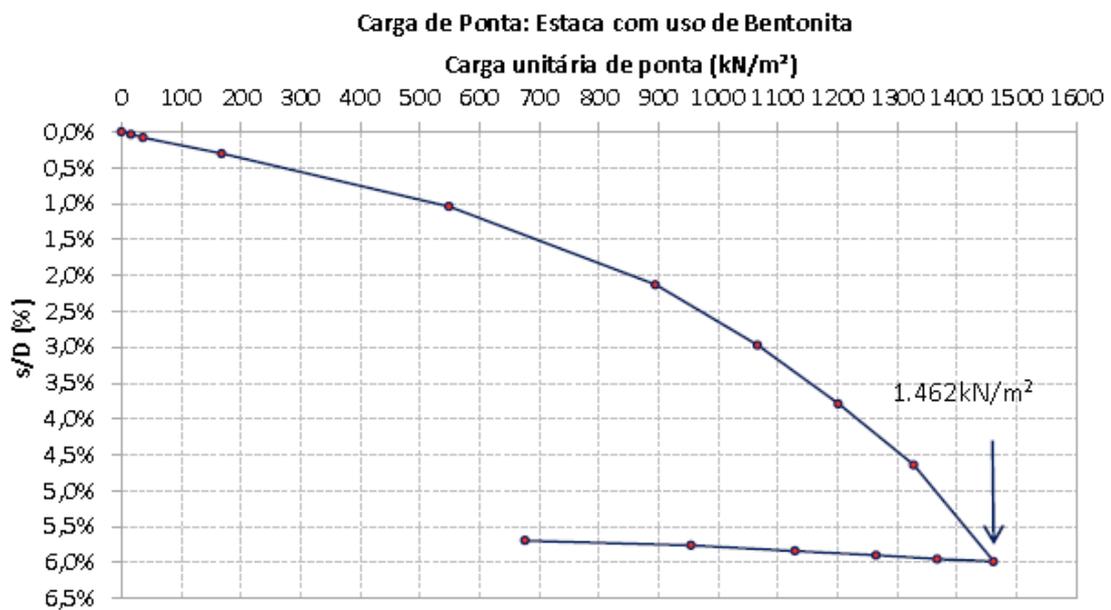


Figura 3.11. Curva carga-deslocamento estaca ET-5 (Bentonita). (Nienov, 2016)

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo é apresentado uma descrição dos materiais empregados na pesquisa, a preparação das amostras, técnicas e procedimentos relevantes à execução do programa experimental e os equipamentos utilizados. Os resultados e interpretação dos mesmos serão analisados nos capítulos posteriores.

4.1 MATERIAIS

Durante a execução dos ensaios da investigação geotécnica e a partir do amostrador do SPT foram coletadas amostras para a caracterização das diferentes profundidades, na área de localização das estacas que foram estudadas na presente pesquisa. No total os ensaios foram realizados em 23 amostras. As profundidades das amostras vão desde os 3,0m até os 24,0m, provenientes do campo experimental de Araquari-SC.

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O plano de ensaios de laboratório para caracterização do material, foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geo-ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Com o propósito de efetuar ensaios para determinar a mineralogia, forma e tamanho dos grãos, foram executados no Instituto de Geociências da UFRGS ensaios de difração raios-X e na Universidade de Passo Fundo (UPF) no laboratório do programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental (PPGENG-UPF) ensaios de MEV. Na Tabela 4.1 é apresentado um resumo dos ensaios executados.

Tabela 4.1. Resumo execução de ensaios de laboratório.

Material	Etapa	Ensaio	Realizado
Solo extraído do campo experimental	Caracterização dos materiais	Análise granulométrica por peneiramento	23
		Análise granulométrica a laser	23
		Limites de Atterberg	2
		Massa específica real dos grãos	8
		Índice de vazios mínimo e máximo	23
	Análise físico-mineralogia	MEV	9
		Difração raios-X	7

Comportamento tensão-deformação, resistência ao cisalhamento	Compressão triaxial CID	18
--	----------------------------	----

4.3 METODOLOGIAS DAS INVESTIGAÇÕES

4.3.1 Caracterização dos grãos

Os ensaios realizados para a caracterização do material em laboratório foram de determinação da massa específica real dos grãos, índice de vazios mínimo e máximo, granulometria e limites de Atterberg.

4.3.1.1 Massa específica real dos grãos

A massa específica real dos grãos foi obtida de acordo com os procedimentos estabelecidos na norma NBR 6508 (1984).

4.3.1.2 Índice de vazios mínimo e máximo

O índice de vazios mínimo e máximo foi determinado segundo o que preconiza a norma NBR 9895 (1987), calculado o volume e peso para preencher o molde.

4.3.1.3 Granulometria por peneiramento e sedimentação

O ensaio de granulometria foi realizado de acordo com os procedimentos estabelecidos na norma NBR 7181 (1984), em amostras na superfície e ao longo da profundidade. O ensaio de sedimentação foi realizado para a amostra na profundidade 19.0m.

4.3.1.4 Granulometria a laser

Para a caracterização do tamanho dos fino do solo foi utilizado o equipamento CILAS particle size analyser, modelo 1180 Liquid, (CILAS, Orleans, França) (Figura 4.1), equipamento que permite a análise do tamanho de partículas a Laser. O equipamento permite uma faixa de análise entre 0,04 a 2500µm. Os ensaios foram executados no Laboratório de materiais cerâmicos (LACER).



Figura 4.1. Equipamento CILAS1180.

4.3.1.5 Limites de Atterberg

O procedimento foi feito segundo a norma NBR 6457 (1986) para a preparação do material, os limites de liquidez e de plasticidade foram obtidos com o uso da norma NBR 6459 (1984) e 7180 (1984), respectivamente.

4.3.2 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

O equipamento usado para efetuar as análises do MEV foi o Silicon Drift Detector X-max^N desenvolvido pela Universidade de Oxford, tem a capacidade de detectar tamanhos dos grãos na faixa de 150mm² até 20mm². O uso do software AZtec permite a realização do ensaio MEV, usando a metodologia EDS, que proporciona a análise qualitativa dos elementos químicos da amostra. Na Figura 4.2 é apresentado o equipamento usado. Na Figura 4.3 é mostrada a câmara que para aplicação do material condutor do feixe de elétrons, para o presente trabalho foi utilizado ouro.

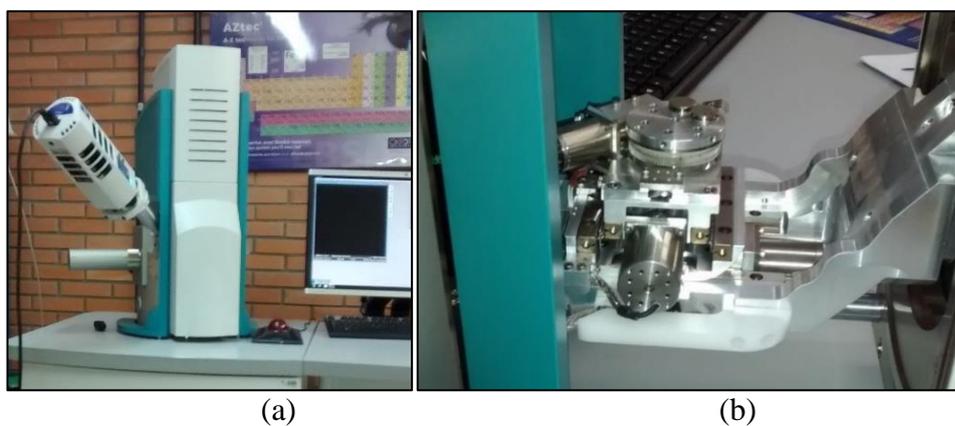


Figura 4.2. (a) Coluna óptico-eletrônica, (b) Câmara de amostra com fixação dos suportes metálicos.

Após inseriu-se as amostras em câmara de vácuo e estas foram submetidas a um feixe de elétrons emitidos por uma coluna óptico-eletrônica, cuja interação e detecção posterior é responsável pela geração de imagens. Utilizaram-se imagens no modo elétrons retroespalhados, principalmente para conhecer a forma dos grãos e para isso as imagens passaram por diferentes ampliações. Observou-se, através de detector de raios X-EDS, por mapeamento, a composição química para porções específicas nos grãos, com a finalidade de definir os elementos químicos das amostras com a comparação dos resultados obtidos com a difração de raios-X.



Figura 4.3. Câmara para a aplicação do material condutor.

4.3.3 Difração de raios-X

O equipamento utilizado foi um difratômetro SIEMENS – BRUKER- AXS D5000 (Figura 4.4) com goniômetro 2θ do laboratório de Difração de Raios X do Instituto de Geociências da UFRGS com o intuito de determinar a composição dos argilominerais presentes no solo estudado. Um goniômetro é um instrumento que mede o ângulo entre as superfícies refletoras de um cristal ou prisma. No laboratório de Difração de Raios X do instituto de Geociências da UFRGS, os resultados obtidos são interpretados através do programa DIFRAT plus 2001 EVA 7, com base de dados JCPDS (1989).



Figura 4.4. Equipamento SIEMENS – BRUKER- AXS D5000.

A técnica da difratometria de raios X representa uma das principais ferramentas que procura a caracterização micro-estrutural de materiais cristalinos, em especial para a identificação e estudo de argilominerais. O princípio da técnica é baseado na dispersão de raios X pelos cristais num processo onde são espalhados pelos elétrons dos átomos, sem mudança de comprimento de onda, assim o fóton muda sua trajetória, mas mantém a mesma fase e energia de fóton incidente (Kahn).

Quando algumas condições geométricas são satisfeitas, o feixe difratado é produzido por espalhamento e, portanto, são gerados os máximos. Fenômeno descrito pela Lei de Bragg, onde $n \lambda = 2d \sin \theta$, sendo “ λ ” o comprimento de onda da radiação incidente, “ n ” um número inteiro correspondente ao número de ordem de difração, “ d ” a distância interplanar, e “ θ ” o ângulo de incidência dos raios X. (Figura 4.5) (Bragg, 1962)

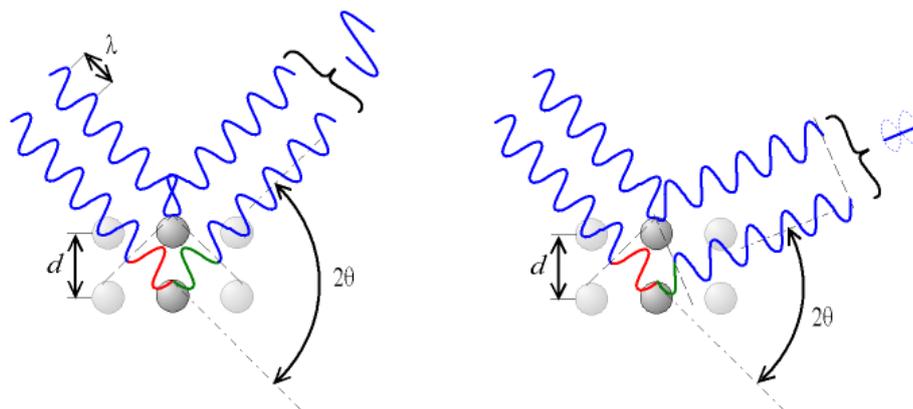


Figura 4.5. Lei de Bragg (Ozols, 2009)

Os planos de uma família, formados pelos átomos da amostra, são todos paralelos e possuem uma distância interplanar d , constante e característicos para cada grupo de argilomineral. Assim, este último representa a variável incógnita na equação da Bragg. Portanto, o difratograma resultante é comparado com valores de argilominerais padrão, armazenados em *software* específicos, para identificar os argilominerais presentes na amostra.

A técnica de difração de raios X trata da interpretação dos difratogramas obtidos na difração de raios X pelas espécies cristalinas. A estrutura cristalina é que determina a intensidade e a posição do feixe espalhado.

Os argilominerais são filossilicatos hidratados, ou seja, possuem sua estrutura cristalina em camadas e com moléculas de OH^- ou mesmo H_2O nos espaços interlamelares. Devido a isto, seus espaços interlamelares podem sofrer redução ou expansão de acordo com as características dos mesmos. Portanto, são preparados diferentes tipos de amostras: amostras naturalmente orientadas, glicoladas e calcinadas, que permitem diferenciar as modificações nas estruturas dos argilominerais, para serem detectadas no difratograma.

Desta forma, a redução pode acontecer durante o aquecimento a temperaturas que eliminem a água ou expansão ao adicionar líquido seja água ou glicol e glicerina. Além disso, caso esses minerais apareçam em concentrações muito pequenas, poderia ser uma limitação para definir o teor de argilominerais. (Ramakrishnan, 2000)

Na preparação das amostras no estado natural é seguido o seguinte processo que permite a separação das frações granulométricas (Exemplo: fração $< 4\mu\text{m}$):

- a) Concentração da suspensão por centrifugação na velocidade e no tempo requerido para o assentamento de partículas maiores que $4\mu\text{m}$: velocidade angular = 5.000 rpm e tempo = 5 min.
- b) Com a fração granulométrica separada, faz-se lâminas especiais para análise por Difração de raios-X . Tem-se a amostra orientada em Lâminas;
- c) Repetição do processo para as demais amostras. Após este processo descrito acima, teremos a fração $< 4\mu\text{m}$ orientada natural.

A amostra *orientada natural* é saturada com etileno glicol para verificar a existência ou não de argilominerais expansivos. Para isto, é borrifada na amostra com etileno glicol e o excesso retirado com papel absorvente. Chama-se amostra *glicolada*. A amostra *orientada natural* também é aquecida a 550°C durante duas horas para avaliar argilominerais que colapsam a sua estrutura nestas condições (ex.: argilominerais do Grupo das Caolinitas) permitindo uma identificação mais precisa. Chama-se amostra *calcificada*. (Brindley, 1980)

A velocidade e o intervalo de varredura do goniômetro para cada tipo pode ser apresentada de seguinte forma:

- a) Amostra do *Pó*: 1 segundo para $0,02^{\circ}$ de degrau do goniômetro de 2° a 72° 2θ .
- b) Amostra *Orientada Natural*: 2 segundos para $0,02^{\circ}$ de degrau do goniômetro de 2° a 28° 2θ .
- c) Amostra *Orientada Glicolada*: 3 segundos para $0,02^{\circ}$ de degrau do goniômetro de 2° a 28° 2θ .
- d) Amostra *Orientada Calcificada*: 2 segundos para $0,02^{\circ}$ de degrau do goniômetro de 2° a 28° 2θ .

4.3.4 Ensaios triaxiais

Foram realizados ensaios de compressão triaxial consolidados isotropicamente drenados (CID), de acordo com a norma BS 1377 (1990), com a finalidade de se estabelecer a resistência e o comportamento tensão-deformação e variação volumétrica das amostras ensaiadas. Os corpos de prova foram consolidados e cisalhados em compressão com drenagem aberta e sob taxa de deformação controlada.

Este método permite a obtenção das tensões principais, deformação axial e variações volumétricas. Assim, é possível estabelecer a envoltória de resistência Mohr-Coulomb, e, portanto, os parâmetros de resistência do solo.

Na Figura 4.6 é apresentado o equipamento usado nesta pesquisa, marca Geonor, possui deformação controlada, permite monitoramento da pressão interna do corpo de prova e da pressão confinante através de dois transdutores de pressão acoplados à base da câmara triaxial, calibrados linearmente para um intervalo de 500 kPa de pressão e com resolução menor que 0,1 kPa. A célula de carga que permite a medição do carregamento tem uma capacidade de 10 kN (1000 kgf) e resolução de 0,005 kN (0,5 kgf), posicionada externamente à câmara triaxial.

As deformações axiais foram medidas com o uso de dois sistemas independentes. Um sistema interno, constituído por um sensor de efeito Hall que permite a medição com alta precisão (menor que $1\mu\text{m}$), e um sistema externo convencional, constituído por um transdutor de deslocamento linear (resolução menor que $10\mu\text{m}$) medindo o deslocamento relativo entre a câmara triaxial e o pistão de carga. (Figura 4.7)



Figura 4.6. Prensa triaxial. (LEGG)

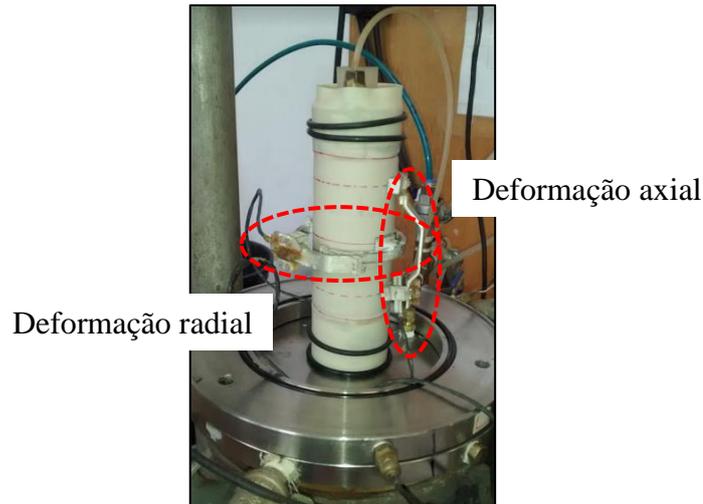


Figura 4.7. Sistema de medição interno de deformações.

A deformação axial foi determinada considerando-se a medição interna até o final do intervalo de calibração do sensor de efeito Hall, e a partir deste ponto, a medição externa de deformações obtida pelo transdutor de deslocamento linear. A transição de um sistema para outro foi feita subtraindo-se dos valores medidos pelo transdutor de deslocamento o valor correspondente à diferença entre as medidas externa e interna no ponto de transição. O processamento das leituras dos transdutores de pressão, da célula de carga, dos sensores de efeito Hall e do transdutor de deslocamento linear foi feita por um sistema de aquisição de dados composto por um conversor de sinal analógico/digital (datalogger).

O procedimento do ensaio consistia principalmente em duas etapas, na primeira era feita a saturação do corpo de prova e na segunda o carregamento axial até a ruptura do corpo de prova. A saturação foi realizada por estágios, o primeiro consistia na percolação do dobro de volume de vazios do corpo de prova sob uma pressão de 15 kPa na base e 0 kPa (pressão atmosférica) no topo. Durante esta etapa era mantida uma tensão confinante efetiva de 20 kPa.

Após a percolação, sob incremento de contra-pressão foi aplicada 500 kPa no topo do corpo de prova. Cada incremento de pressão era de 50 kPa tanto na confinante como na contrapressão, embora sempre mantendo uma tensão efetiva de 20 kPa. Devido à composição do solo ensaiado, este processo tinha uma duração de aproximadamente 24 horas. O monitoramento da saturação foi feito através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954):

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.1)$$

Sendo: Δu representa o excesso de pressão de água nos poros e $\Delta\sigma_3$ corresponde ao incremento de pressão na câmara aplicado.

Além do sensor de efeito Hall para deformações axiais foi instalado um sensor no diâmetro do corpo de prova para obter as deformações radiais e, portanto, as volumétricas (internas). Com o medidor de deformações externas, durante o adensamento foi possível a medição do volume de água extraído durante o adensamento. Por conseguinte, foi possível determinar as deformações volumétricas externas e internas durante as fases do ensaio.

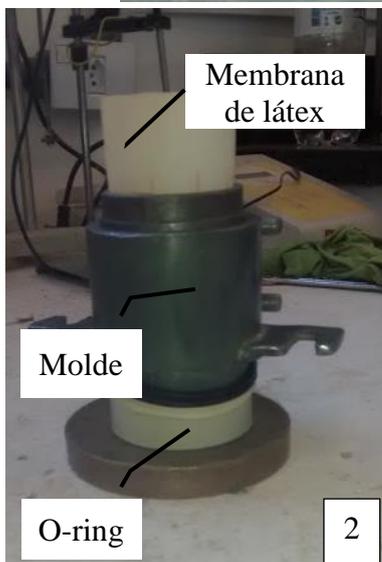
O cisalhamento foi iniciado depois de concluídas as etapas descritas, sob uma taxa de deslocamento axial constante de 1mm/h (CID).

4.3.4.1 Corpo de prova

Devido à dificuldade para se retirar amostras indeformadas em perfis com solos arenosos, especialmente em areias fofas (e. g. Robertson, 1986), foi necessário reproduzir as condições em campo segundo as propriedades obtidas com base nos ensaios de campo. A moldagem do corpo de prova para a realização dos ensaios triaxiais, não foi feita por meio de amostras indeformadas devido ao objetivo da presente pesquisa, o qual é conhecer o comportamento do material no estado crítico. Para a preparação do material foi necessário definir parâmetros iniciais como o índice de vazios mínimo e máximo e a massa específica dos grãos, assim foi possível reproduzir a densidade relativa obtida a partir da investigação geotécnica.

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais foi realizada em um molde tripartido, para corpos de prova de dimensões de 100mm de altura e 50mm de diâmetro. O processo foi iniciado com a mistura do material, seguida pela adição da água destilada. Para obtenção de amostras homogêneas que permitam a análise paramétrica dos resultados foi adotada a metodologia de compactação proposta por Ladd (1978). Uma vez com a membrana no molde, o material foi compactado em três camadas. Sobre o pedestal da prensa triaxial, as amostras eram desmoldadas com aplicação previa de 5kPa de sucção, mantida até completar o preenchimento da câmara triaxial. Na Figura 4.8 é apresentada a sequência de moldagem dos corpos de prova.

A densidade relativa foi estimada a partir dos ensaios de campo, utilizando para cada profundidade os valores médios estimados mostrados na Figura 3.7.



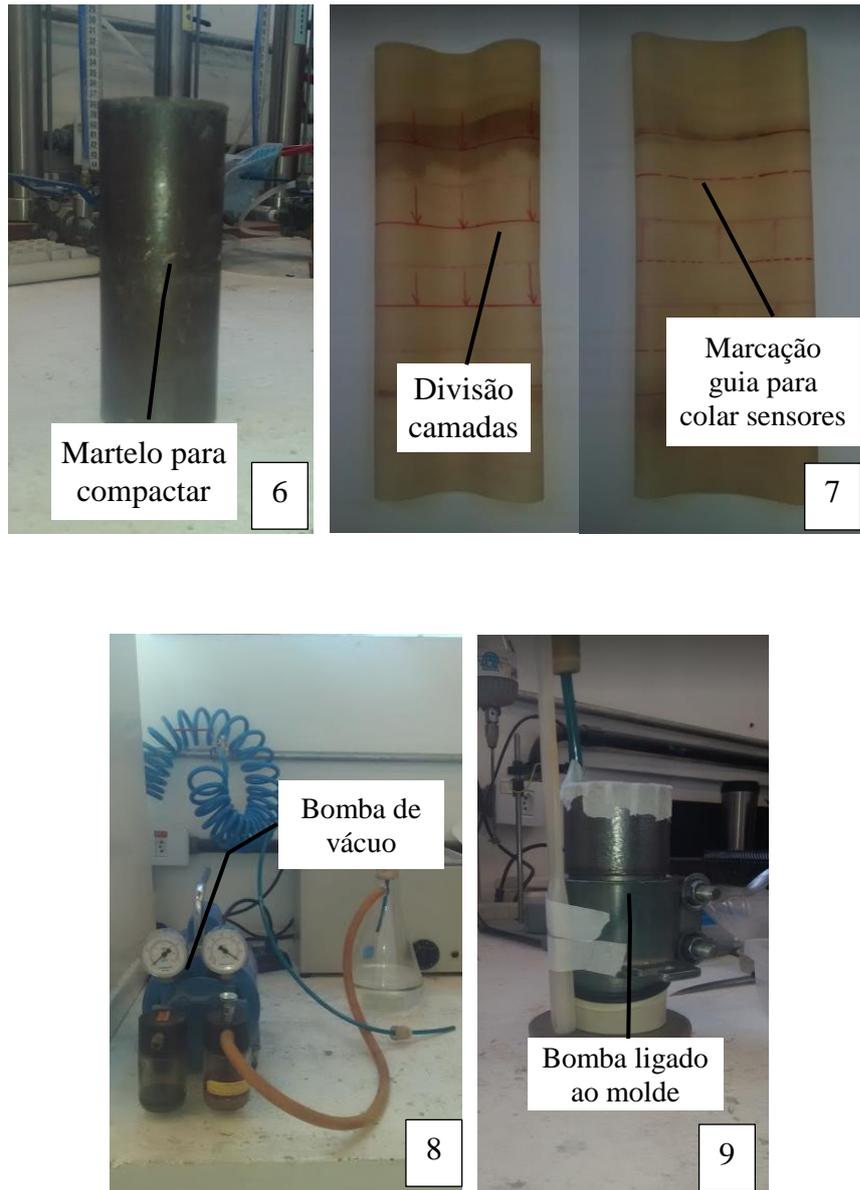


Figura 4.8. Moldagem corpos de prova ensaio triaxial.

5 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Nesta seção do documento são apresentados os resultados dos ensaios de laboratórios realizados.

5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Definido o perfil de solo de acordo com os ensaios de campo, foi necessário o planejamento dos ensaios que complementavam a investigação geotécnica, portanto nesta seção serão apresentadas as metodologias e os resultados obtidos durante a execução dos ensaios.

5.1.1 Propriedades físicas dos grãos

A seguir serão apresentados os resultados do plano de ensaios de laboratórios para o desenvolvimento da presente pesquisa. Durante esta etapa foram realizados ensaios para determinar a distribuição do tamanho das partículas do solo por meio de granulometrias com peneiras, sedimentação e difração a laser, densidade máxima e mínima, limites de Atterberg e finalmente a obtenção da massa específica dos grãos.

5.1.1.1 Granulometrias

A distribuição do tamanho dos grãos foi determinada por meio das curvas granulométricas que mostraram homogeneidade com a profundidade permitindo assim fazer divisões de camadas em relação as curvas obtidas. Além da divisão de 5 camadas feita pelos resultados dos golpes no ensaio SPT, foi possível separar os estratos de acordo com a homogeneidade estabelecida com a distribuição granulométrica.

De 3,0m a 10,0m é uma areia fina, com presença de aproximadamente de 15% de finos (Figura 5.1). Da profundidade 12,0m até 17,0m aparece uma areia fina com uma porcentagem de finos de 25% (Figura 5.2).

Na camada de silto-argilosa apresentada dos 18,0m até os 22,0m, a distribuição de tamanhos em estado seco apresenta uma fração de silte de quase 60%, portanto, nesta camada foi feita a granulometria por sedimentação na fração fina (Figura 5.3). Na camada seguinte até os 24,0m, aparece uma areia de média a grossa com uma porcentagem de finos de aproximadamente um 20% (Figura 5.4).

Também foram realizados ensaios de granulometria a laser, no LACER da UFRGS. Na sequência são apresentadas as curvas granulométricas obtidas pela granulometria a laser, para

a divisão de profundidades mencionada anteriormente. As curvas realizadas a partir de granulometria por peneiramento foram executadas até o número 200 (0,074), as curvas que incluem todos los tamaños foram obtidas com o ensaio a laser.

Para a profundidade de 12,0m até 17,0m a porcentagem fina aumenta e atinge um valor de aproximadamente 35%. Para a camada de argila que aparece aos 18,0m, os valores da fração fina aumentam até 80% para a amostra localizada aos 21,0m, porém para a profundidade aos 18,0m a porcentagem de finos é do 30%, mostrando que na camada de dois metros existe uma variação grande de finos. Na camada mais profunda a porcentagem de finos atinge quase o 30%.

A comparação entre os métodos permite observar que as curvas se complementam (granulometria por peneiramento e a laser) o que permite realizar uma análise completa da distribuição de grãos nas diferentes camadas.

Para a identificação das amostras foi utilizada a nomenclatura correspondente à localização do furo com respeito às estacas, assim AM quer dizer amostras ET 02, ET 05 e ET 06, representam o nome da estaca segundo a Tabela 3.1.

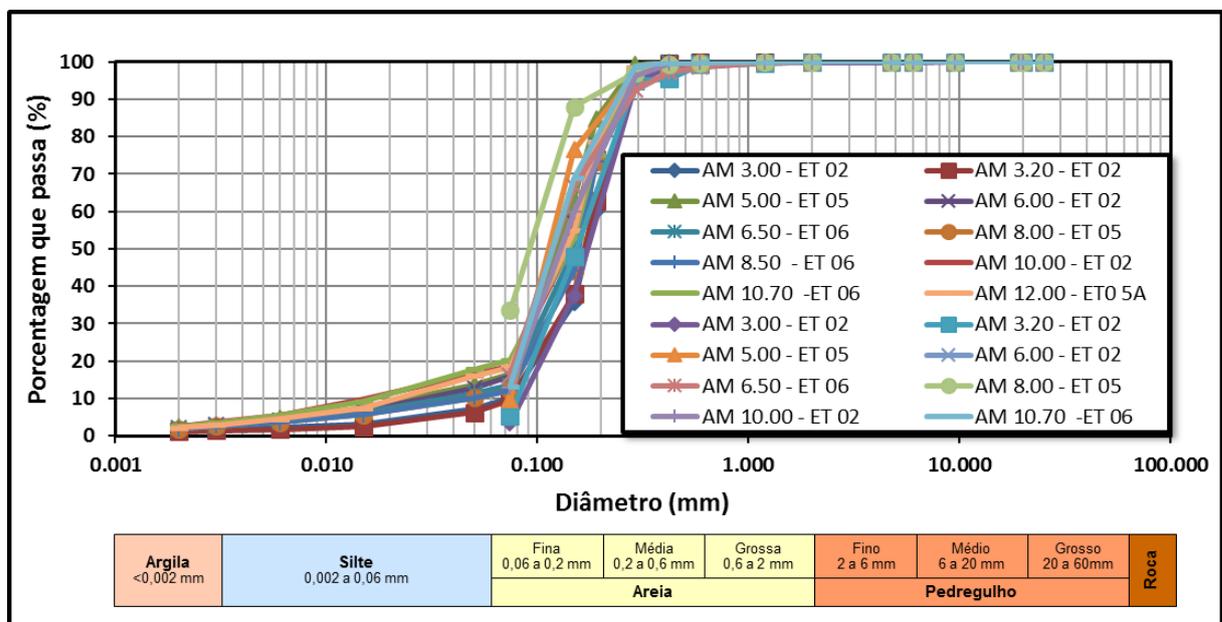


Figura 5.1. Comparação entre os métodos usados. (3,0 e 10,7m)

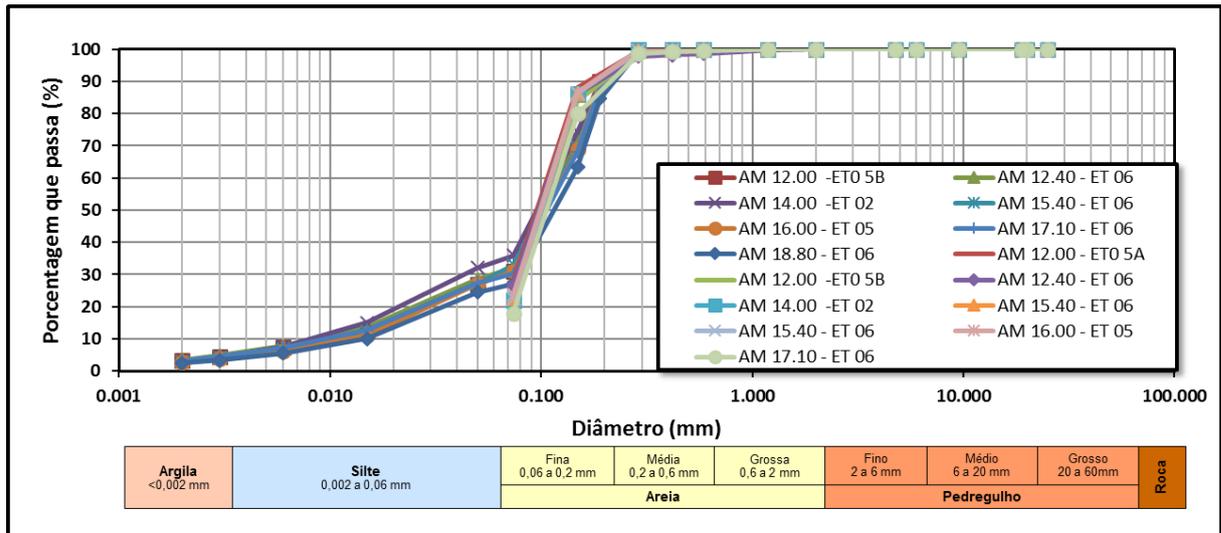


Figura 5.2. Comparação entre os métodos usados. (12,0 e 17,10m)

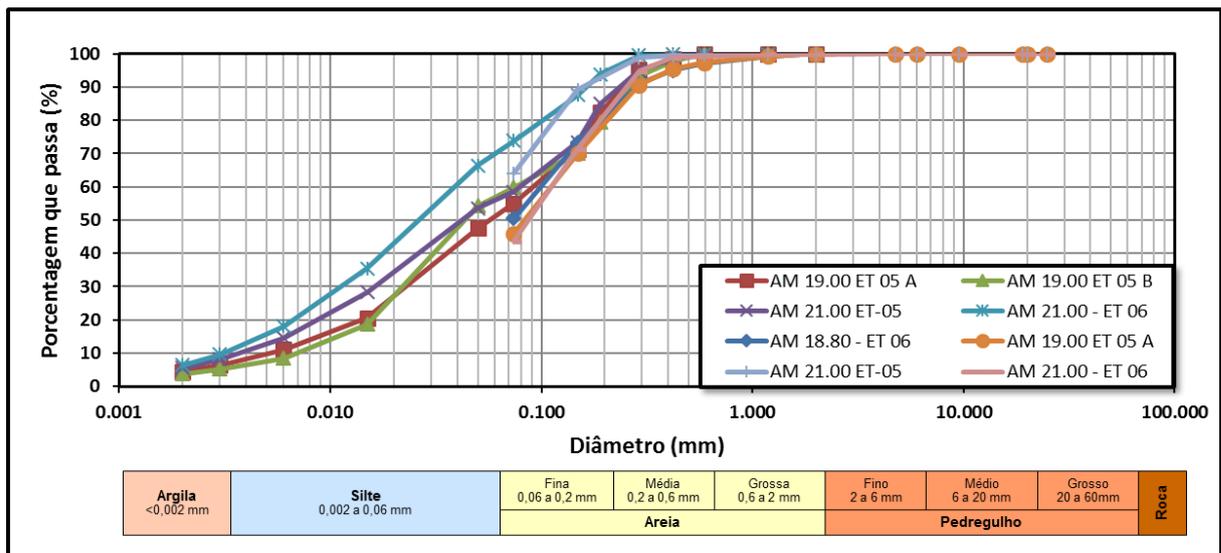


Figura 5.3. Comparação entre os métodos usados. (18,8 e 21,0m)

Na fração fina da camada aos 18,0m foi executado o ensaio de sedimentação segundo a norma NBR 7181 (1984), (Figura 5.5). Os resultados comparados com a granulometria obtida pelo laser, indicam que a porcentagem de argila presente aumenta até 20%, devido à utilização do defloculante. Isto permite fazer uma análise das partículas mais real da composição nos tamanhos da amostra.

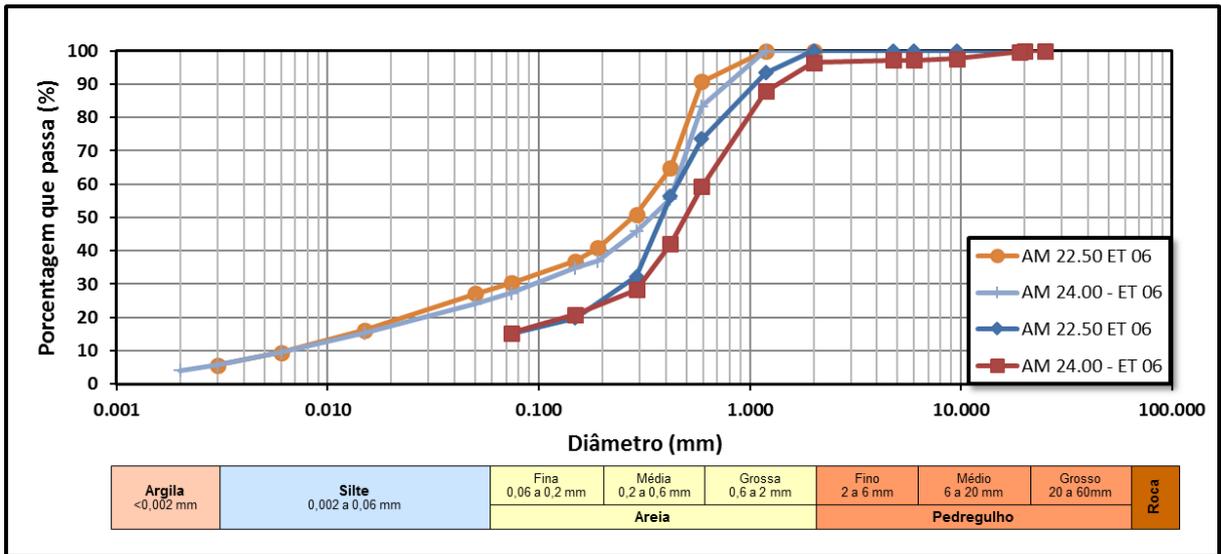


Figura 5.4. Comparação entre os métodos usados. (22,5 e 24,0m)

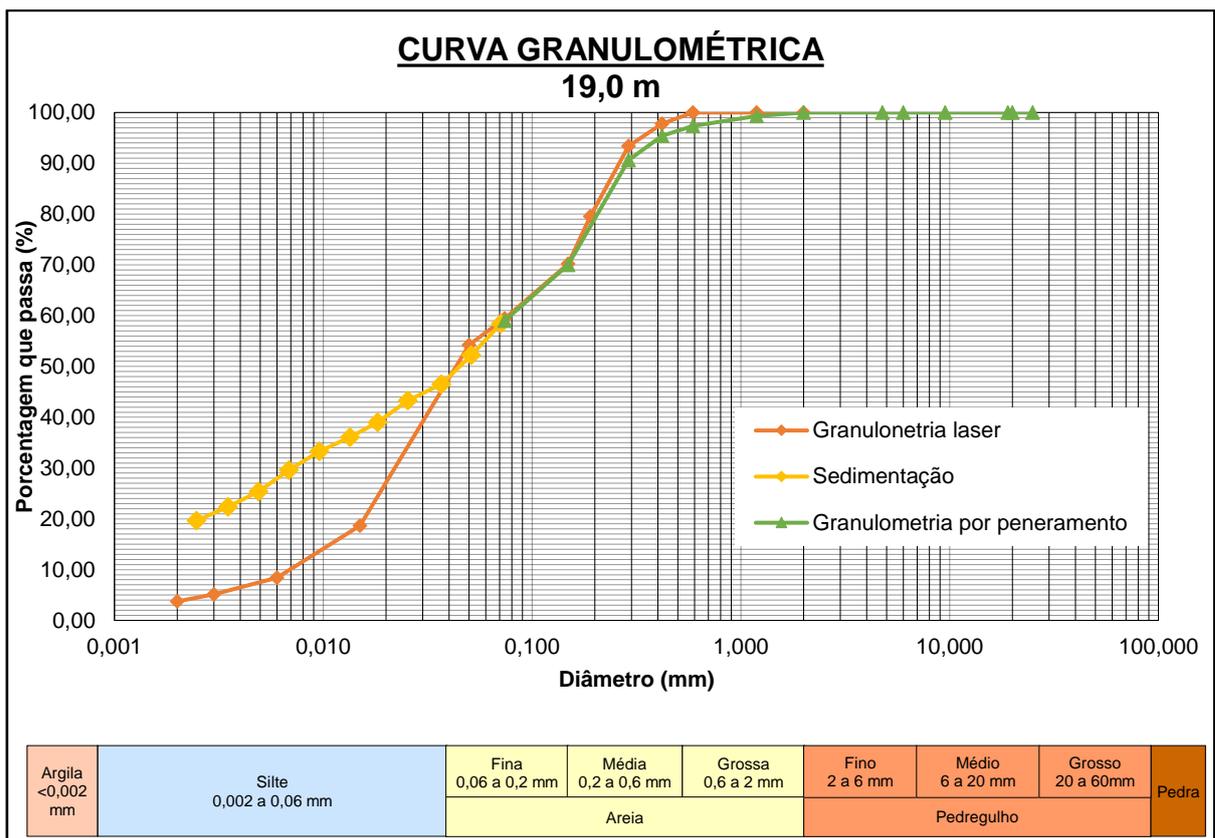


Figura 5.5. Granulometrias para a profundidade 19,0m.

5.1.1.2 Índice de vazios mínimo e máximo

Durante os ensaios de campo foram determinadas as densidades relativas por meio dos ensaios CPTu e SPT. Esta análise foi necessária para a moldagem dos corpos de prova, também foram obtidos os índices de vazios mínimos e máximos utilizando a norma ASTM D 5243-00 e a ASTM D 5244-14. (Tabela 5.1).

Tabela 5.1. Parâmetros de compacidade do solo.

Prof. (m)	Peso Máx. (kN/m³)	Peso Mín. (kN/m³)	e mín	e máx	e nat	Gs	Dr (%)
3,00	13,99	13,10	0,76	0,88	0,83	2,51	42,29
3,20	13,62	12,83	0,81	0,92	0,87	2,51	41,98
5,00	13,88	12,80	0,40	0,65	0,45	2,67	81,43
6,00	14,11	13,31	0,86	0,97	0,89	2,67	70,71
6,50	14,45	13,10	0,81	1,00	0,87	2,67	71,85
8,00	15,00	13,04	0,75	1,01	0,81	2,67	75,95
8,50	14,22	12,65	0,84	1,07	0,88	2,67	82,48
9,00	14,33	13,07	0,84	1,02	0,87	2,69	62,56
10,00	14,39	13,12	0,83	1,01	0,89	2,69	66,28
10,70	14,66	11,65	0,70	1,14	1,04	2,54	22,47
12,00	14,62	12,13	0,70	1,05	0,99	2,54	17,51
12,00	13,11	11,96	0,90	1,08	1,04	2,54	22,12
12,40	14,66	11,31	0,70	1,20	1,08	2,54	25,36
14,00	11,98	10,24	1,08	1,43	1,36	2,54	22,00
15,00	13,78	11,78	0,89	1,22	1,08	2,66	41,55
16,00	13,26	11,42	0,97	1,29	1,17	2,66	37,80
17,10	14,48	10,42	0,80	1,51	1,24	2,66	37,44
18,80	16,22	11,78	0,42	0,95	0,85	2,34	18,83
19,00	15,15	9,25	0,51	1,48	1,29	2,34	19,57
21,00	13,32	11,67	0,82	1,08	1,01	2,47	24,94
21,00	13,34	11,76	0,82	1,06	1,00	2,47	24,89
22,50	14,82	13,25	0,71	0,91	0,85	2,58	30,89
24,00	16,09	14,09	0,57	0,80	0,74	2,58	32,20

5.1.1.3 Massa específica real dos grãos

Na Tabela 5.1 são apresentados os valores obtidos segundo o procedimento especificado na norma ASTM D 854-14, o valor da massa específica foi usada para determinar o índice de vazios máximo e mínimo.

5.1.1.4 Limites de Atterberg

Uma camada argilosa foi encontrada entre os 18,0m e 21,0m. Para conhecer suas características físicas foram realizados os ensaios de consistência (Limites de Atterberg). Assim, foi realizado o procedimento para determinar o limite de plasticidade e determinar a classificação do solo USCS (Classificação unificada), de acordo com as normas NBR 7180 (1984), 6459 (1984) e 6457 (1986). Os resultados são apresentados na descrição do perfil do solo.



Figura 5.6. Ensaio de limite líquido e limite plástico, para a amostra de 19,0m.



Figura 5.7. Ensaio de limite líquido e limite plástico, para a amostra de 21,0m.

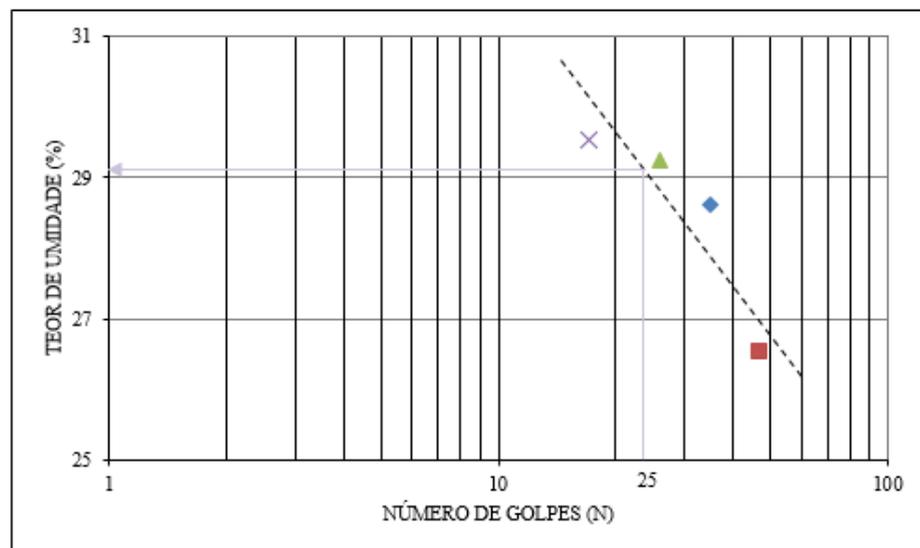


Figura 5.8. Curva de fluidez para 19,0m de profundidade.

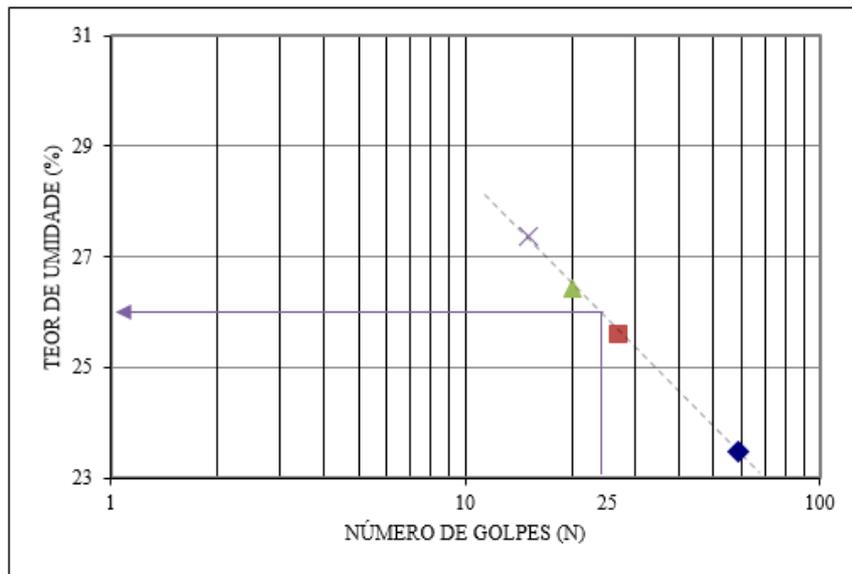


Figura 5.9. Curva de fluidez para 21,0m de profundidade.

Tabela 5.2. Resumo limites de Atterberg

Profundidade (m)	LL %	LP %	IP %
19,0	29	16	13
21,0	26	20,0	6

5.1.2 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Por meio dos ensaios de MEV foram geradas ferramentas que permitiram determinar a forma dos grãos com o uso de fotografias a diferentes amplitudes. Como procedimento complementar usando a metodologia EDS, no mesmo equipamento, foram identificados alguns dos elementos químicos que conformam pequenas áreas no grão. Foram ensaiadas 9 amostras as quais as fotografias obtidas do ensaio são apresentadas nas Figura 5.10, Figura 5.11, Figura 5.12, Figura 5.13, Figura 5.14, Figura 5.15, Figura 5.16, Figura 5.17 e Figura 5.18.

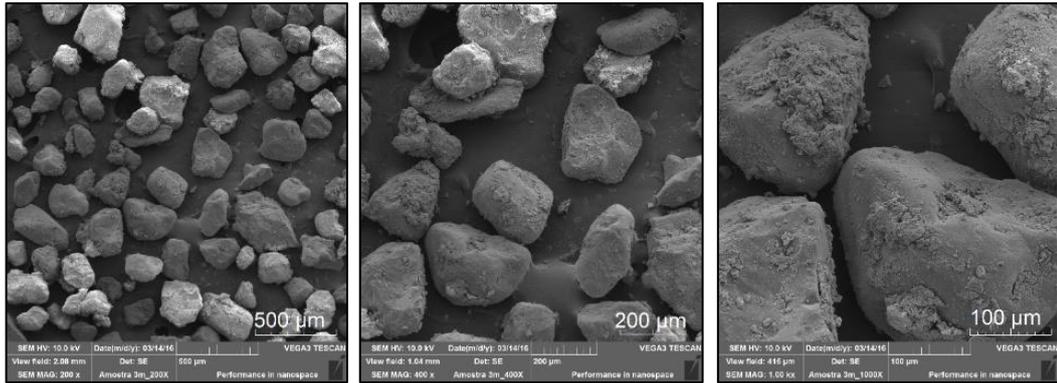


Figura 5.10. Fotografias MEV – 3,0 m

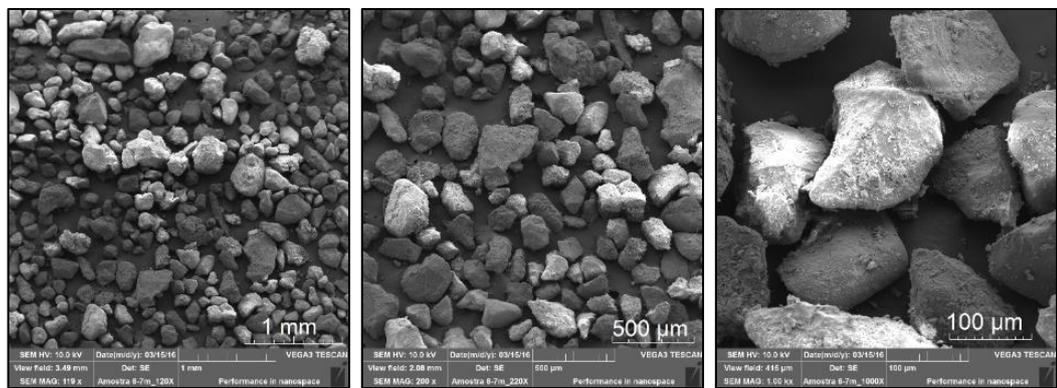


Figura 5.11. Fotografias MEV – 6,5 m

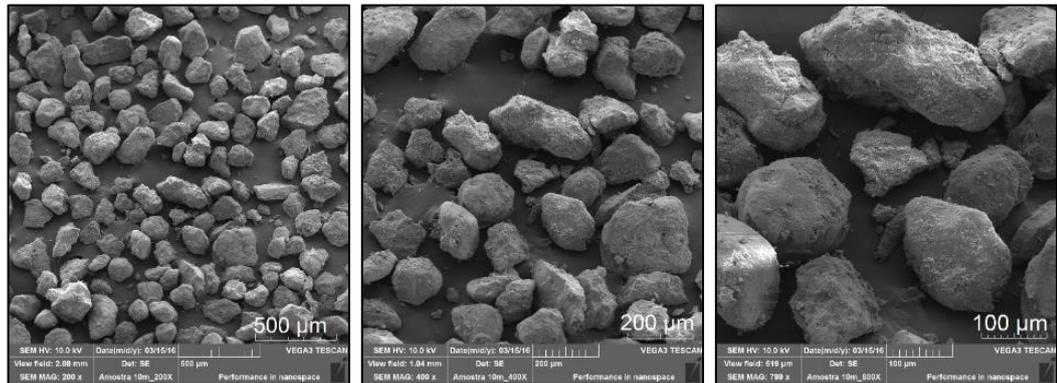


Figura 5.12. Fotografias MEV – 10,0 m

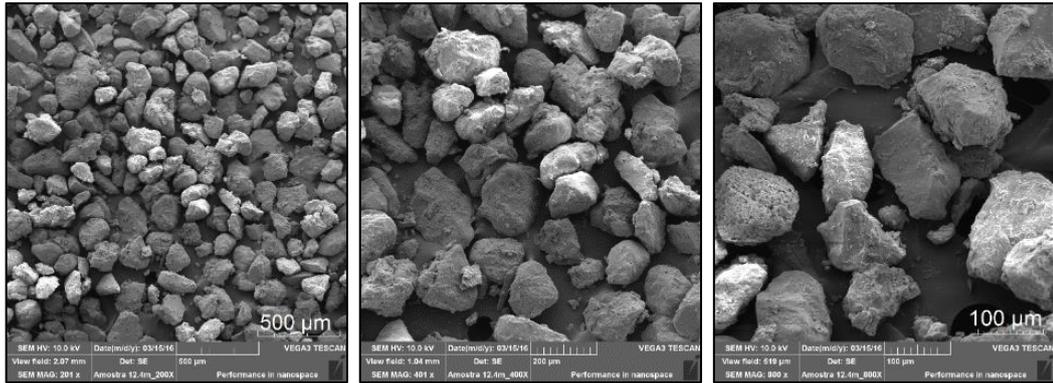


Figura 5.13. Fotografias MEV – 12,4 m

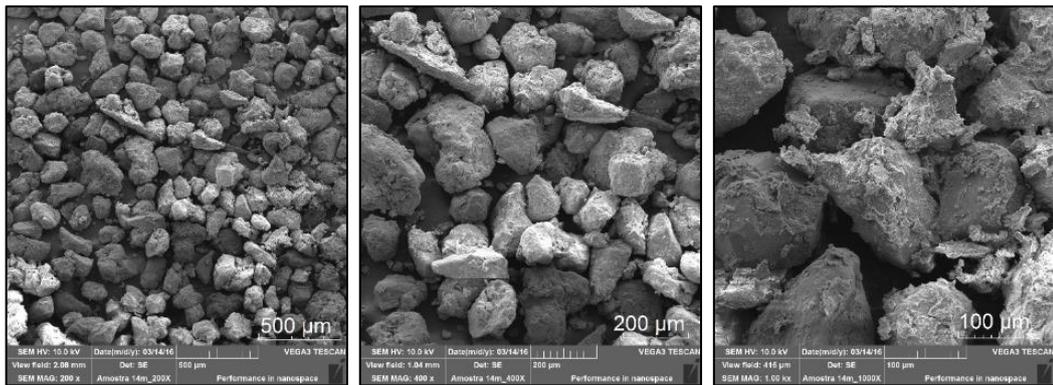


Figura 5.14. Fotografias MEV – 14,0 m

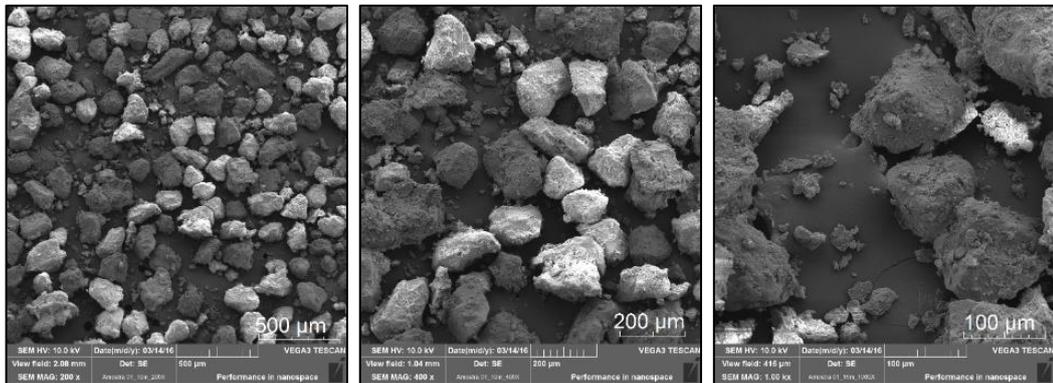


Figura 5.15. Fotografias MEV – 16,0 m

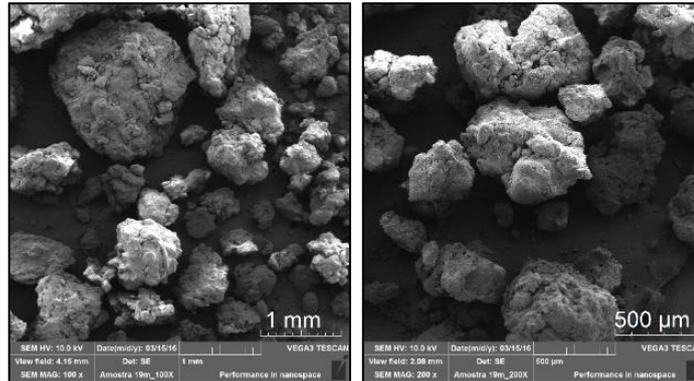


Figura 5.16. Fotografias MEV – 19,0 m

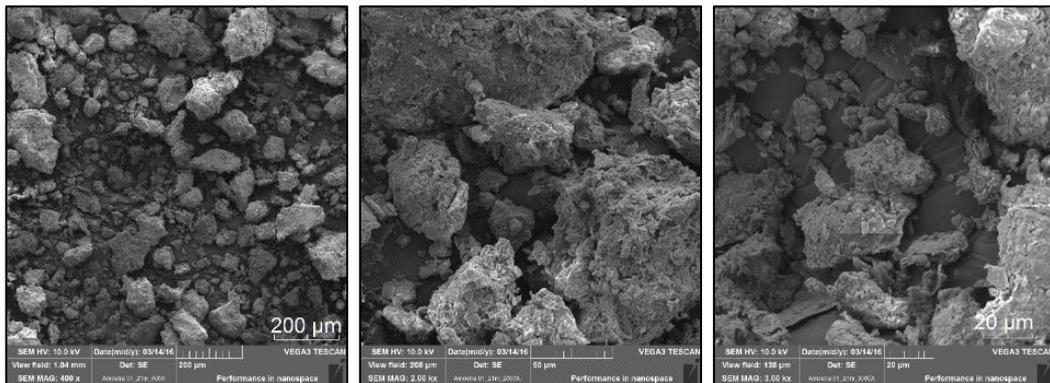


Figura 5.17. Fotografias MEV – 21,0 m

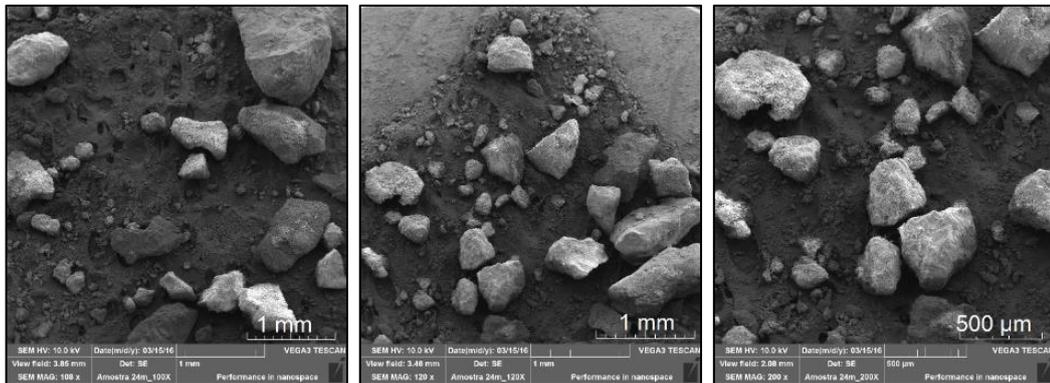


Figura 5.18. Fotografias MEV – 24,0 m

Segundo a forma dos grãos é possível conhecer quais foram os processos de transporte e deposição dos grãos. O arredondamento indica um bom índice de maturidade de um sedimento. De uma maneira geral, o grau de arredondamento, aumenta com a duração do transporte e retrabalhamento (Barros, 2007).

Existe uma certa homogeneidade no grau de arredondamento quando os sedimentos não são derivados de sedimentos pré-existentes e onde o transporte ocorre por uma curta distância. Por outro lado, os produtos de abrasão prolongada, mostram diferenças marcantes entre os graus de arredondamento das diferentes granulações, pois as partículas maiores são mais bem arredondadas que os grãos menores (Suguio, 1973)

Portanto, para o perfil de solo do campo experimental localizado em Araquari, os grãos apresentam um grau baixo de arredondamento em parte pelo tamanho dos grãos (areia fina) e seguramente pelos processos intensos de abrasão que podem conduzir à quebra das partículas formando grãos angulosos. De acordo com as fotografias anteriores é possível observar a angulosidade dos grãos presentes em todas profundidades estudadas.

Com o tratamento das amostras EBS foram definidos espectros da composição química de uma porção do grão, e o resultado obtido deve ser validado com outros ensaios para confirmar os resultados gerados. (Figura 5.19, Figura 5.20, Figura 5.21, Figura 5.22, Figura 5.23, Figura 5.24 e Figura 5.25)

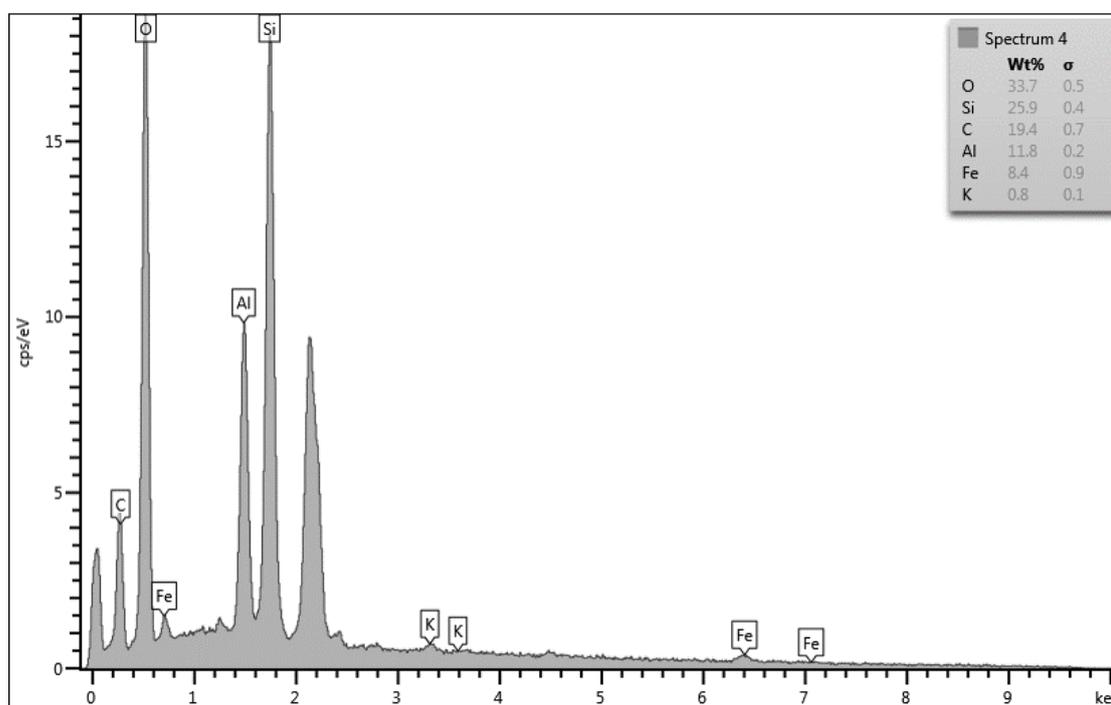


Figura 5.19. Espectro de composição química para a profundidade 3,0m.

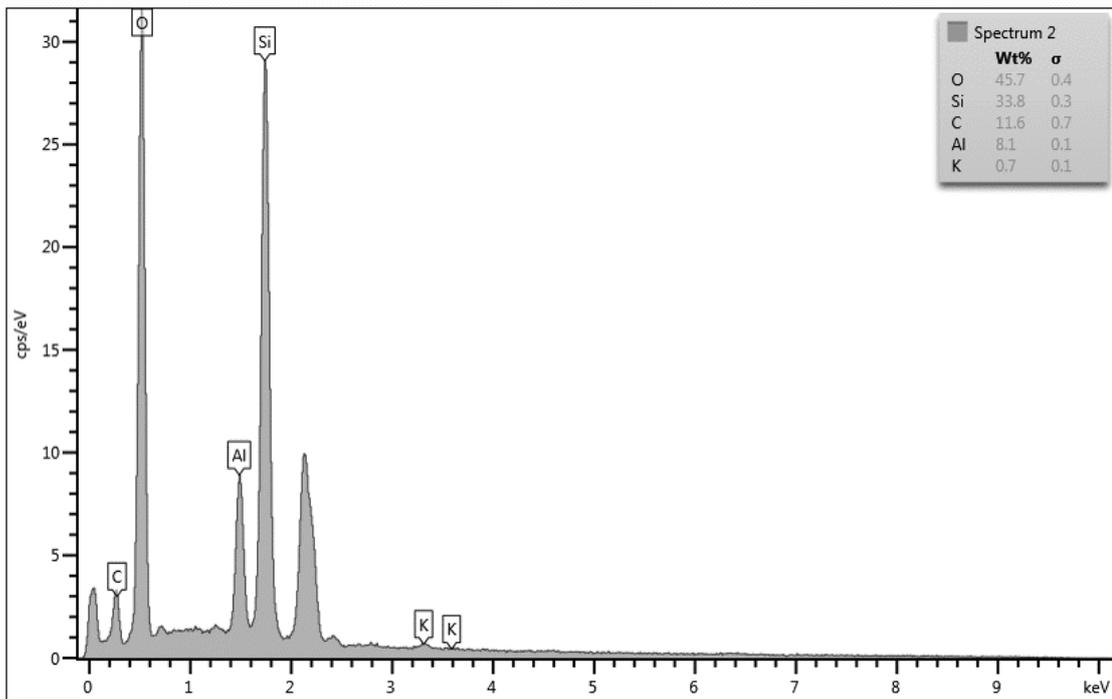


Figura 5.20. Espectro de composição química para a profundidade 6,0m.

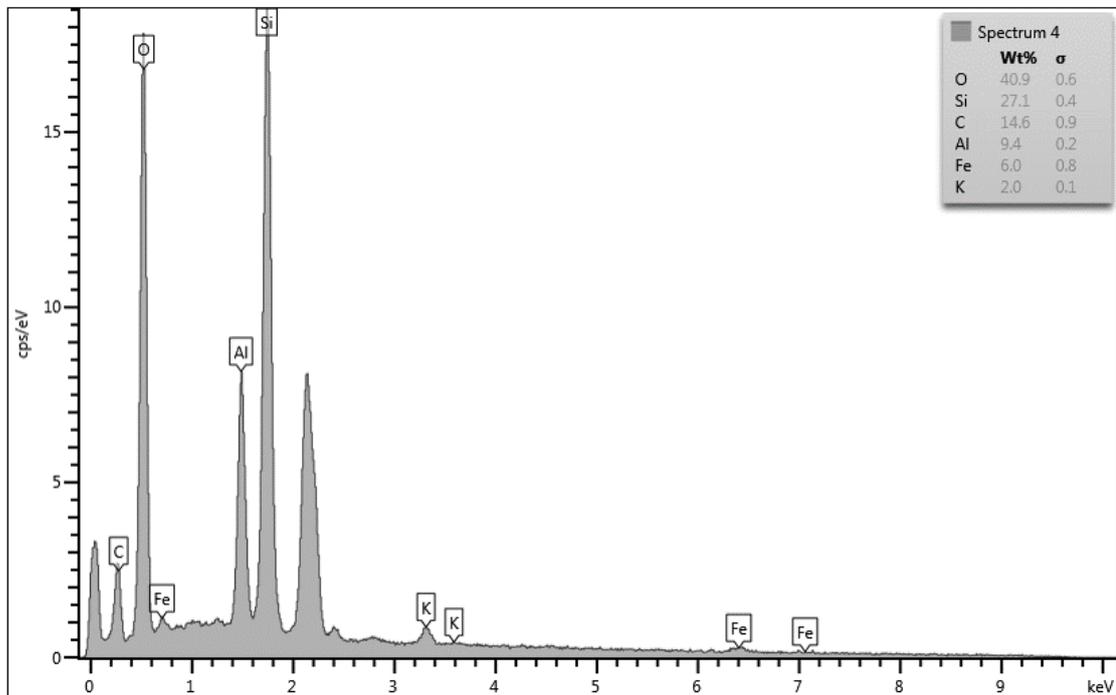


Figura 5.21. Espectro de composição química para a profundidade 10,0m.

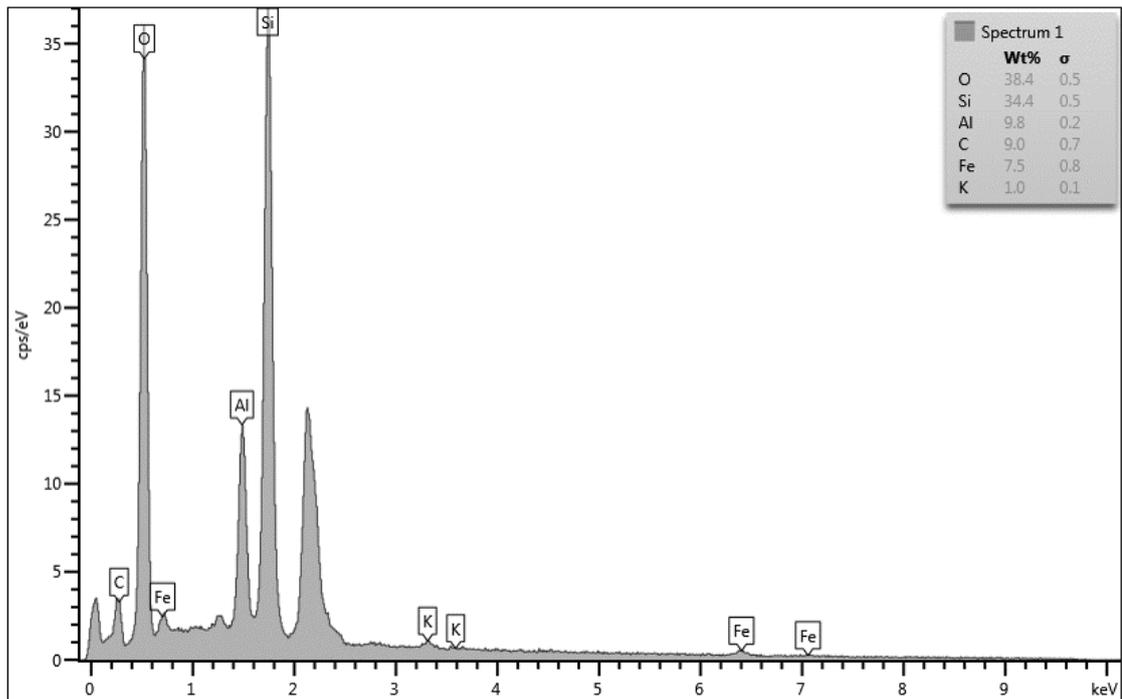


Figura 5.22. Espectro de composição química para a profundidade 12,4m.

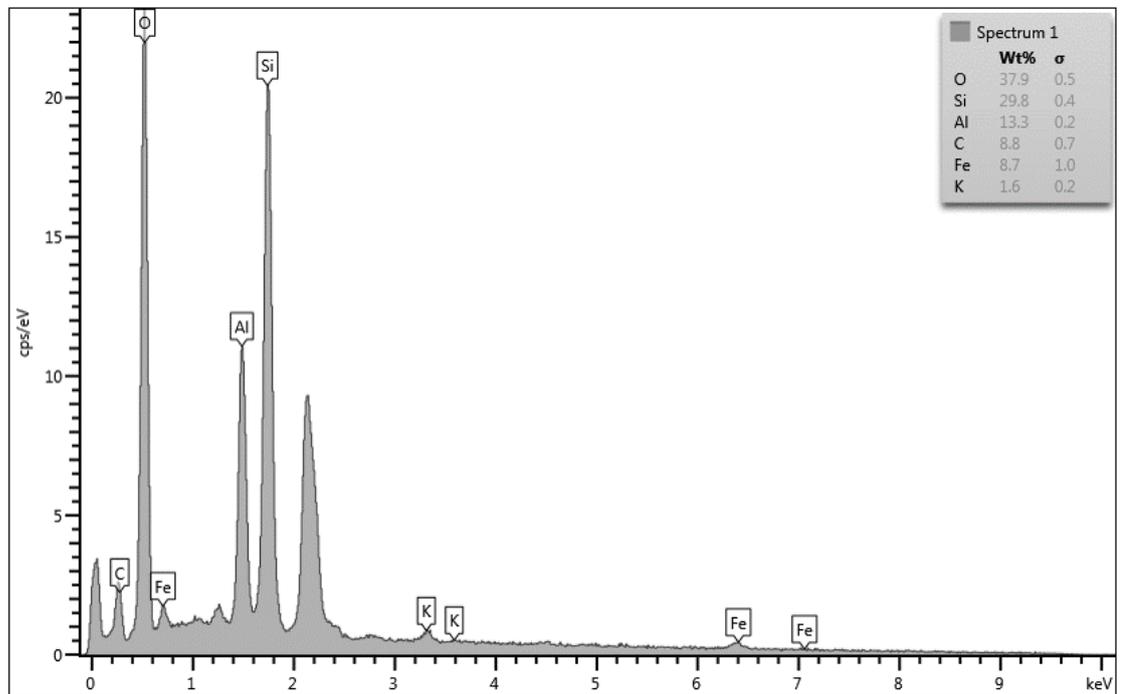


Figura 5.23. Espectro de composição química para a profundidade 14,0m.

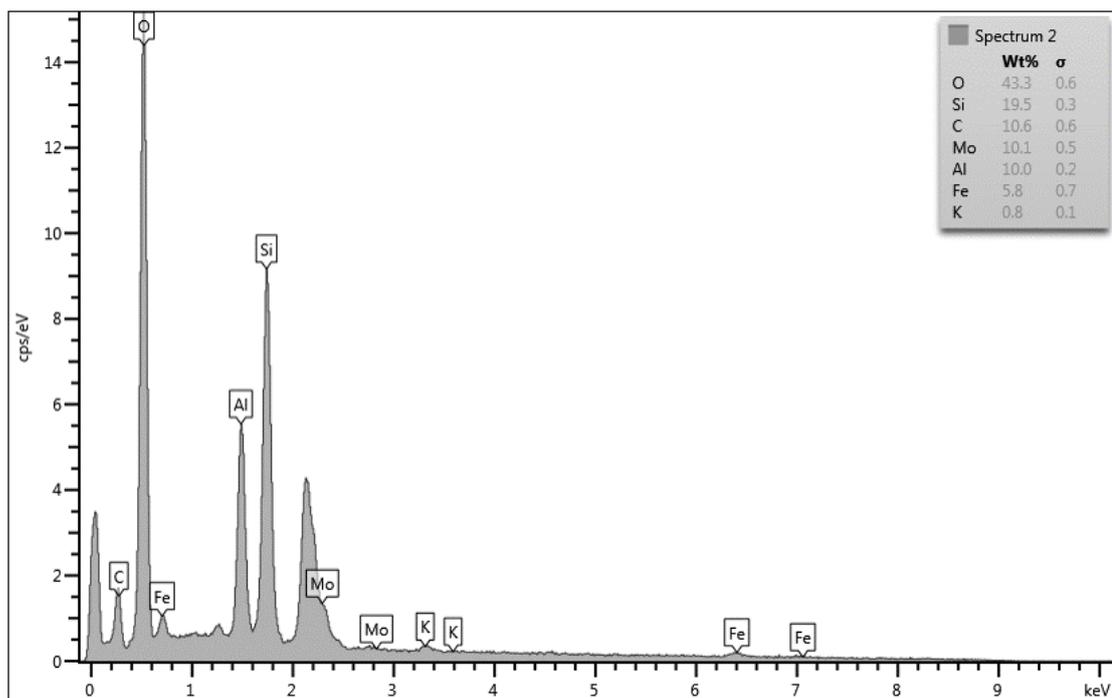


Figura 5.24. Espectro de composição química para a profundidade 19,0m.

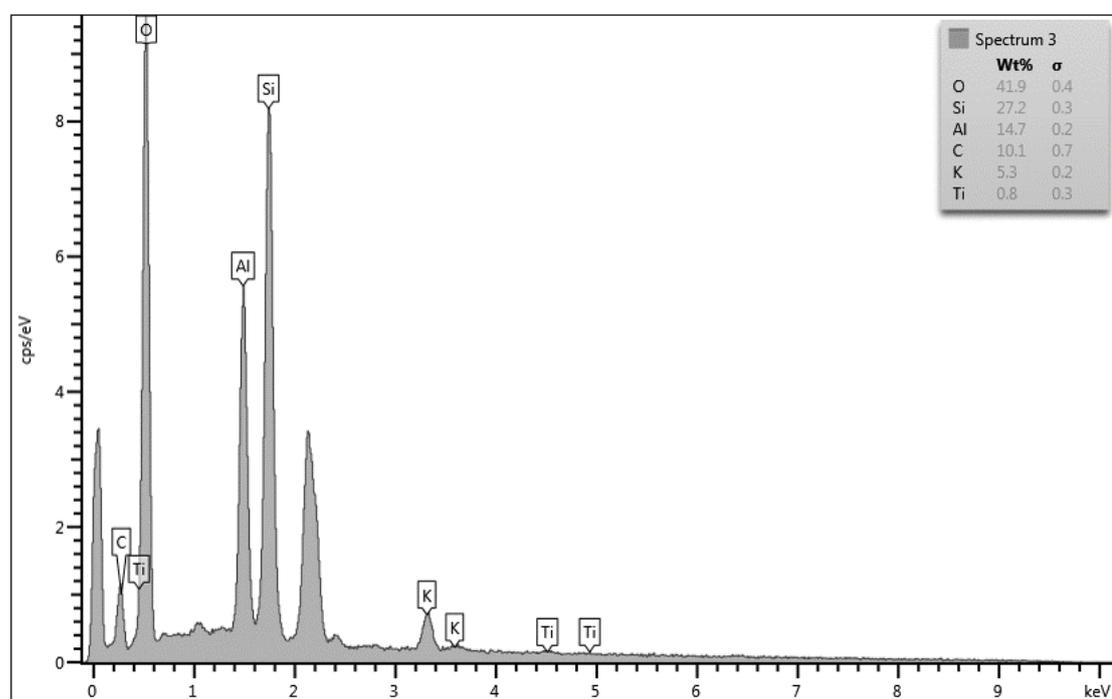


Figura 5.25. Espectro de composição química para a profundidade 24,0m.

De acordo com os gráficos anteriores a composição química dos grãos está baseada em silício e alumínio, que representam os elementos que definem o quartzo, segundo a geologia do local, os perfis arenosos fazem parte de solos quartzosos, porém estas análises devem ser conferidas com os resultados da difração de raios – X, para definir a mineralogia do solo estudado na presente pesquisa.

5.1.3 Difração de raios – X

A análise dos difratogramas de Raios-X demonstrou que as amostras distribuídas com a profundidade, apresentam uma relativa homogeneidade na composição da fração argila e da fração areia.

A fração areia apresenta ampla predominância de quartzo, com pequena proporção de feldspato potássico, em todos perfis e frações granulométricas analisadas (Figura 5.28 e Figura 5.29).

A fração argila mostra ampla predominância de ilita, sendo bem menos abundante a caolinita. Os dois argilo-minerais possuem boa cristalinidade, que dizer a disposição da estrutura molecular apresenta um modelo trimimensional ordenado e repetitivo. Como demonstra a forma aguda dos picos no difratograma ao natural, embora a caolinita possa ter esta propriedade prejudicada, devido a sua baixa plasticidade. Numa única amostra observa-se que a caulinita é mais abundante, segundo os picos obtidos (Figura 5.31). Em qualquer dos casos, sendo estes argilo-minerais não expansivos, as propriedades geotécnicas devem ser decorrentes unicamente da proporção e da distribuição de argilas no solo (Figura 5.26, Figura 5.27, Figura 5.30 e Figura 5.32).

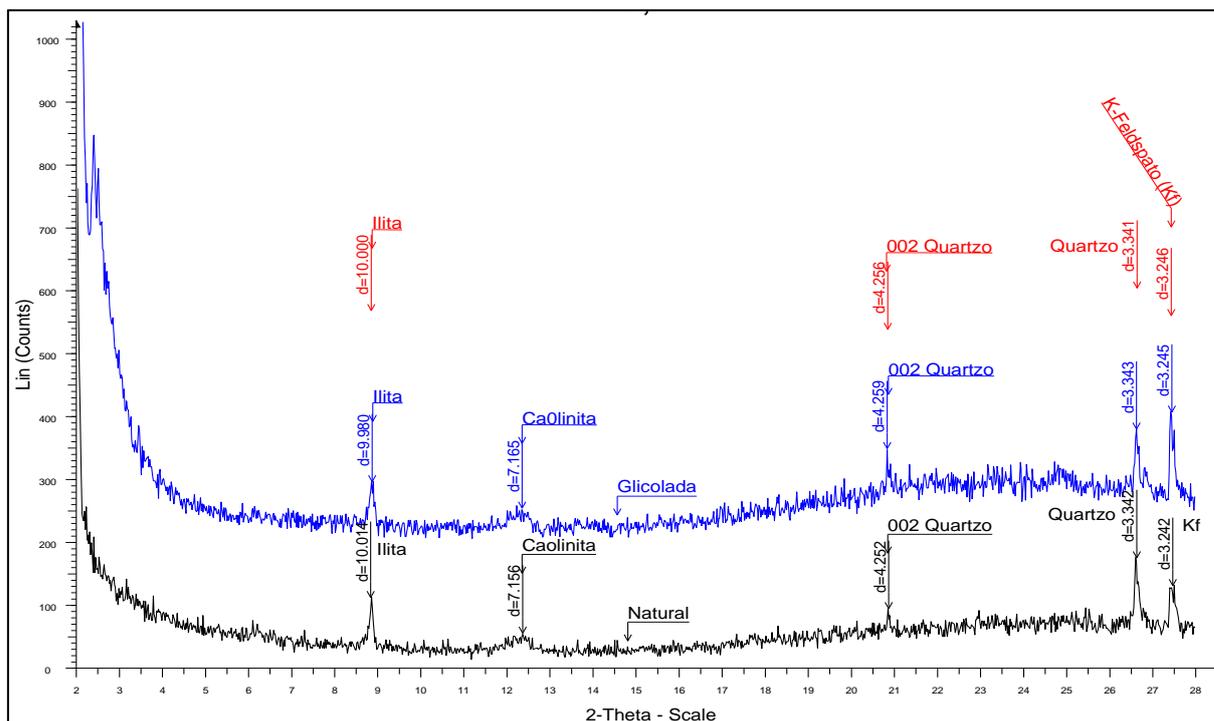


Figura 5.26. Difratoograma para a profundidade 3,0m.

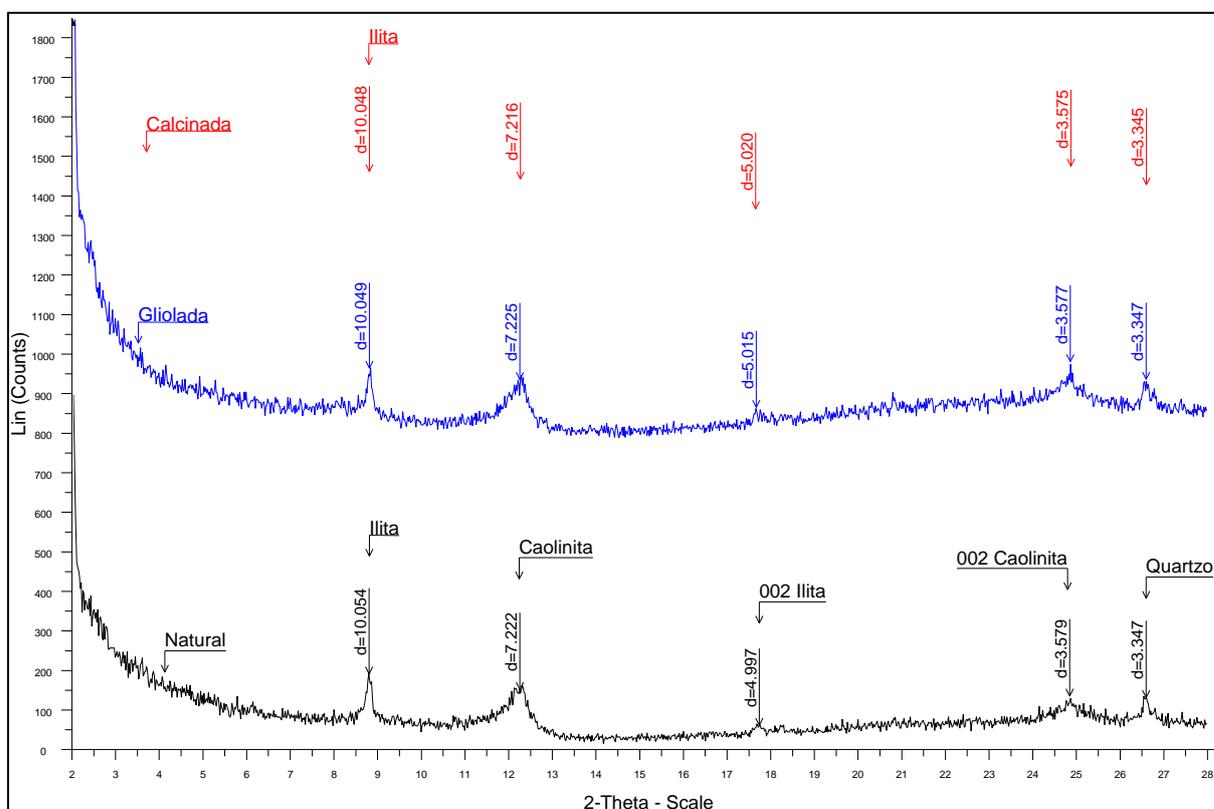


Figura 5.27. Difratoograma para a profundidade 6,5m.

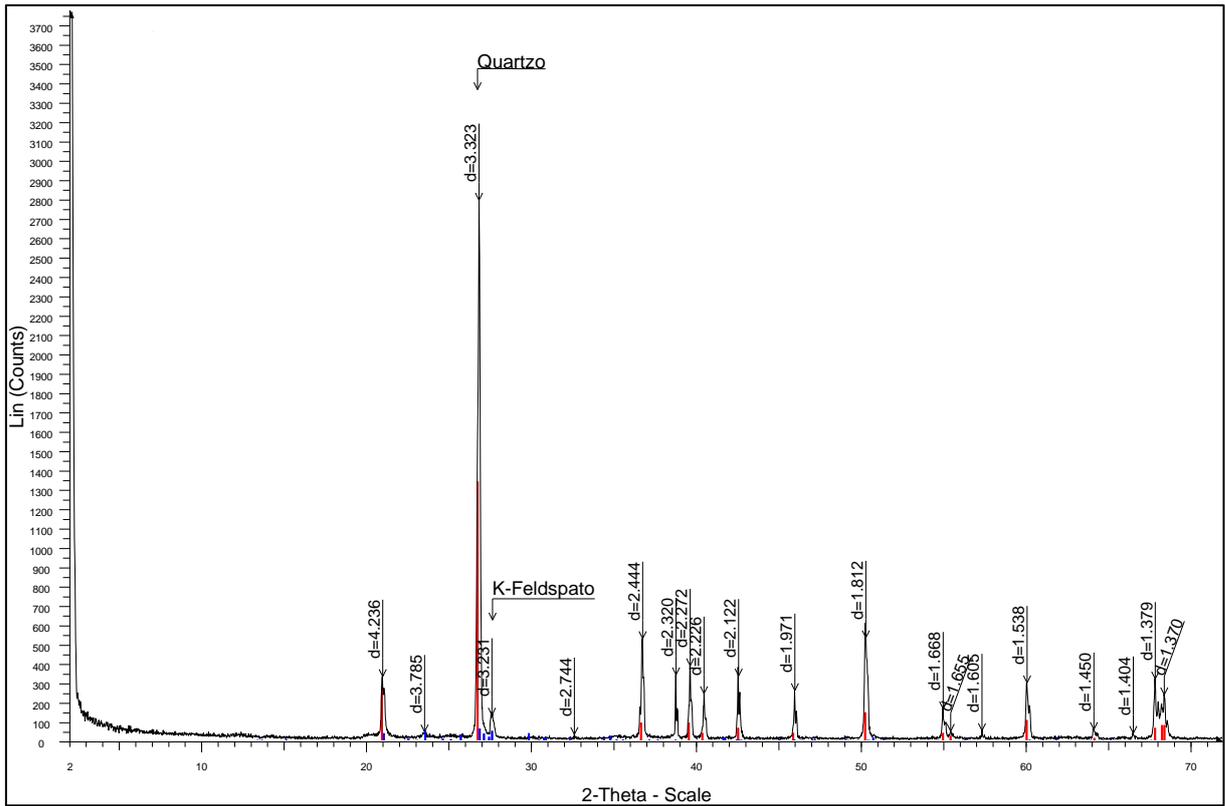


Figura 5.28. Difratoograma para a profundidade 10,0m.

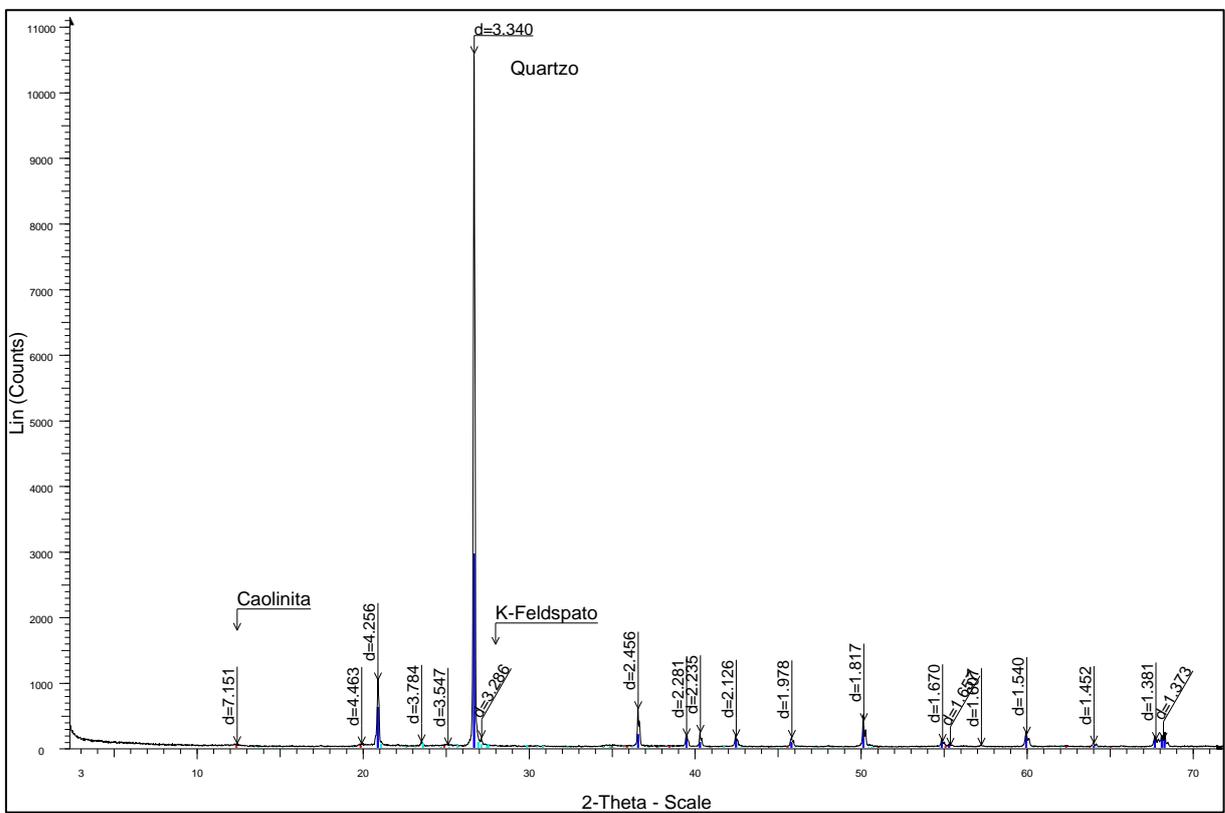


Figura 5.29. Difratoograma para a profundidade 14,0m.

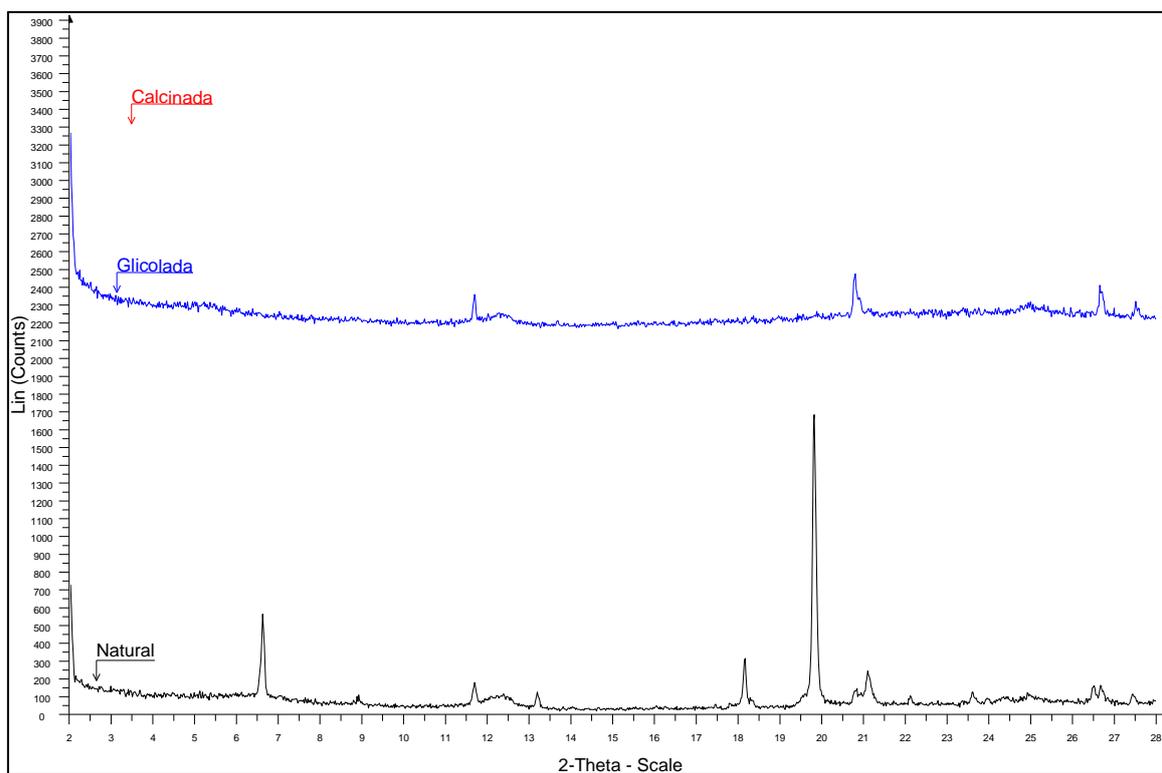


Figura 5.30. Difratoograma para a profundidade 18,0m.

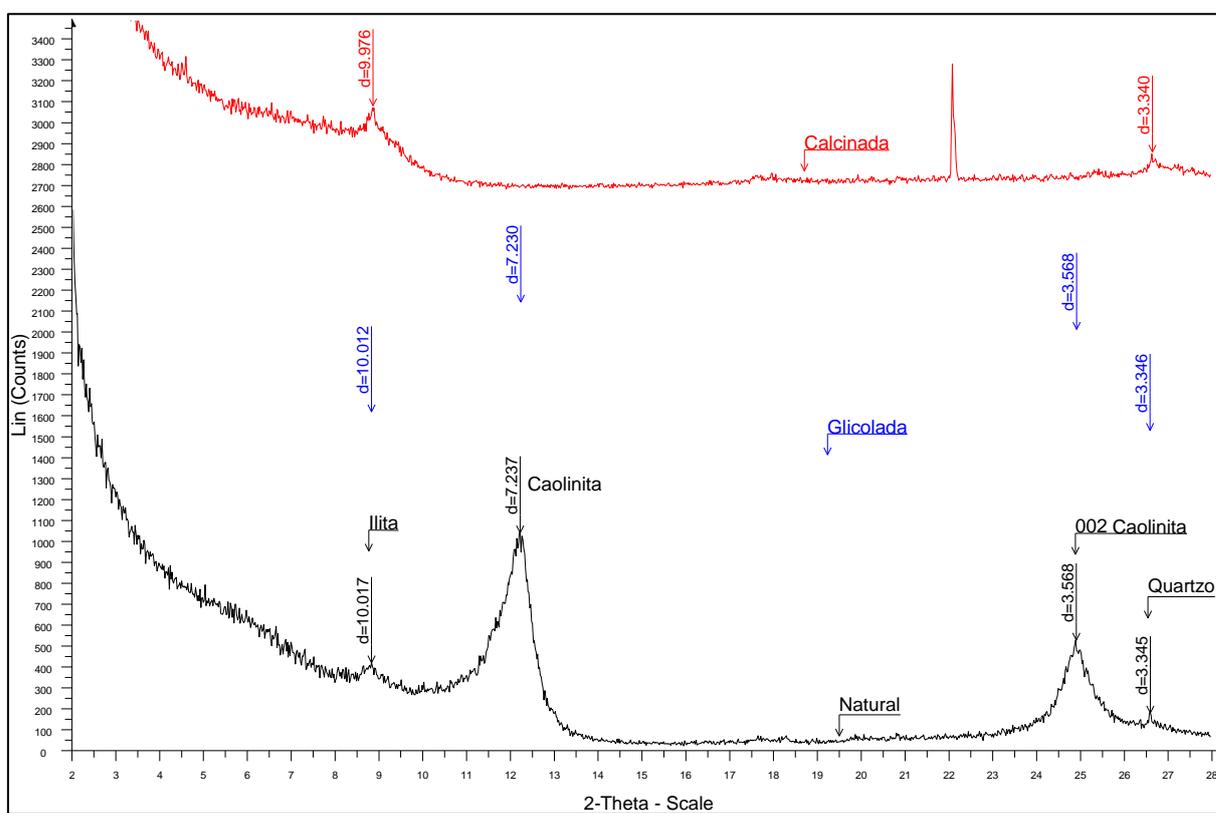


Figura 5.31. Difratoograma para a profundidade 21,0m.

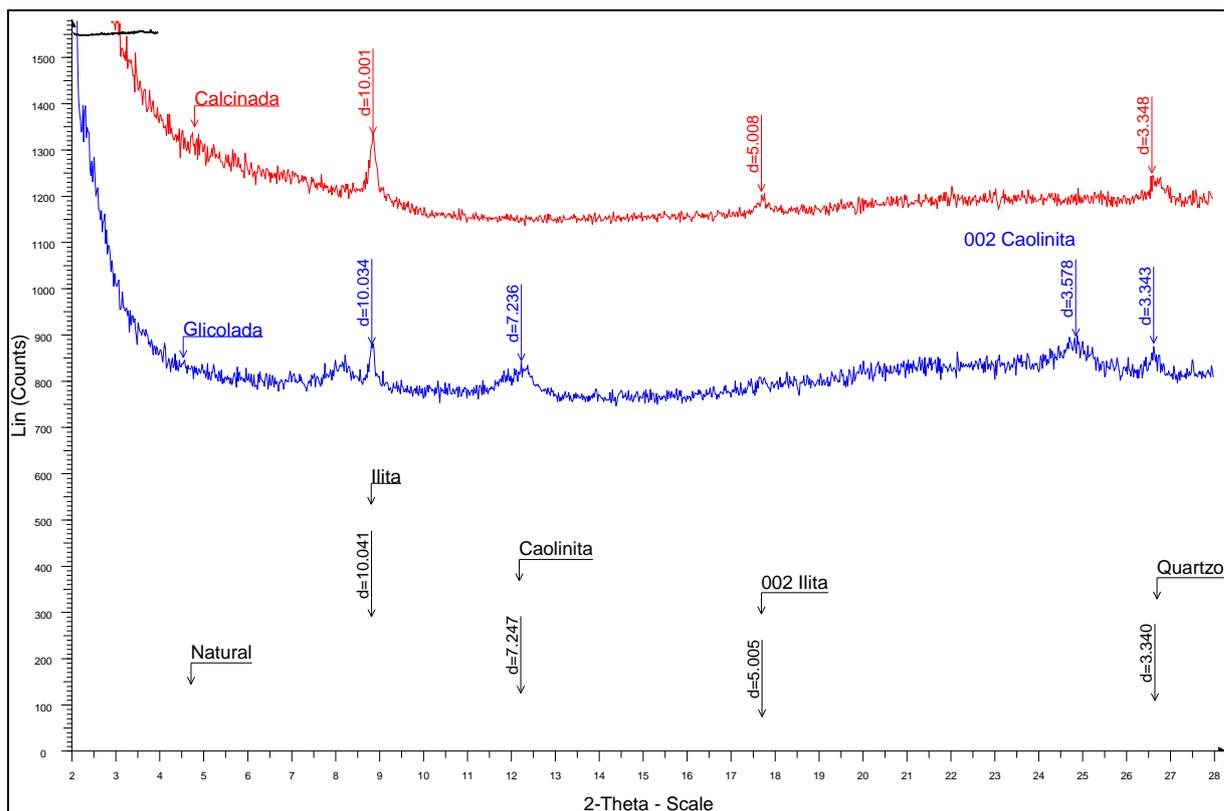


Figura 5.32. Difratoograma para a profundidade 24,0m.

5.2 PERFIL ESTRATIGRÁFICO

O perfil de solo foi criado com base na investigação geotécnica. O nível da água encontra-se a 2,15 e 2,75m. A estratigrafia média encontrada a partir do nível do terreno é:

Tabela 5.3. Perfil estratigráfico.

Cota	Descrição	Figura de referência
0,0 – 10,0m	Areia argilosa fina de cor variável entre marrom escuro na superfície, vai diminuindo a intensidade da cor com a profundidade até os 8 m, aonde é encontrada uma cor amarela e termina quase aos 11m com marrom escura novamente, de densidade muito fofa a média. O ensaio de SPT apresentou valores entre 2 e 12 golpes. A umidade	Figura 5.33

natural média varia entre 12 e 32%. A classificação USCS é SP.

10,0 – 17,0m Areia fina a grossa com presença de silte, de cor marrom escuro e cinza, de densidade muito fofa a média. O ensaio de SPT apresentou valores entre 3 e 22 golpes. A umidade natural média varia entre 15 e 33%. A classificação USCS é SP. Figura 5.34

18,0 – 21,0m Argila silte arenosa de cor preto e cinza, de consistência mole a firme. O ensaio de SPT apresentou valores entre 7 e 21 golpes. A umidade de campo varia entre 80 e 85%. A classificação USCS é CL. Figura 5.35

22,0 – 24,0m Areia fina de cor cinza, de densidade fofa a média. O ensaio de SPT apresentou valores entre 8 e 13 golpes. A umidade de campo varia entre 16 e 31%. A classificação USCS é SP. Figura 5.36





Figura 5.33. Registro fotográfico de amostras entre os 3 e 10 m de profundidade.



Figura 5.34. Registro fotográfico de amostras entre os 10 e 17 m de profundidade.



Figura 5.35. Registro fotográfico de amostras entre os 18 e 21 m de profundidade.



Figura 5.36. Registro fotográfico de amostras entre os 22 e 24 m de profundidade.

O resumo dos resultados apresentados no presente documento, são mostrados na Tabela 5.4 com as propriedades e características das camadas descritas nos capítulos anteriores.

Tabela 5.4. Resumo das propriedades do perfil de solo de Araquari.

# camada	Prof (m)	Descrição do solo	qt (MPa)	Nspt60	LL	PL	Dr (%)	e	σ_v' (kN/m ²)	Distribuição tamanhos dos grãos (%)		
										Areia	Silte	Argila
1	0,0 – 3,0	Areia fina	4,5	6	-	NP	42,13	0,78	24,82	89,45	9,38	1,17
2	3,0 – 10,0	Areia argilosa fina	10,0 – 25,0	30	-	NP	75,82	0,61	123,06	78,73	18,4	2,87
3	10,0 – 18,0	Areia argilosa fina	2,5 – 3,8	7	-	NP	27,78	0,79	200,17	59,67	35,88	4,45
4	18,0 – 21,0	Argila baixa plasticidade	3,5	5	28	18	22,15	0,95	244,02	16,5	73,84	9,66
5	21,0 – 24,0	Areia meia a fina	8,0 – 10,0	9	-	NP	27,12	0,78	366,19	63,98	30,33	5,69

6 ENSAIOS TRIAXIAIS

Os ensaios CID (consolidados isotropicamente drenados) têm por objetivo o estudo do comportamento tensão-deformação do solo presente no campo experimental, assim como a determinação dos parâmetros de resistência representativos deste comportamento. Os corpos de prova foram cisalhados em condições drenadas com medida de variação volumétrica.

São apresentadas e analisadas as curvas tensão-deformação do solo, discutindo os resultados com base nos gráficos em função da deformação distorcional e da variação volumétrica em função da deformação distorcional. Igualmente, são definidas as envoltórias de ruptura dos materiais estudados.

6.1 DEFINIÇÕES E NOTAÇÕES BÁSICAS

O critério de ruptura Mohr-Coulomb implica só a maior e a menor tensão principal efetiva e não leva em conta o valor da tensão intermediária principal efetiva, portanto, são definidos os parâmetros baseados num sistema de deformações planas. Ao desenhar o círculo de Mohr, utilizando as tensões principais menor e maior, obtém-se a geometria, portanto, é possível definir o raio $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ e o centro $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$. São representados pelos símbolos t e s' respectivamente:

$$t = (\sigma'_1 - \sigma'_3)/2 \quad (6.1)$$

$$s' = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2 \quad (6.2)$$

Sendo

σ_1 tensão principal maior

σ_3 tensão principal menor

Estas variáveis são usadas para determinar trajetórias de tensões para uma grande variedade de situações geotécnicas em deformações planas. Onde se espera que as mudanças ocorram nas tensões horizontais e verticais de acordo com um estado inicial, sob tensões de compressão.

A tensão principal efetiva está definida por s' e t representa a máxima tensão no plano de cisalhamento. Estes parâmetros oferecem indicações das tensões ao cisalhamento e normais, e juntamente com o índice de vazios definem o estado do solo.

Nas condições de um triaxial convencional, a tensão intermediária σ_2 é igual a tensão menor σ_3 , assim as tensões efetivas são obtidas da mesma forma para todas as direções. Geralmente, se a tensão intermediária é conhecida e as deformações não são planas, é usada a denominação de invariantes de tensão em três dimensões para q e p' .

Os invariantes de tensão p' (tensão efetiva média normal) e q (tensão desvio), e os parâmetros de deformabilidade, ε_v (deformação volumétrica) e ε_s (deformação distorcional), utilizados na apresentação gráfica dos resultados, são definidos como:

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (6.3)$$

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (6.4)$$

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (6.5)$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - \varepsilon_r) \quad (6.6)$$

Sendo:

σ'_a e σ'_r são as tensões efetivas axial e radial, respectivamente,
 ε_a e ε_r são as deformações totais axial e radial, respectivamente.

6.2 COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO

Com a análise dos resultados dos ensaios triaxiais podem ser definidos os ângulos de atrito para a condição de cisalhamento de pico e no estado crítico. Os ângulos de atrito de pico, tendem a diminuir com o aumento da tensão de confinamento, uma vez que o incremento na tensão confinante limita a capacidade dilatante do solo. No estado crítico, o ângulo de atrito, não depende do índice de vazios inicial no corpo de prova ou da tensão confinante aplicada durante o cisalhamento, o ângulo de atrito nesta condição, será resultado da resistência pelo atrito dos grãos.

A envoltória de ruptura que permite definir o ângulo de atrito é estabelecida por meio de três ensaios triaxiais em diferentes tensões de confinamento, sendo que para o presente trabalho foram usadas as tensões de 50, 100 e 150 kPa. Usando a equação 6.7 é possível traçar a reta que apresenta o comportamento do solo, com base nos resultados dos ensaios.

$$\tau = c' + \sigma' \cdot \tan\phi' \quad (6.7)$$

Devido ao interesse de estimar os ângulos de atrito no estado crítico das profundidades estudadas, foram plotados os gráficos no espaço q/p' : $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$. Onde M corresponde ao valor q/p' no estado crítico quando $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$.

$$M = \frac{6\text{sen}\phi'}{3 - \text{sen}\phi'} \quad (6.8)$$

A equação 6.9 permite estimar o ângulo de atrito interno no estado crítico, usando o valor de M:

$$\phi'_{cv} = \text{sen}^{-1} * \frac{3M}{6 + M} \quad (6.9)$$

Os resultados dos ensaios realizados nas profundidades escolhidas são apresentados a seguir, cada uma das figuras mostram as curvas de resistência em função da deformação axial, volumétrica e distorcional, para as diferentes tensões confinantes efetivas. Além da envoltória de resistência.

Em termos de deformação axial foram alcançados valores em torno de 10%. Nos gráficos da deformação volumétrica é visualizado como ao final da curva se apresenta uma tendência linear permitindo concluir que os ensaios conseguiram chegar num estado de variação volumétrica nula.

Os picos maiores de resistência foram apresentados na profundidade de 5,0m, neste nível o corpo de prova foi moldado com uma densidade relativa de 80%, portanto, esperava-se que chegasse nos níveis mais altos de tensão. (Figura 6.2) Na profundidade 12,0m a resistência atingiu valores perto aos 160 kPa, nesta profundidade há uma alta presença de finos que poderiam afetar o comportamento do corpo de prova, devido à resistência do contato entre partículas atingiu valores menores. (Figura 6.4)

Apesar das granulometrias que definiam o solo encontrado como granular, em alguns corpos de prova houve presença de intercepto coesivo devido ao ajuste realizado para traçar a envoltória de resistência. Como foi o caso do corpo de prova na profundidade 24,0m que apresentou um intercepto coesivo de 16 kPa, sendo o valor maior dos ensaios efetuados. (Figura 6.6) O corpo de prova que apresentou dilatação durante o cisalhamento foi aquele moldado com uma densidade reativa de 80% mostrando uma expansão na curva de deformação axial –

deformação volumétrica. Nos ensaios restantes os corpos de prova tiveram um comportamento de compressão durante o cisalhamento.

As tensões de confinamento utilizadas tiveram a intenção de simular as tensões suportadas pelo solo em campo, portanto, se procurava simular as condições de sobrecarga, para as diferentes profundidades que estão em contato com as estacas. Devido as tensões aplicadas pode se dizer que não houve quebra de grãos, segundo Been (1991) para que ocorra um fracionamento das partículas as tensões devem ser maiores a 1MPa. Portanto, na presente pesquisa foi possível reutilizar o material para fazer os ensaios sem mudar as condições intrínsecas do solo estudado. (Lee e Farhoomand, 1967; Hardin, 1987)

Os corpos de prova foram moldados usando um procedimento definido para ser repetido durante todos os ensaios, assim, a metodologia para a execução dos ensaios (trajetória de tensões, drenagem e método de carregamento), permitiu diminuir as diferenças no desenvolvimento dos ensaios, conseguindo a comparação dos resultados.

A dilatância pode ser definida como a razão entre os incrementos da deformação volumétrica e os incrementos de deformação distorcional. Este análise é apresentado no gráfico q/p' e $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ que permite obter o valor de M (equação 6.8) que corresponde ao valor no estado crítico (quando $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s = 0$). De acordo com a profundidade as curvas apresentam valores diferenciados pela qualidade dos grãos e a distribuição das partículas, assim na profundidade 12,0m foi atingido o valor menor $M=0,89$ e em contraste, o corpo de prova com a densidade maior alcançou $M=1,46$.

Portanto, no corpo de prova de maior densidade relativa se obteve o valor mais alto de ângulo de atrito, isto devido aos ensaios submetidos a baixas tensões de confinamento não haverá quebra de grãos. Logo, para que as iniciais estruturas de areias densas e fofas cheguem no mesmo estado de arranjo de partículas, os corpos de provas devem ser cisalhados com tensões isotrópicas muito altas, assim conseguem atingir o estado de variação volumétrica nula. Embora, houver quebra de partículas a original estrutura não desaparecera por completo. Assim, a densidade inicial terá influência de acordo com o nível de tensões no carregamento. (Wood, 1990; Vesic e Clough, 1968)

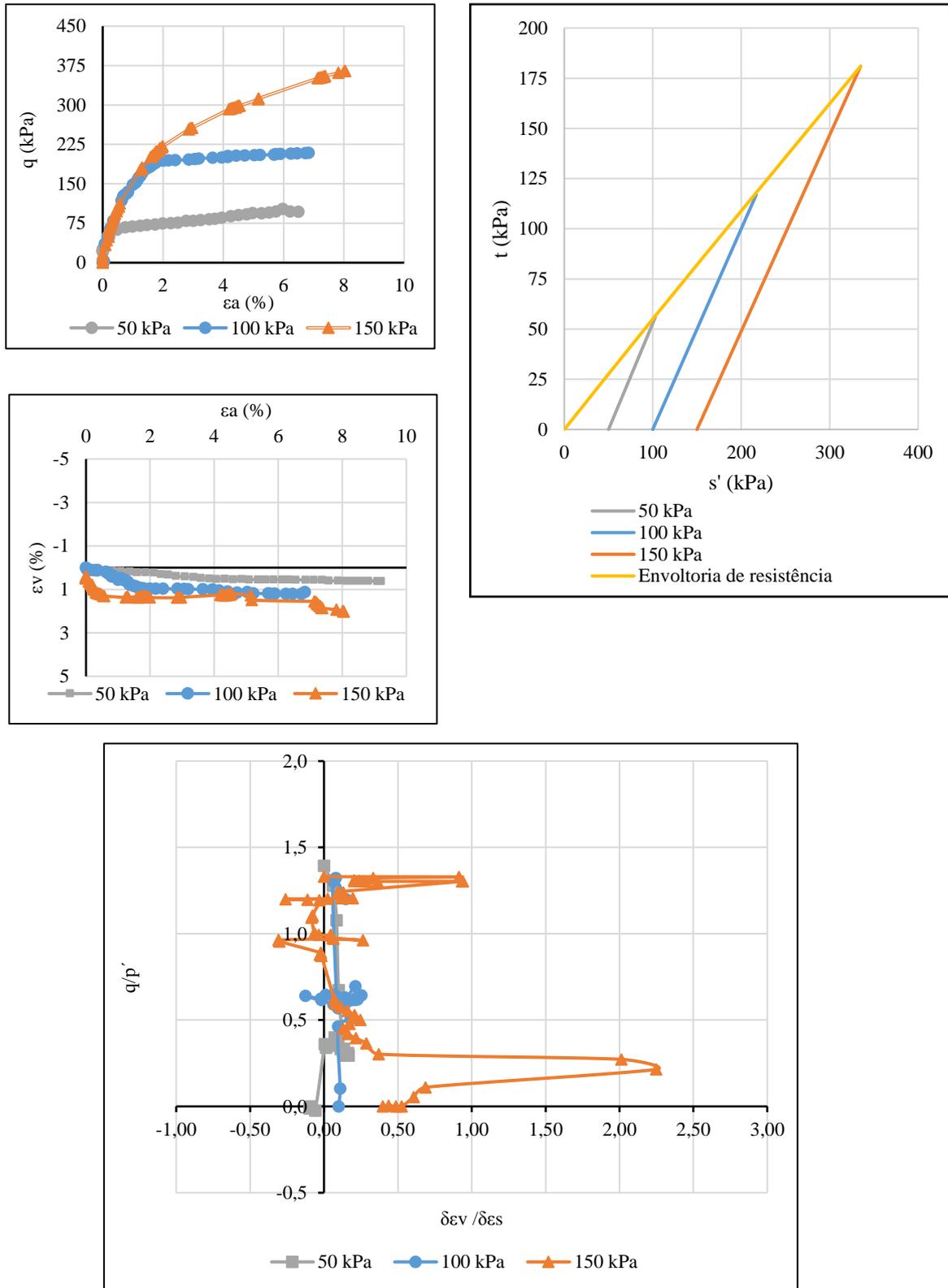


Figura 6.1. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 3,0m.

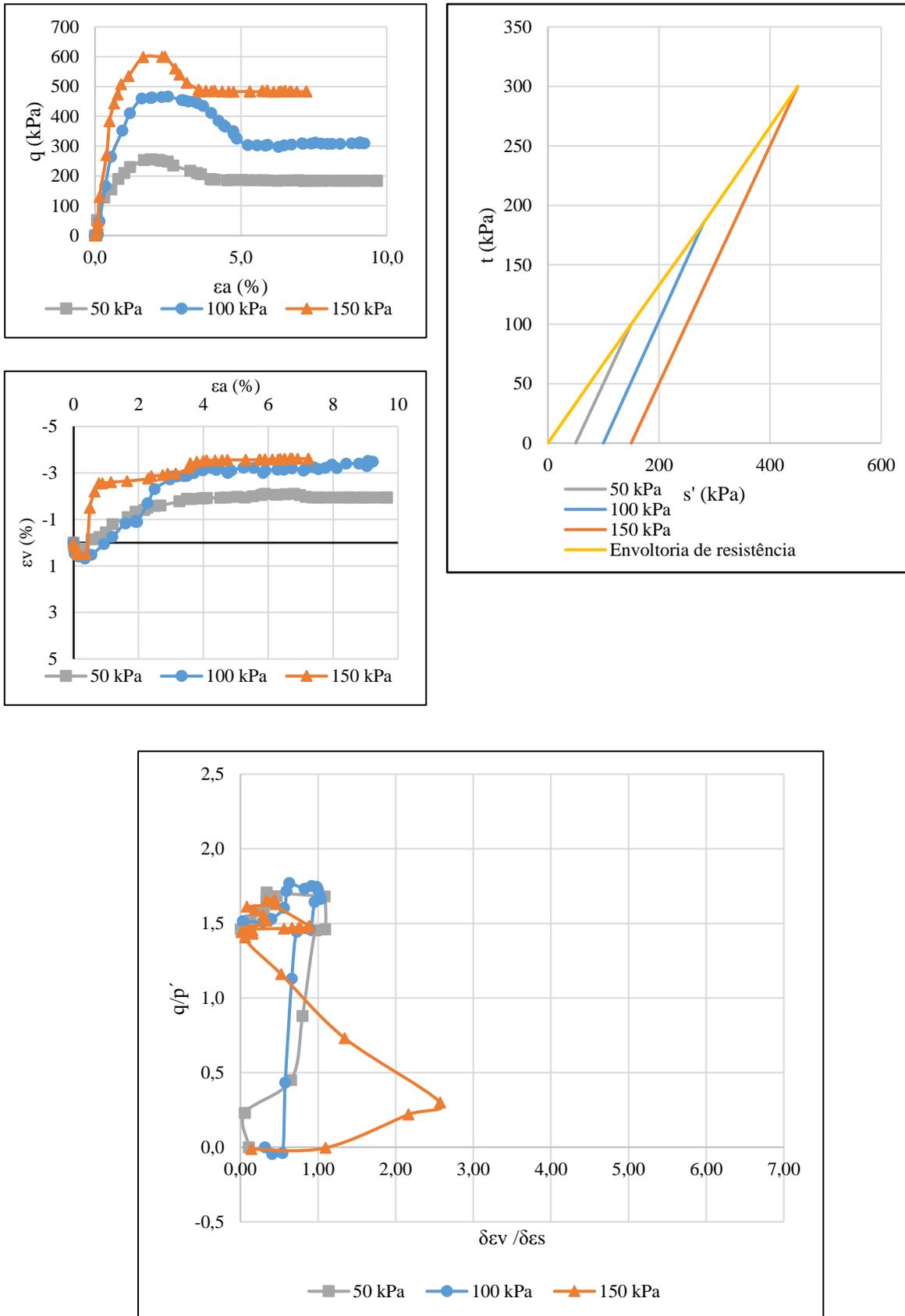


Figura 6.2. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 5,0m.

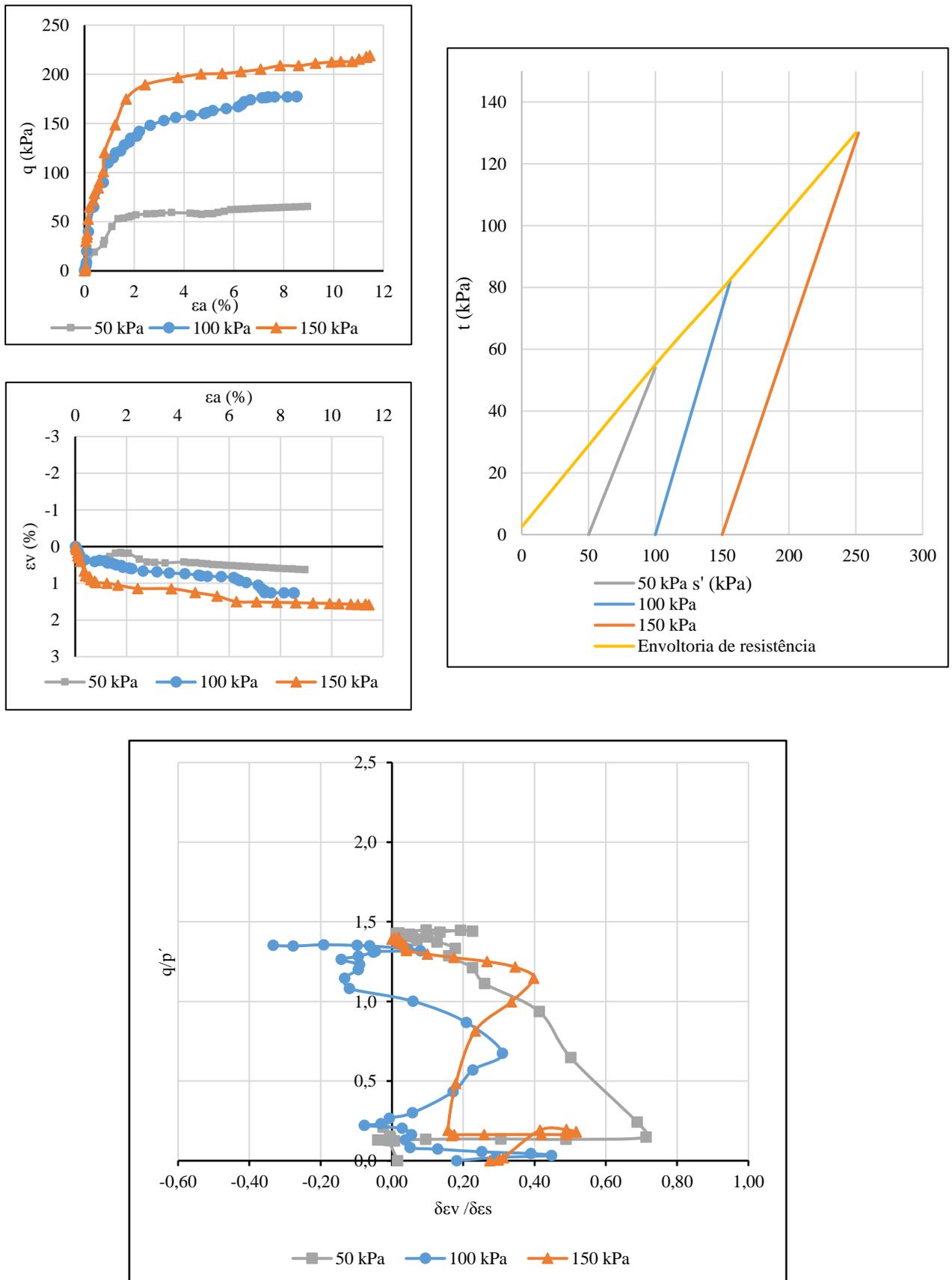


Figura 6.3. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 9,0m.

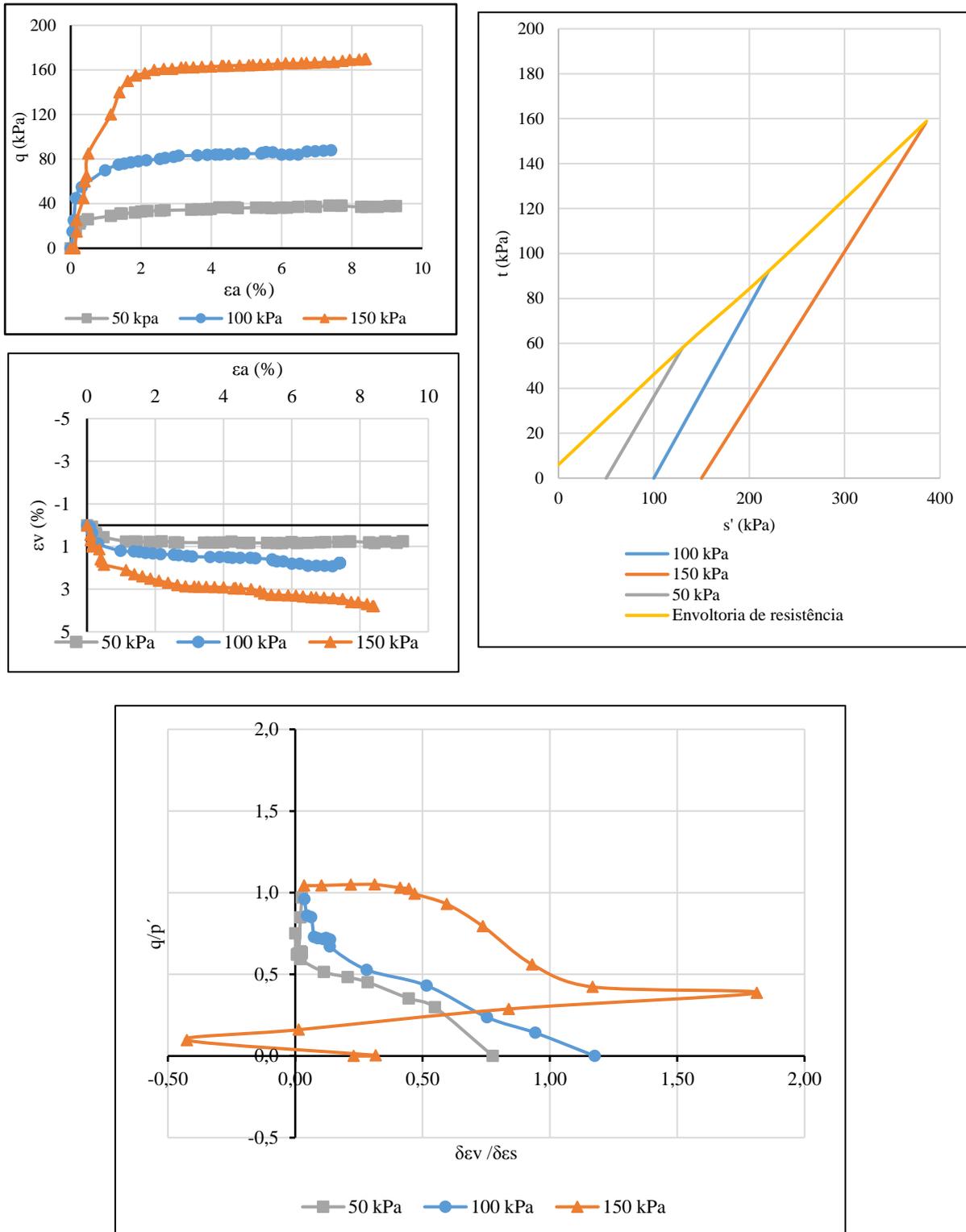


Figura 6.4. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 12,0m.

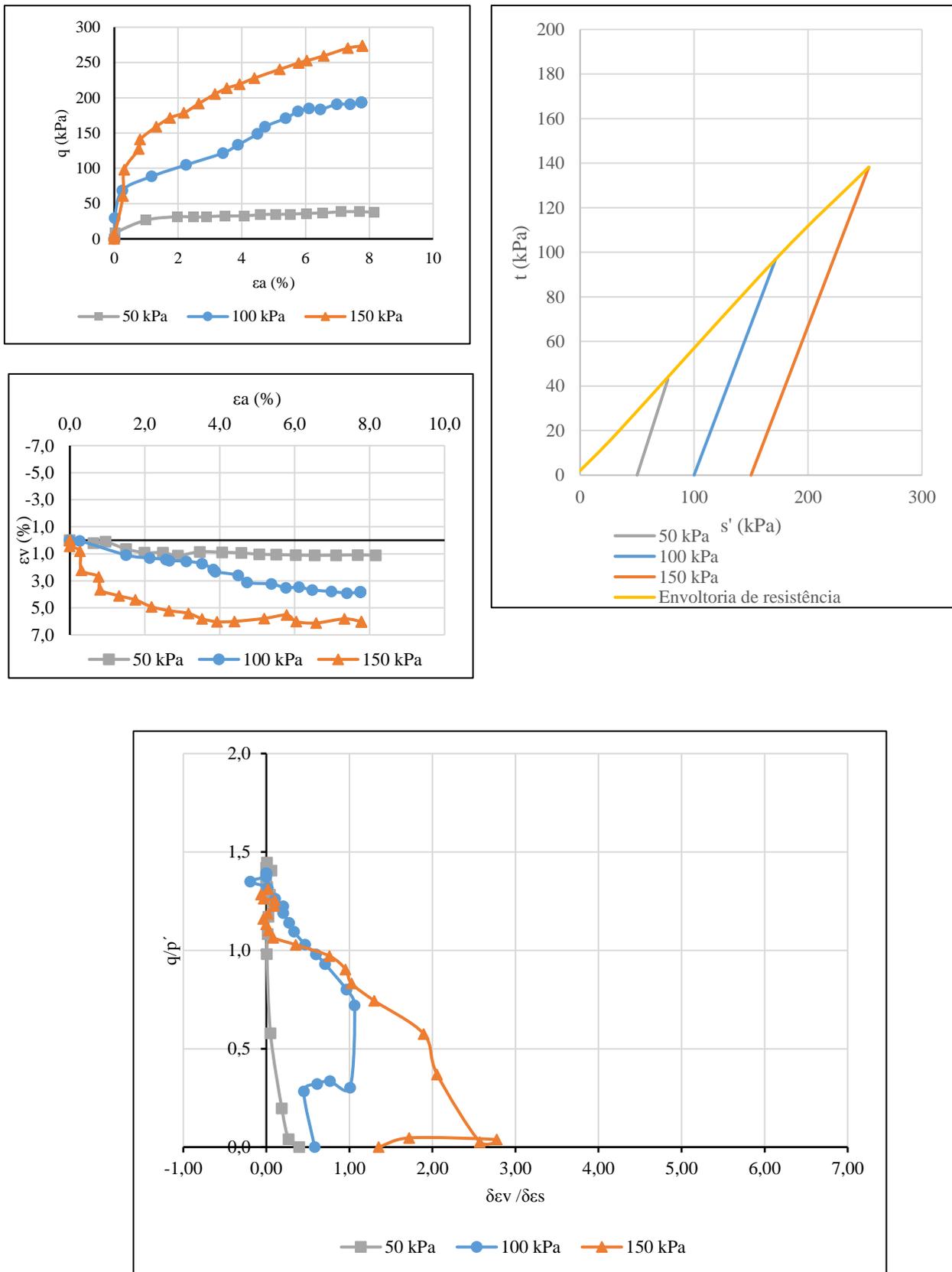


Figura 6.5. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 15,4m.

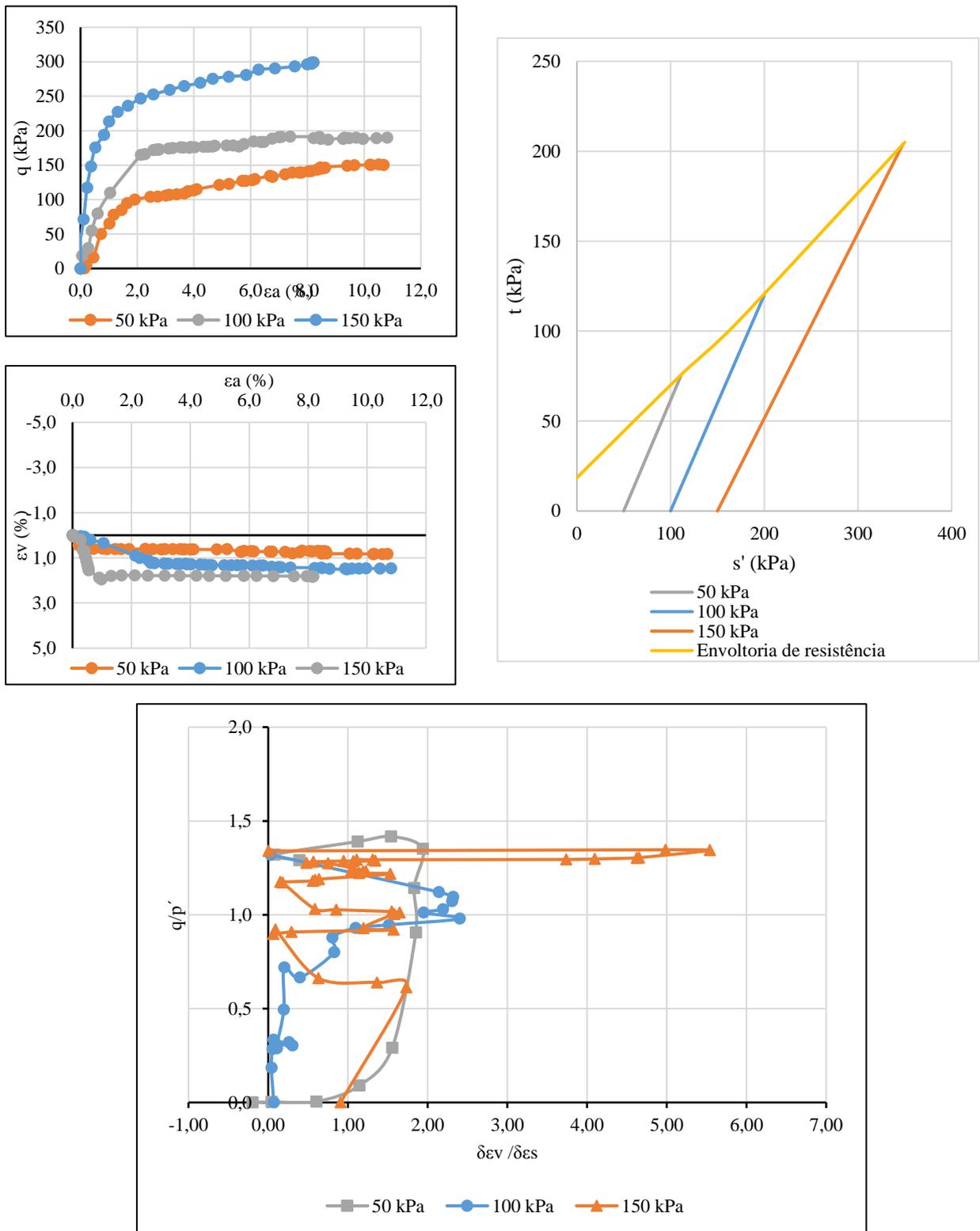


Figura 6.6. Curvas tensão-deformação axial, volumétrica e distorcional para 24,0m.

Os gráficos que mostram as curvas da tensão com a deformação distorcional chegam a zero nos eixos das tensões, portanto, é confirmado o estado crítico para os corpos de prova durante os ensaios, apesar de que as deformações axiais não tinham atingido valores muito altos.

Segundo a divisão feita por camadas com a similaridade na granulometria foram plotados gráficos comparativos das profundidades 3,0m, 5,0m e 9,0m, em outro gráfico 12,0m e 15,0m. (Figura 6.7 e Figura 6.8)

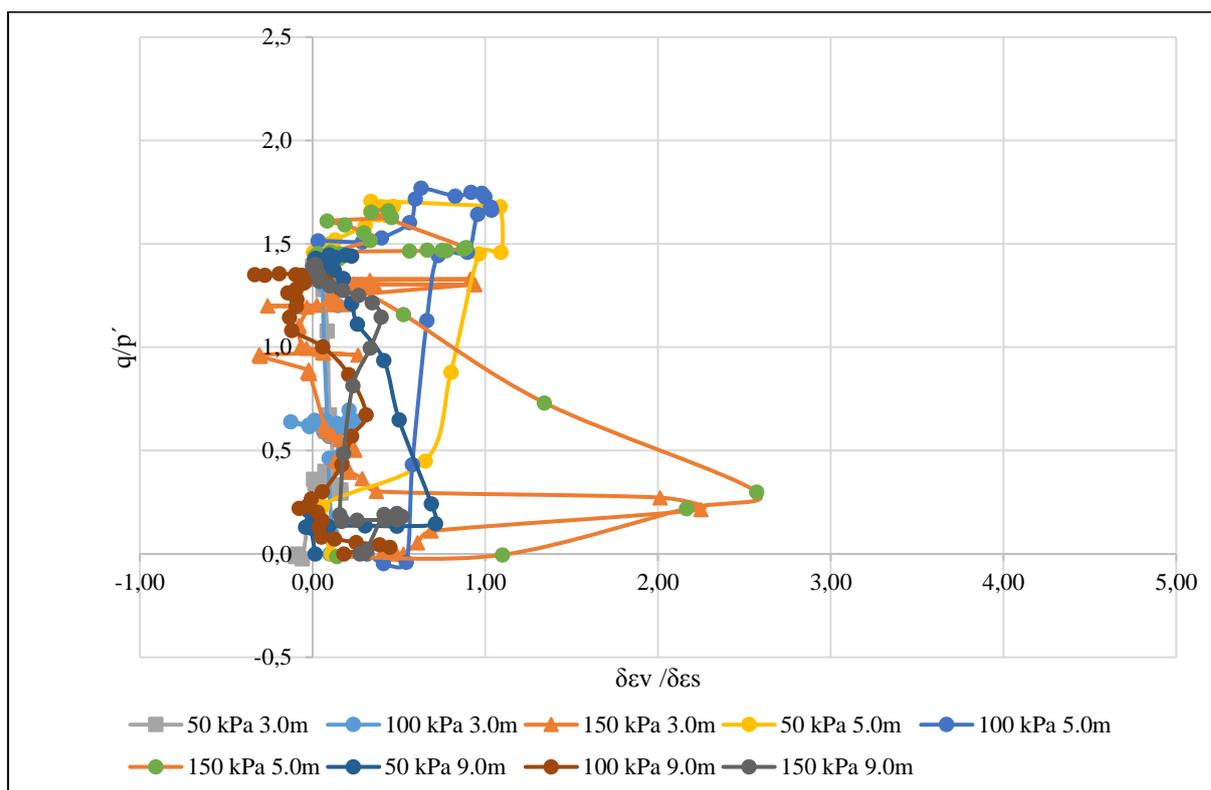


Figura 6.7. Curva tensões normais – taxa de dilatação para as profundidades 3,0, 5,0 e 9,0m.

De acordo com a separação estabelecida segundo as semelhanças na granulometria é possível observar como os ensaios com similaridades se encontram numa faixa muito pequena que permite realizar uma média dos dados estimados nas diferentes profundidades. Logo, para fins de análise, um ângulo de atrito no estado crítico será definido tendo como base a proximidade dos dados, assim será possível definir um único ângulo de atrito para o perfil encontrado no campo experimental.

As curvas da profundidade 24,0m não foi comparada com as outras profundidades devido a sua semelhança com os resultados obtidos é baixa e a magnitude da coesão é muito alta para as envoltórias estabelecidas de acordo com as trajetórias.

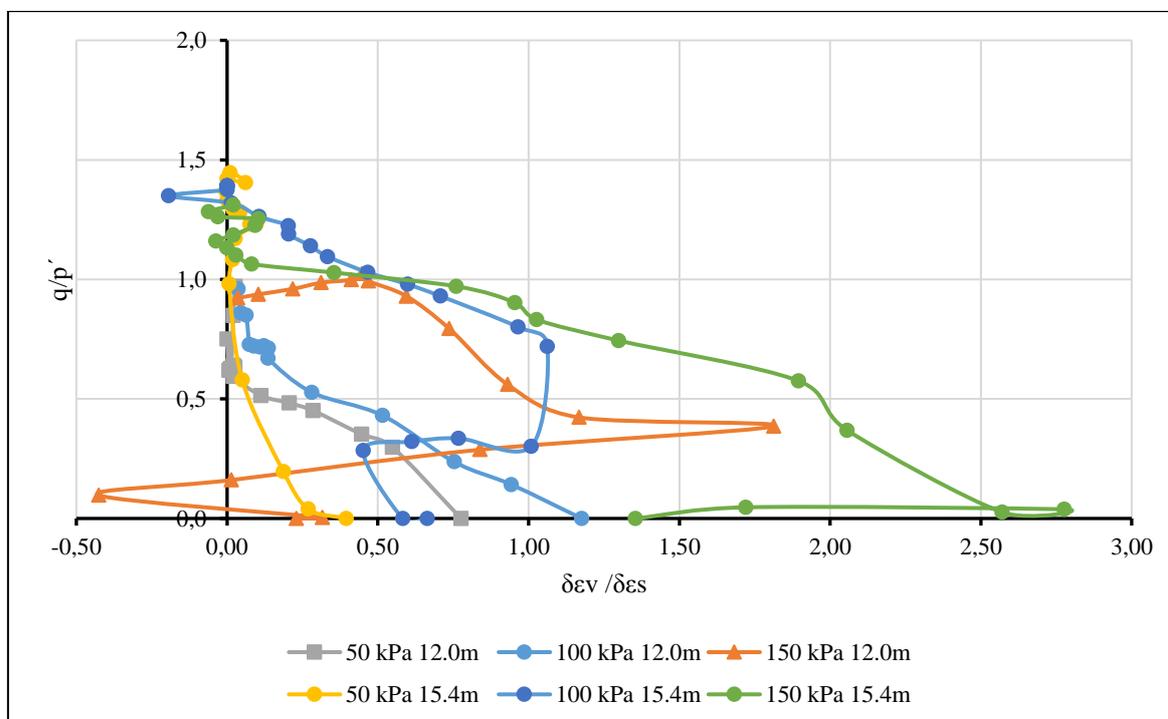


Figura 6.8. Curva tensões normais – taxa de dilatação para as profundidades 12,0 e 15,4m.

De acordo com Lambe (1963) para areias densas e fofas pode se esperar o comportamento apresentado na Figura 6.9, onde para areias com alta densidade relativa ocorre uma ruptura no plano $45^\circ + \phi'/2$, referente ao plano principal máximo (tensão normal) em função do ângulo de atrito interno do material, devido à dilatação desenvolvida durante o cisalhamento. No caso das areias fofas aumenta o diâmetro e diminui a altura do corpo de prova após a aplicação das cargas. Assim, na Figura 6.10 são apresentadas as amostras após a execução dos ensaios, tanto nas condições de densidade relativa alta (Figura 6.10a) como baixa (Figura 6.10b). Mostrando que o comportamento obtido corresponde as condições teóricas para amostras de areias cisalhadas sob cargas de confinamento triaxiais.

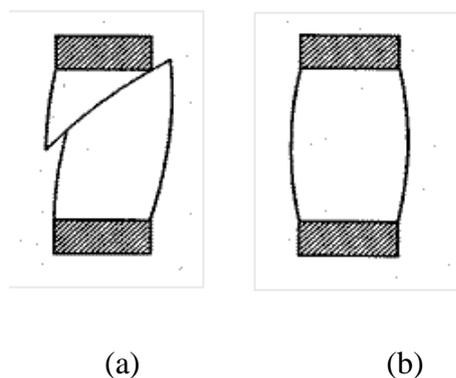


Figura 6.9. Comportamento típico dos corpos de prova em ensaios triaxiais. (a) Areia densa (b) Areia fofa.

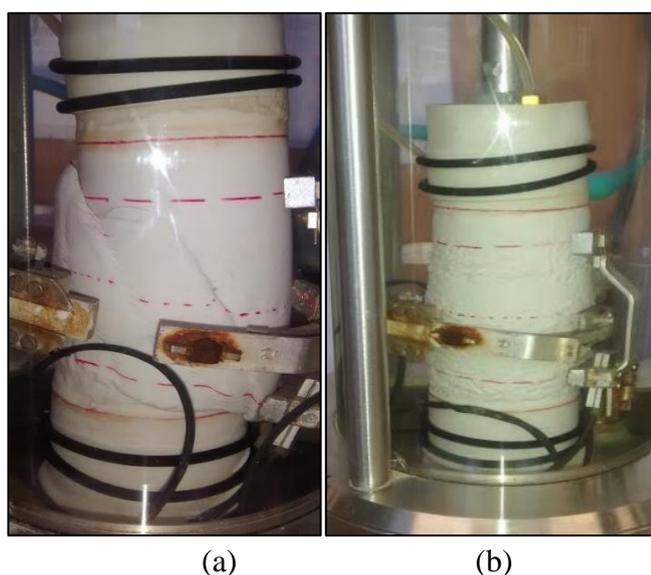


Figura 6.10. Comportamento durante o cisalhamento das amostras. (a) Areia densa (b) Areia fofa.

6.3 ANÁLISE ÂNGULO DE ATRITO NO ESTADO CRÍTICO

Os resultados obtidos por meio dos ensaios triaxiais permitiram definir os valores do ângulo de atrito no estado crítico, para as camadas arenosas. Este parâmetro será utilizado para analisar a capacidade lateral das estacas escavadas no campo experimental de Araquari, portanto, deve-se garantir uma adequada estimativa e assim serem comparados com ensaios de resistência de diferentes areias em condições semelhantes.

Na Tabela 6.1 é apresentado um resumo dos resultados obtidos por meio dos ensaios efetuados, tanto para a resistência de pico como no estado crítico da areia. Verifica-se que o valor de ϕ_{cs}' varia entre $32,5^\circ$ e $33,7^\circ$, a exceção do ensaio correspondente a profundidade de 5m que resultou

em valor superior e em desconformidade com as demais medições. Os ensaios realizados na profundidade correspondente a 12m são representativos de materiais finos (argila-silto-arenosa), apresentando ϕ_{cs}' em torno de 23°. Nesta profundidade pode ter acontecido inconvenientes na medição das deformações volumétricas durante o processo de saturação o que leva a erros na interpretação dos resultados, que não permitiram obter valores típicos para areia, os quais deveriam estar em torno de 30°.

Tabela 6.1. Resumo dos ensaios triaxiais.

Profundidade (m)	Densidade relativa (%)	Parâmetros de resistência			
		ϕ_{pico}' (°)	ϕ_{cs}' (°)	c' (kPa)	M
3,0	40	33,7	32,9	0,0	1,3
5,0	80	38,0	35,9	0,0	1,5
9,0	60	34,0	33,6	3,0	1,4
12,0	20	23,3	22,8	6,5	0,9
15,4	40	32,8	32,5	2,4	1,3
24,0	30	33,1	32,9	16,1	1,3

Na Tabela 6.2 são apresentadas estimativas do ângulo de atrito no estado crítico para areias, estabelecidos a partir dos resultados do ensaio pressiométrico. A distribuição de tamanho dos grãos foram o parâmetro usado na metodologia apresentada em Robertson (1986). Definindo uma faixa de valores para condições específicas. Por outro lado, a metodologia também usa a forma dos grãos, assim para grãos arredondados o valor será menor, e para grãos angulares o ângulo de atrito alcançara um valor mais alto, uma vez que a aplicação de cargas produzira uma quebra dos grãos, em partículas angulares haverá um melhor arranjo das partículas durante o cisalhamento. (Coop, 2011)

De acordo com o perfil apresentado na seção 5.2 do presente documento, o tipo de solo encontrado no campo experimental corresponde a uma areia fina, a forma dos grãos é angular, portanto, segundo o critério apresentado uma apropriada estimativa é 33,04° como ângulo de atrito no estado crítico.

Tabela 6.2. Valores para o ângulo de atrito no estado crítico. (Robertson, 1986)

Solo	ϕ'_{cs} (°)
Pedregulho-areia-silte bem gradada	40
Areia grossa uniforme	37
Areia média bem graduada	37
Areia média uniforme	34
Areia fina bem graduada	34
Areia fina uniforme	30

Adicionalmente, na Tabela 6.3 são apresentados os parâmetros base de areias estudadas no campo acadêmico a nível mundial. Em todos os casos foram usados ensaios de resistência e caracterização em laboratório. As areias escolhidas exibem semelhanças com o solo encontrado no campo experimental, assim é possível comparar os resultados gerados na presente pesquisa. Uma condição geral dos solos selecionados é a mineralogia, a composição química das partículas é quartzo.

Em comparação as areias de Hostun e Toyoura, com semelhantes índices de vazios permite concluir que a densidade relativa não é um parâmetro que influencie o estado crítico do solo. As areias anteriormente mencionadas, conseguem uma alta compactidade, porém a areia que atinge um valor maior de ângulo de atrito é aquela que possui grãos angulares.

As areias com grãos arredondados apresentam uma resistência menor em comparação aos grãos angulares, porém no caso da areia de Monterey mostrou uma estrutura de solo compacto fino que consegue preencher os vazios para aumentar seu desempenho durante o carregamento, obtendo valores maiores, em comparação com as areias de grãos arredondados. No entanto, a areia de Ottawa, o tamanho médio das partículas é maior e diminui a resistência, embora seus índices de vazios sejam típicos de uma areia com alta compactidade, os grãos não apresentam a suficiente resistência para atingir um ângulo de atrito maior, evidenciando a influência do tamanho das partículas. Assim, para areias com partículas de grãos menores o solo conseguirá ter um ângulo de atrito no estado crítico maior.

Por outro lado, as areias de Araquari, Toyoura e Hostun, apresentam condições semelhantes, mas o ângulo de atrito para a areia de Toyoura atinge um valor menor se comparado. Neste caso o tamanho médio dos grãos está influenciando o comportamento do solo. Embora, a diferença

entre as areias de Araquari e Hostun, seja baixa no tamanho dos grãos, o valor que conseguem é parecido, evidenciando que talvez a forma dos grãos tem mais impacto que o tamanho.

Uma possível explicação pode ser devido ao fato que o contato entre os grãos é mais influenciado pela forma e sua aproximação ao estado crítico. Os pontos de contato não devem ser suficientemente fortes para gerar a quebra dos grãos, portanto ao parar a quebra dos grãos aproxima-se do estado crítico. Situação que também pode ocorrer na areia de Monterrey, os grãos são subarredondados e os contatos junto com a dureza dos grãos permitiu que o estado crítico fosse alto em comparação a outras areias de grãos arredondados ou subarredondados.

Em condições gerais as variáveis que estão mostrando representatividade para determinar a dependência do ângulo de atrito no estado crítico é a mineralogia, o índice de vazios e a forma e tamanho dos grãos. Durante a aplicação de tensões, os grãos terão uma resposta às cargas, solos com grãos angulares conseguem ter um ótimo arranjo, alcançarão valores de ângulo de atrito mais altos em comparação com as partículas arredondadas que não permitem o intertravamento.

Tabela 6.3. Parâmetros areias de diferentes locais.

Areia	ϕ' cs (°)	M	Forma dos grãos	D50 (mm)	Gs	e min	e max	Referência
Araquari	33	1,33	Angular	0,15	2,65	0,74	1,05	Presente pesquisa
Hostun	32	1,29	Angular	0,35	2,65	0,63	1,01	Herle (1998)
Reid Bedford	32	1,29	Subangular	0,24	2,66	0,55	0,87	Collins (1992)
Toyoura	31	1,24	Subangular	0,17	2,65	0,60	0,98	Ishihara (1993)
Ticino	32	1,29	Subangular	0,58	2,67	0,58	0,93	Bellotti (1996)
Karlsruhe	30	1,20	Subarredondados	0,25	2,65	0,53	0,84	Herle (1998)
Kogyuk	30	1,20	Subarredondados	0,35	2,65	0,53	0,86	Been and Jefferies (1985)
Monterrey	32	1,29	Subarredondados	0,37	2,65	0,56	0,85	Been and Jefferies (1987)
Osório	31	1,24	Arredondados	0,20	2,65	0,60	0,87	Consoli (2016)
Ottawa	29	1,16	Arredondados	0,70	2,63	0,39	0,68	Sadrekarami (2011)

Com os dados da tabela anterior foram plotados os ângulos de atrito no estado crítico contra os índices de vazios e definidos quais são as variáveis que mais influenciam que o solo alcance o estado crítico a partir de ensaios efetuados em laboratório. Segundo Harin (1985) a deformação volumétrica consegue se estabilizar só quando a quebra de partículas não acontece mais e uma gradação estável foi atingida. A gradação estável é definida como o momento em que as tensões normais entre os contatos não são suficientemente grandes para causar a quebra dos grãos.

A quebra das partículas vai depender dos seguintes fatores:

- Distribuição do tamanho das partículas
- Forma das partículas
- Dureza das partículas

Portanto, como é visível na Figura 6.11 há uma tendência de acordo com a forma dos grãos e a distribuição do tamanho das partículas que são capazes de preencher os vazios, indicando índices de vazios menores para areias com grãos arredondados, com ângulos de atrito no estado crítico nas mesmas faixas de valores.

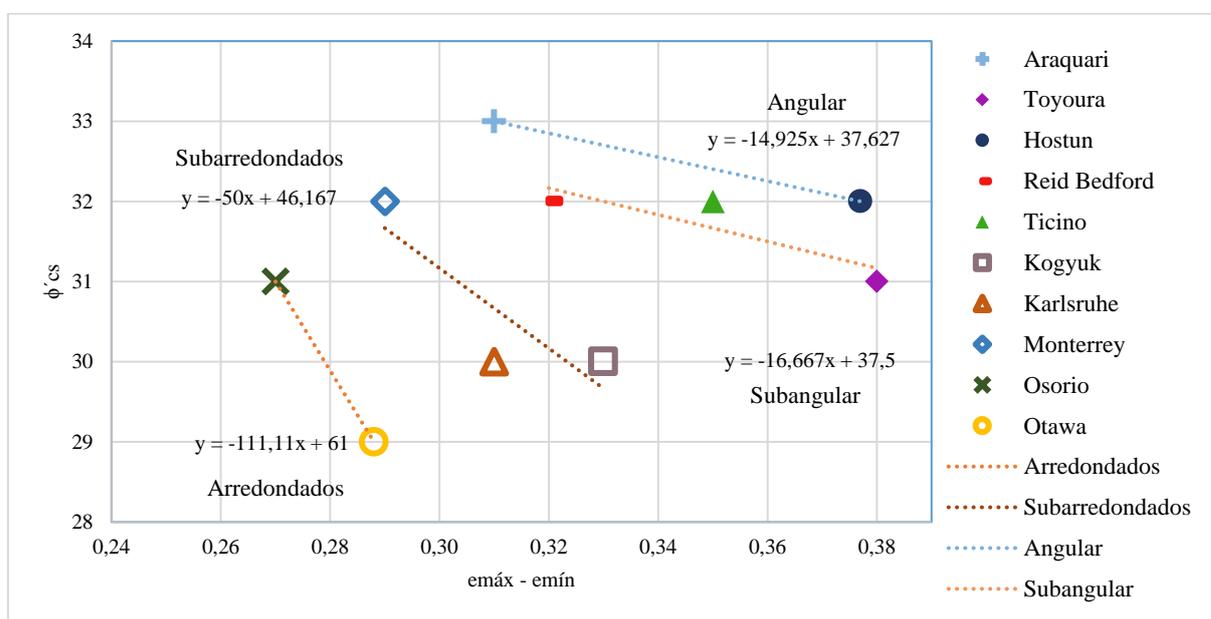


Figura 6.11. Distribuição do ângulo de atrito com a relação de vazios. (Referencias na Tabela 6.3)

De outra parte, para uma determinada rugosidade na estaca, haverá um ângulo de atrito na interface, que poderá ser adotado como o ângulo de atrito no estado crítico do solo. Portanto, Alawneh (1999) obteve uma curva que apresenta a variação do ângulo na interface contra o D50 dos solos estudados. (Figura 6.12)

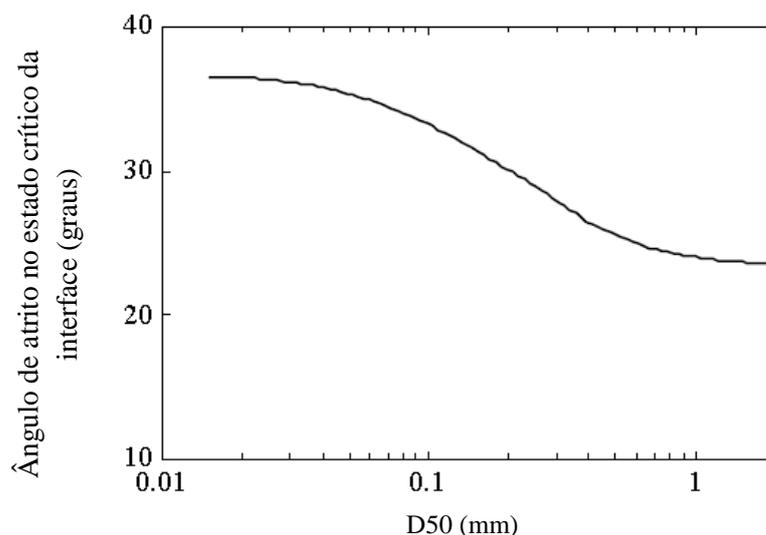


Figura 6.12. Variação do ângulo de atrito na interface com o tamanho D50. (Alawneh, 1999)

A partir dos dados de areias coletados na presente pesquisa foi plotado o ângulo de atrito no estado crítico contra o D50. A tendência da curva mostra que os solos com as partículas de menor tamanho atingem ângulos de atrito maiores. O tamanho médio de partículas influencia a rugosidade criada na interface e diretamente a resistência lateral da estaca. Segundo Uesugi (1989) quando a superfície rugosa da estaca excede um valor crítico normalizado que depende do D50, o cisalhamento ocorre dentro da massa de solo.

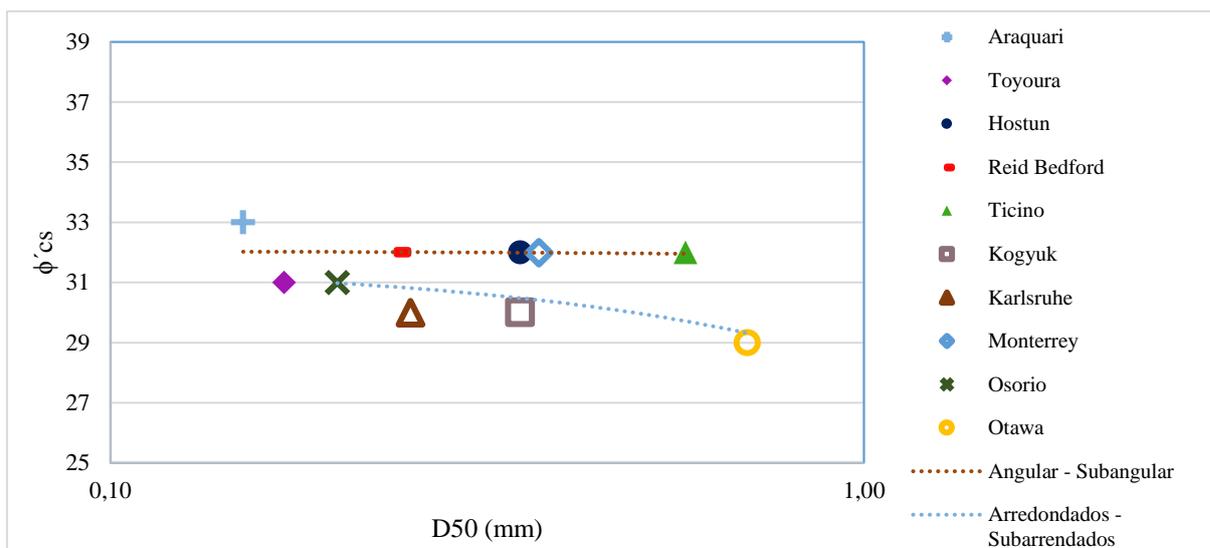


Figura 6.13. Variação do ângulo de atrito no estado crítico com D50 para as areias estudadas.

7 PREVISÃO DA RESISTÊNCIA DE CARGA LATERAL

A partir da interpretação das provas de carga efetuadas nas estacas construídas no campo experimental da UFRGS, foi obtida a capacidade de atrito lateral. A análise das estacas realizadas é apresentada por Nienov (2016).

Na Tabela 7.1, são apresentados os valores de atrito lateral mobilizado pelo solo, tomando como deslocamento no topo da estaca de 5%D, isto apresentado por O'Neill e Resse (1999), nos casos em que a ruptura física da estaca não fica evidente.

Com o objetivo de comparar o estado de tensões antes e após a construção das estacas foi definido o valor de k_0 segundo Mayne (1982). Os valores do ângulo de atrito de pico foram determinados a partir dos ensaios triaxiais. (Equação 7.1)

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \quad (7.1)$$

Com uma retro análise das capacidades do fuste, foram obtidos os valores para k_s em campo. Tomando como ângulo de atrito da interface o ângulo de atrito no estado crítico obtido com os ensaios triaxiais. (Equação 7.2)

$$K_s = \frac{ql}{\sigma'v * \text{tan}\delta} \quad (7.2)$$

Com o método beta é possível a obtenção da capacidade lateral de estacas construídas em perfis arenosos. Na interação das partículas do solo com o concreto da estaca, a solicitação gerada no solo, leva os grãos mais próximos à estaca comportarem-se no estado crítico, devido ao nível de deformações geradas durante o carregamento.

As análises incluídas a seguir não levaram em conta as cargas residuais, devido a que segundo Fellenuis (2002), estas se apresentam mais em estacas cravadas e os casos estudados mostraram que as estacas escavadas não exibiam cargas geradas durante a construção.

Os elementos estruturais que serão discutidos no presente trabalho são as estacas 4 e 5 da Tabela 3.1, a estaca 4 foi construída com polímero e a estaca 5 com bentonita, a seguir são apresentados os valores da capacidade lateral de carga.

Tabela 7.1. Valores de atrito lateral mobilizado pelo solo para 5%D.
(Modificada de Nienov, 2016)

Bentonita		Polímero	
Camada (m)	ql (kPa)	Camada (m)	ql (kPa)
1,3 - 3,8	61	1,2 - 4,0	135
3,8 - 6,5	5	4,0 - 7,0	50
6,5 - 10,8	60	7,0 - 11,5	120
10,8 - 13,8	10	11,5 - 14,5	10
13,8 - 18,3	42	14,5 - 18,5	60
18,3 - 21,3	48	18,5 - 22,0	52
21,3 - 24,0	70	22,0 - 23,5	80

Na tabela anterior, na camada aos 10m surge um valor de zero na capacidade lateral para as duas estacas, devido à interpretação das provas de carga, portanto, em função das análises complementares naquela profundidade o valor da mobilização do solo pela aplicação de cargas será tomado como 10 kPa.

Com os valores de capacidade lateral obtidos pela interpretação das provas de carga, e usando a equação 2.7, foram estimados os valores de k_s . Os valores de ângulo de atrito no estado crítico usados foram os apresentados na Tabela 6.1. Dentro do mecanismo de transferência de carga, são desenvolvidos cisalhamentos entre o concreto da estaca e os grãos do solo. Se a areia é dilatante vai tentar expandir, porém não conseguirá pela presença da superfície da estaca por um lado e mais solo pelo outro. Assim, a areia não terá como expandir, deste modo a tensão normal entre a estaca e a areia, aumentará. Como resultado, para areias fofas ou de pouca compactidade, o valor de k_s permanecerá próximo ao valor de k_0 , diferentemente para areias altamente densas, k_s pode ser significativamente maior que k_0 . (Salgado, 2008)

A distribuição de k_s é apresentada nas Figura 7.1 e Figura 7.2, tanto para estaca 4 (polímero) como para a estaca 5 (bentonita). A literatura mostra uma significativa variação de valores, iniciando pelo coeficiente de pressão de solo ativo até o coeficiente de pressão de solo passivo, e numericamente desde 0,1 até atingir um valor de 5. (Altae, 1993)

Nos dois casos a distribuição é semelhante, valores altos na superfície, descendo constantemente ao longo do fuste da estaca, alcançando o valor menor perto da ponta. Perto do final da estaca a tensão horizontal aplicada contra a estaca tem um valor muito próximo de zero, quer dizer que reduz drasticamente k_s e tem um efeito importante na capacidade lateral durante a ruptura da estaca. De acordo com o perfil estabelecido a partir da investigação geotécnica

realizada no campo experimental, encontrou-se uma areia densa entre os 4 e 10m de profundidade, por esta razão a curva que representa os valores de k_s mostra-se separada de k_0 . Isto pode ser explicado pelo comportamento teórico de k_s , é estabelecido que com o aumento da profundidade o valor diminui e incrementa com o aumento da densidade relativa da areia. (Alawneh, 2001)

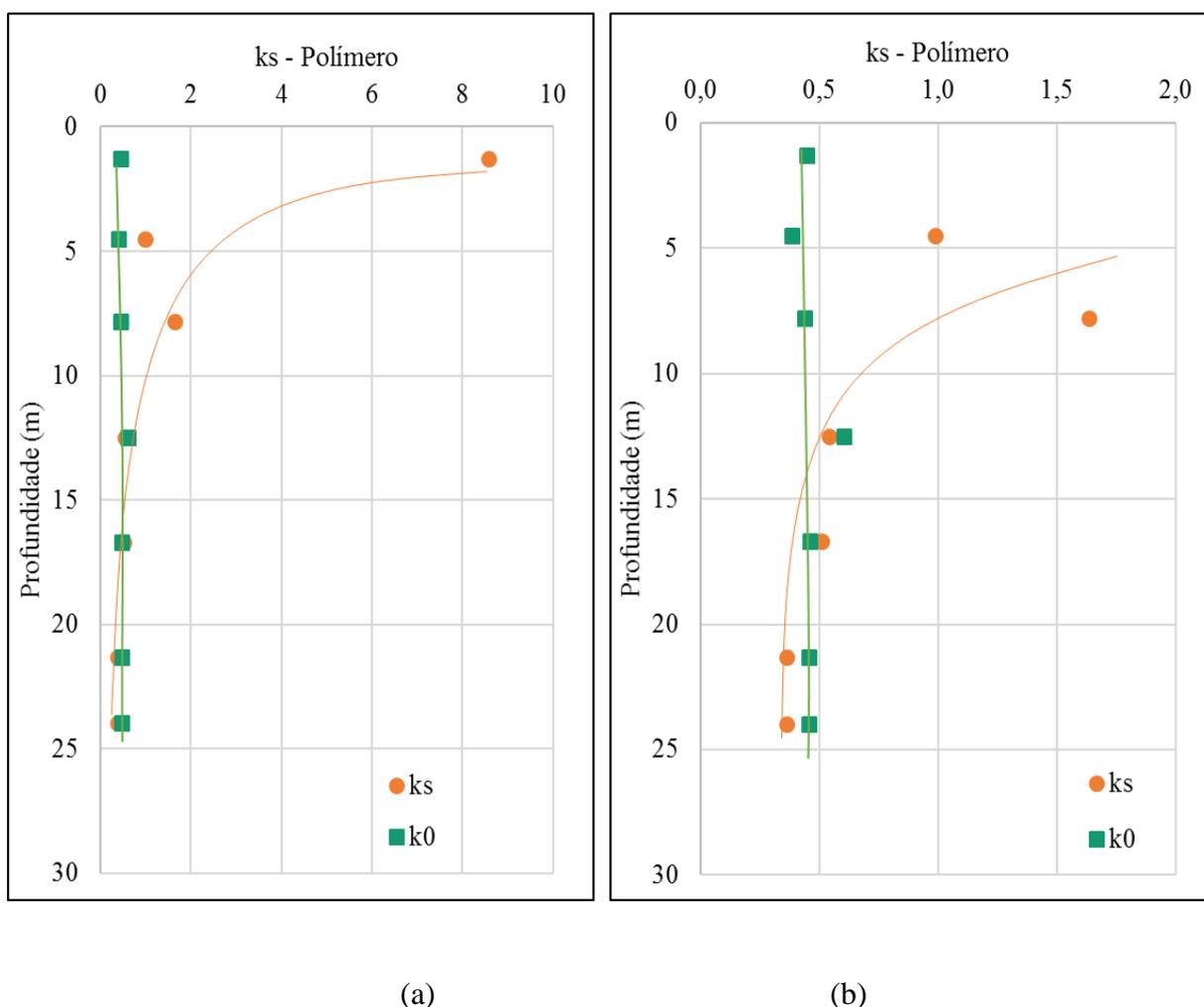


Figura 7.1. (a) Valores de k_s e k_0 para a estaca 4 (Polímero) (b) escala expandida.

Embora, com o aumento da profundidade k_s aproxima-se ao k_0 , para a estaca construída com polímero (estaca 4) aproxima-se ainda mais. Para a estaca 5 (bentonita), o valor de k_s torna-se um valor menor que k_0 . Uma possível explicação para os altos valores de k_s perto da superfície (baixas pressões de confinamento) é que o solo tenta expandir contra a superfície da estaca durante o cisalhamento (deformações com volume constante) e isto causa um incremento significativo nas tensões horizontais contra a estaca, o que traduz altos valores de k_s . Com o aumento da profundidade, analogamente a tensão de confinamento aumenta e evita a dilatação

Estudo da interação solo-concreto das estacas escavadas do campo experimental de Araquari

durante o cisalhamento, deste modo o incremento da tensão lateral será menor. Assim, este mecanismo tenta explicar a tendência da diminuição do valor de k_s com a profundidade. (Rollins, 2005)

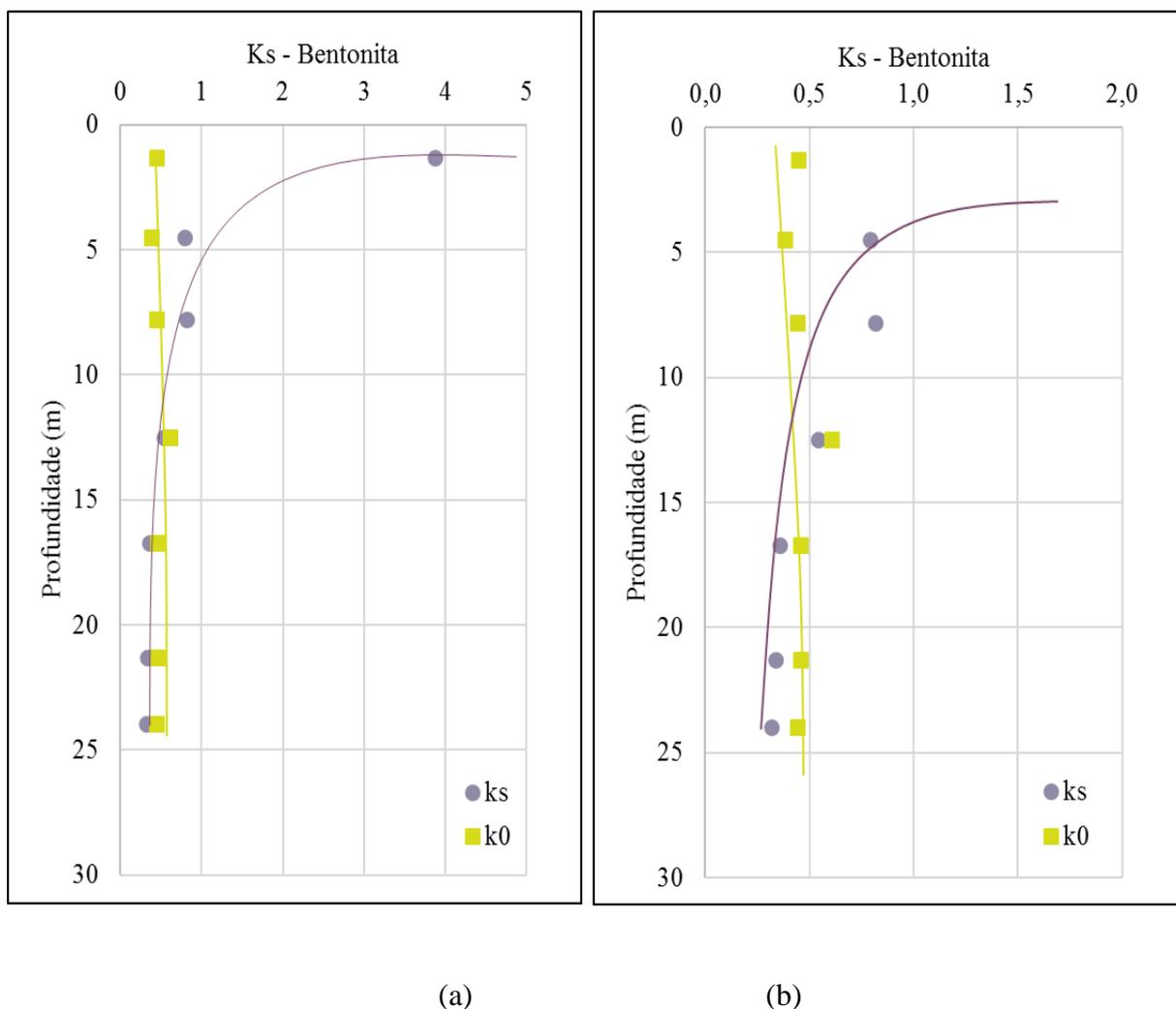


Figura 7.2. (a) Valores de k_s e k_0 para a estaca 5 (Bentonita) (b) estaca expandida.

A relação k_s/k_0 apresentada na Figura 7.3, exibe como as duas estacas conseguem ter um comportamento semelhante. Na superfície os valores são maiores devido a resposta do solo durante o carregamento vertical à compressão, com o aumento da profundidade a relação aproxima-se a 1,0, reforçando que a relação depende diretamente do método construtivo e dos distúrbios gerados nas tensões iniciais. (Kulhawy, 1990)

Estudos com diferentes estacas em condições parecidas permitem concluir que a execução os valores atingidos pela relação k_s/k_0 em estacas escavadas são 0,73, 0,97 e 1,03 para fluídos estabilizantes, estruturas estabilizantes e construção em seco respectivamente. (Chen, 2011)

Para o caso das estacas estudadas no presente trabalho, classificam-se como estacas construídas com fluídos estabilizantes, os valores de k_s/k_0 com a profundidade são da ordem de 0,74 e 0,79 para a estaca construída com bentonita e polímero, respectivamente. Estes valores apresentam-se após a estabilização das tensões, próxima da profundidade 13m.

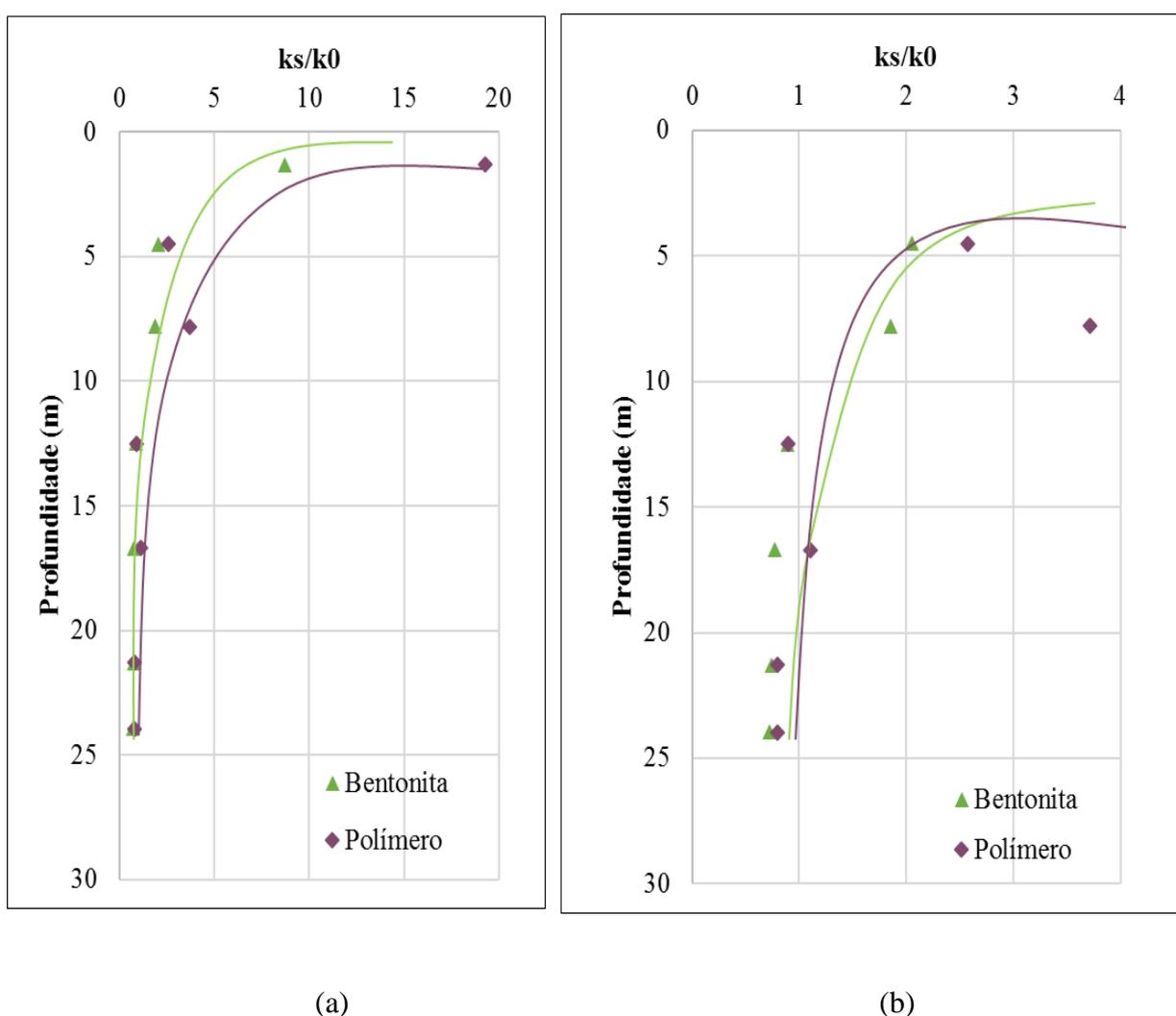


Figura 7.3. (a) Relação k_s/k_0 para as duas estacas (b) escala expandida.

Portanto, durante o processo construtivo os maiores distúrbios gerados nas tensões iniciais ocorreram até uns 12m de profundidade, nesta seção o solo sofreu mudanças devido ao carregamento, perda de água ou mesmo pela construção das estacas. (Rollins, 2005). Embora o

material de estabilização usado para as duas estacas seja diferente, o comportamento com a profundidade mostra-se semelhante, evidenciando que com o aumento da profundidade o equilíbrio entre a interface concreto-solo diminui a importância do material usado para a estabilização das paredes durante a construção.

Na Figura 7.4, é apresentada a distribuição dos valores de β com a profundidade, para as estacas estudadas no presente trabalho, o método β é razoavelmente aplicável e confiável para estacas longas, ou seja, comprimentos maiores a 20m e baixo carregamentos drenados. (Chen, 2011)

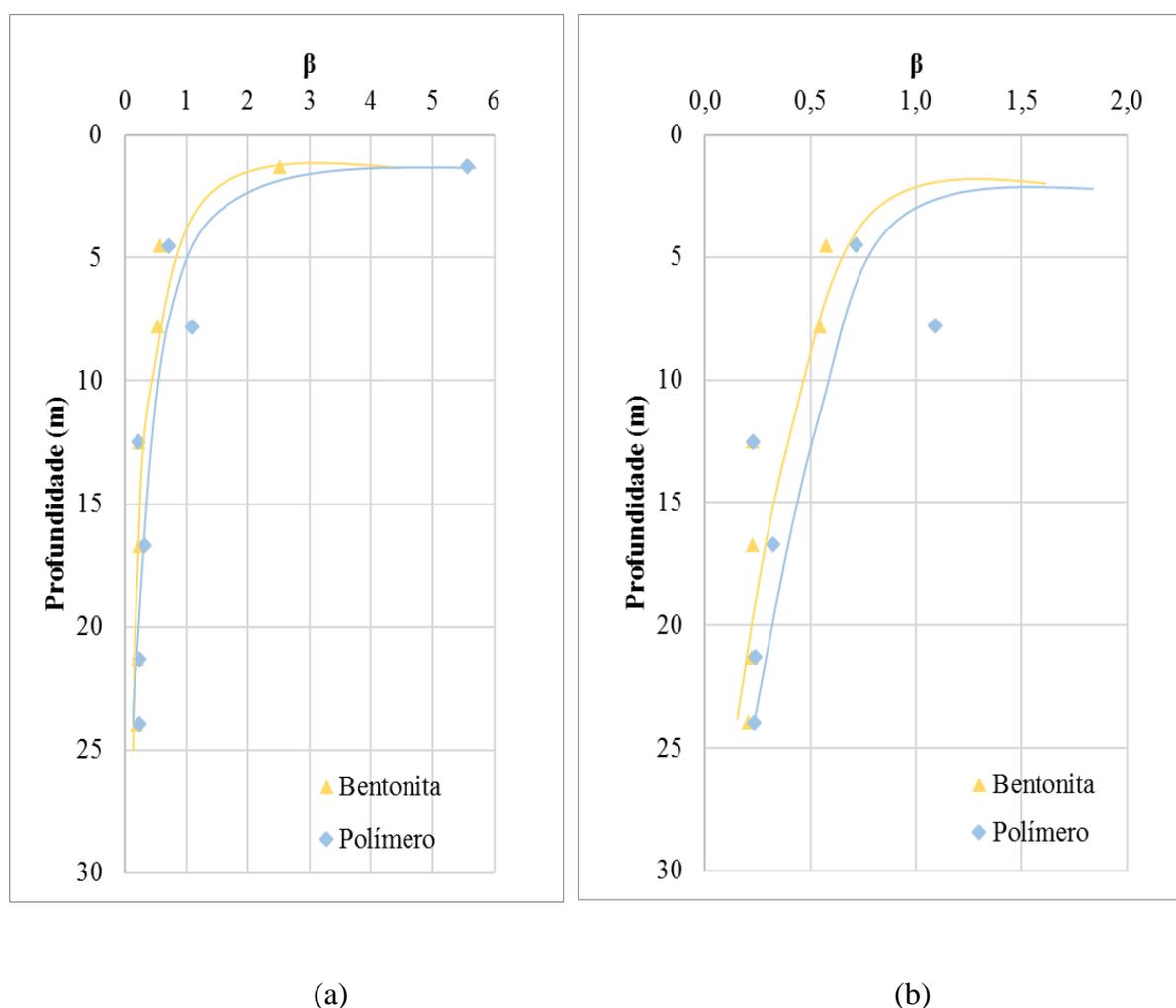


Figura 7.4. (a) Valores de β para as duas estacas (b) escala expandida.

Assim sendo, é possível avaliar o uso do parâmetro beta para examinar o mecanismo de transferência de carga de estacas embutidas em areias, baseados na interpretação de provas de carga, avaliando o método construtivo e a aplicação de cargas, devido a resposta dos valores obtidos na retro análise, a distribuição dos valores de beta se comportaram com uma tendência esperada.

8 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

O estudo realizado permitiu chegar as seguintes conclusões e recomendações.

8.1 CONCLUSÕES

As conclusões geradas apoiadas na interpretação dos resultados de laboratório efetuados e na retro análise das provas de carga realizadas no campo experimental são apresentadas a seguir.

8.1.1 Com relação aos ensaios de laboratório

A partir da interpretação dos resultados dos ensaios de laboratório realizados no depósito do campo experimental localizado em Araquari-SC, foi possível definir as características dos grãos da areia, assim, a mineralogia das partículas é quartzo, a forma é angular, caracterizado por ser uma areia fina com lentes de argila e silte. O ângulo de atrito da areia para o estado crítico é $33,0^\circ$ e o ângulo de pico drenado é $33,4^\circ$, obtidos através de ensaios triaxiais efetuados em diferentes profundidades.

Com a união de duas técnicas a composição química dos grãos das camadas arenosas, foi estabelecida, usando os métodos da MEV com a difração de raios-X. Os espectros e difratogramas mostraram picos com sílica e alumínio, os elementos químicos que compõem o mineral quartzo, além de uma pequena proporção de feldspato potássico. Embora a geologia da zona seja determinada como areias quartzosas, foi possível confirmar esta premissa com os ensaios efetuados a diferentes profundidades. Aparecem outros elementos em menores quantidades como oxigênio e carbono.

As fotografias obtidas por meio do ensaio MEV mostraram que as partículas de areia estavam cobertas por uma camada de finos que com o uso da difração de raios-X, foi determinada que aquela parcela de solo correspondia a uma fração de argila mostrando uma ampla predominância de illita, sendo bem menos abundante a caolinita. Os dois argilo-minerais possuem boa cristalinidade e são classificados como não expansivos.

A partir das fotografias do ensaio MEV, foi estabelecida a forma dos grãos como angular, isto para todas as camadas de areia. A possível explicação para este fenômeno são os processos de sedimentação e deposição dos grãos, para areias finas o mais provável seja sofrer transporte e contato com agentes naturais, mínimos. Os grãos arredondados tendem a ter tamanhos maiores e ter processos de abrasão mais intensos.

As variáveis que influenciaram na obtenção do ângulo de atrito no estado crítico, estão condicionadas pelas propriedades intrínsecas dos grãos, ou seja, o tamanho das partículas, a forma e a mineralogia são a base para determinar a resistência do solo no estado sem deformações volumétricas. Durante a aplicação da carga ocorre a quebra dos grãos, até atingir uma estável gradação das partículas e o contato entre as partículas não será suficiente para que as cargas aplicadas continuem a quebra das partículas. Assim, a distribuição de partículas não representa uma variável importante para chegar no estado crítico. Por outro lado, a densidade relativa e a tensão de confinamento também não representam variáveis que influenciem o valor do ângulo de atrito no estado crítico.

8.1.2 Com relação ao mecanismo de transferência de carga

Com os resultados de laboratório e a interpretação das provas de carga, foi possível avaliar o método β para a previsão da capacidade de carga lateral para estacas construídas em areias. O método β apresenta resultados mais congruentes em estacas de comprimento maior a 20 m e em condições de carregamento drenados. As variáveis que influenciaram no mecanismo de transferência de carga foram:

a) O ângulo de atrito da interface solo-estaca

Devido à interação entre as partículas do solo e as deformações geradas pela imposição de cargas durante as provas de carga ou a vida útil das estacas, o ângulo de atrito da interface converte-se no ângulo de atrito no estado crítico do solo, portanto, a presente pesquisa buscou definir este valor, baseado no comportamento tensão-deformação das camadas arenosas no ensaio triaxial, assim determinar o valor mais adequado e efetuar a análises com segurança nos resultados.

As medições locais realizadas com a instrumentação das tensões no fuste da estaca confirmam que a resistência lateral é controlada pelo ângulo de atrito para volume constante na interface, sendo independente da densidade relativa. A melhor alternativa para estimar este parâmetro é por meio de ensaios de laboratório, metodologia que permite observar como outras variáveis interveem no cálculo, como o tipo de areia, o nível de tensões, e a rugosidade na interface.

b) Coeficiente de pressão de solo (k_s)

O coeficiente de pressão de solo foi determinado a partir de uma retro análise das provas de carga, porém esta variável depende diretamente do processo construtivo e das condições iniciais

das tensões, portanto, era necessário a determinação do coeficiente de empuxo no repouso (k_0). O qual foi estimado usando o ângulo de atrito de pico determinado através dos ensaios triaxiais. Os valores de k_s/k_0 com a profundidade são da ordem de 0,74 e 0,79 para a estaca construída com bentonita e polímero, respectivamente.

Com estas duas variáveis foi possível estabelecer o valor de beta, conseguindo validar a metodologia, não só na previsão da capacidade de carga, mas também o comportamento da estaca em campo. Com a avaliação da tendência do k_s com a profundidade, encontrando valores que se encontram nas faixas da literatura e corroborando o trabalho em campo e laboratório. Assim como também a distribuição da resistência por atrito das estacas baseados nos parâmetros que determinam o comportamento da interface.

Baseado nas figuras da relação k_s/k_0 das estacas construídas com bentonita e polímero, foi possível observar que os valores para as curvas se encontram próximos, mostrando que o agente estabilizante não representa uma variável influente na mudança do estado de tensões após a construção da estaca com a profundidade.

As estacas conseguiram durante a construção gerar o mínimo de distúrbio nas condições iniciais de tensões e, portanto, o valor de k_s aproxima-se bastante ao k_0 , evidenciando uma satisfatória instalação e aplicação de carga durante os ensaios de campo.

Em termos de capacidade de carga foi desenvolvido um melhor desempenho para a estaca com polímero que atingiu valores de resistência maiores, isto devido seguramente à maior rugosidade gerada na interface, que permitiu mobilizar a resistência do solo perto do concreto da estaca. Se é possível manter as condições iniciais das tensões após a construção das estacas o comportamento vai estar comandado por uma rugosidade efetiva e as resistências atingiram valores mais altos.

De acordo com os valores obtidos de k_0 a areia do depósito no campo experimental é normalmente adensada devido ao critério apresentado pelo Lee (1999), estes devem variar entre 0,39 e 0,50.

8.2 RECOMENDAÇÕES

No campo experimental foram construídas estacas além das apresentadas na presente pesquisa, que ainda não foram comparadas com resultados de laboratório, portanto, nas futuras pesquisas poderiam ser realizados as retro análises correspondentes. Deste modo, se terá uma análise do

mecanismo de transferência de carga entre o fuste e o solo de todas as estacas desenvolvidas no campo experimental e haverá uma união entre os trabalhos de campo e laboratório executados.

Na compilação dos dados da interpretação das provas de carga será possível definir a influência da rugosidade, tomando como base os valores de D50 apresentados na presente pesquisa. Assim, compreender a influência da rugosidade nos valores da mobilização do atrito lateral que afeta diretamente a resistência axial da estaca.

Mediante ensaios de laboratório de resistência, tais como *ring shear*, permitiram complementar a presente pesquisa e o ângulo de atrito no estado crítico poderia ser avaliado, para determinar um valor baseado em mais de uma fonte e tipos de ensaio.

Com a conclusão das análises realizadas em todas as estacas construídas no campo experimental, será possível definir uma faixa de valores para beta ($\beta = k_s \cdot \tan \delta$), baseados tanto nas provas de carga como nos ensaios de laboratório.

Qual o fator que leva a resistência por fuste da estaca venha ao valor zero, é outra questão em aberto do comportamento das estacas tanto com polímero e bentonita construídos em perfis arenosos.

Realizar as devidas análises com a inclusão das cargas residuais, ignorar os efeitos destas na interpretação leva à sobre estimação da capacidade lateral e a subestimação da capacidade na base, para estacas cravadas. Porém, como caso de estudo poderia ser interessante analisar quais são os efeitos das cargas residuais para estacas escavadas em areia.

REFERÊNCIAS

- ABEBE, A.; SMITH, I. (2009). "Pile Foundation Design: A Student Guide". School of the Built Environment, Napier University, Edinburgh.
- ALTAEE, A.; EVGIN, E.; FELLENIUS, B. H. (1993). "Axial load transfer for piles in sand. III: Load transfer for piles in sand and the critical depth". Canadian Geotechnical Journal, vol. 30, No. 3, pp. 455-463.
- ALAWNEH, A. S.; NUSIER, O.; MALKAWI, A. I. H.; AL-KATEEB, M. (2001). "Axial compressive capacity of driven piles in sand: a method including post-driving residual stresses". Canada Geotechnique 28, 364-377.
- ALAWNHE, A. S.; MALKAWI, A. I. H.; AL-DEEKY, H. (1998). "Tension tests on smooth and rough model piles in dry sand". Canadian Geotechnical Journal, vol. 36, No. 3, pp. 746-753.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, (2000). "Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table". ASTM D 4253-00, Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, (2014). "Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density". ASTM D 4254-14, Philadelphia.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, (2014). "Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer". ASTM D 854-14, Philadelphia.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, (2002). "Recommended practice for planning, designing and constructing offshore platforms", API RP 2^a, 21th edition.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Análise Granulométrica de Solos". NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 13p, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Grãos do solo que passam na peneira de 4,8mm – Determinação de massa específica". NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 18p, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Determinação do limite de liquidez". NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Determinação do limite de plasticidade". NBR 7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Estacas - Prova de carga estática - Método de ensaio - NBR 12131". Rio de Janeiro, 2006.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). "Projeto e Execução de Fundações – NBR 6122". Rio de Janeiro, 2010.

- BARROS, C. L.; VALENÇA, M. L.; MANSO, V. A.; MADRUGA, J. D.; OLIVEIRA, J. A. (2007). "Textura, composição e arredondamento dos sedimentos da plataforma continental interna adjacente às desembocaduras sul do canal de Santa Cruz e do rio Timbó, norte do estado de Pernambuco". *Estudos geológicos*, v17.
- BASTIN, G. F.; HEIJLIGERS, H. J. M. (1984). "In microbeam analysis". San Francisco Press, San Francisco, p. 291.
- BEDIN, J. (2006). "Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita" M.Sc. Dissertação - de Mestrado do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.
- BEEN, K.; JEFFERIES, G. (1985). "A state parameter for sands" *Géotechnique* 35, No. 2, 99-112.
- BEEN, K.; JEFFERIES, G.; CROOKS, J. H. A. (1987). "The cone penetration test in sands: part II general inference of state" *Géotechnique* 37, No. 3, 285-299.
- BEEN, K.; JEFFERIES, G.; HACHEY, J. (1991). "The critical state of sands" *Géotechnique* 41, No. 3, 365-381.
- BELLOTTI, M.; JAMIOELKOWSKI, M.; LO PRESTI, D. C. F.; O'NEILL, D. A. (1996). "Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand" *Géotechnique* 46, No. 1, 115-131.
- BIGARELLA, J. (1965). "Subsídios para o estudo das variações do nível oceânico no quaternário brasileiro". Curitiba, pp82-93.
- BOLTON, M.D. (1986). "The strength and dilatancy of sands" *Géotechnique* 36, No. 1, 65-78.
- BOWLES, J. (1997). "Foundation Analyses and Design". 5th Edition, McGraw-Hill Inst. Ed., Civil Engineering Series, New-York.
- BOZZOLA, J. J.; RUSSEL L. D. (1999). "Electron microscopy: principles and techniques for biologists. 2^a ed. Sudbury: MA Jones and Barlett
- BRAJA M. D. (1999). "Principios de ingeniería de cimentaciones". International Thomson Editores S.A. Quarta edição. California State University, Sacramento.
- BRAGG, W. L.; EWALD, P. P. (1962). "The growing power of X-ray analysis". Fifty Years of X-Ray Diffraction. International Union of Crystallography. pp. 120-135.
- BRANNER, J. C. (1904). "The stone reefs of Brazil, their geological and geographical relations". *Bulletin of Museum of Comparative Zoology*, 44: geological series 7.
- BRINDLEY, G. W.; BROWN, G. (1980). "Crystal structures of clay minerals and their X-ray identification". Mineralogical Society
- BROCHERO J. L. (2014). "Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia" M.Sc. Dissertação – de Mestrado do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS.

BROWN, D.A., TURNER, J.P. end CASTELLI, R.J. (2010). “Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods”. Federal Highway Administration (FHWA). Report No - FHWA NHI-10-016.

BS-1377 (1990). “Methods of test for soils for civil engineering purposes” General requirements and sample preparation, British Standards Institution, 38.

CALVANTE E. H. (2006). “Campos experimentais brasileiros” XIII Congresso Brasileiro de mecânica dos solos e engenharia geotécnica – XIII COBRANSEG.

CHEN, Y.; LIN, S.; CHANG, H. W.; MARCOS, M. C. (2011). “Evaluation of side resistance capacity for drilled shafts” Journal of marine science and technology. Vol.19, No2, pp- 210-221.

CHEN, Y.; CHANG, H. W.; KULHAWY, F. H. (2008). “Evaluation of uplift interpretation criteria for drilled shaft capacity”. Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 134, No. 10, pp. 1459-1468.

CLAUSEN, J. F.; AAS, P. M. (2001). “Capacity of driven piles in clays and sands on the basis of pile load tests”. Proceedings of the eleventh International Offshore and Polar Engineering Conference. Vol. II

COCHERIE, A.; ALBAREDE, F. (2001). “Geochim cosmochim”. Acta 65, 4509.

COLLINS, I. F.; PENDER, M. J.; WANG YAN (1992). “Cavity expansion in sands under drained loading conditions”. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 16, 3-23.

COLLINS, K., (1983). “Scanning electron microscopy of engineering sods”. Geoderma, 30” 243-252.

COOP, M. R.; SORENSEN, K. K.; BODAS FREITAS, T.; GEORGOUTSOS, G. (2004). “Particle breakage during shearing of a carbonate sand” Géotechnique 54, No. 3, 157-163.

COYLE, H.M.; CASTELLO, R.R. (1981). “New design correlations for piles in sand”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 107(GT7): 965–986.

DAS, B. M. (1999). “Principles of Foundation Engineering”, PWS

DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. (1973). “Bending and buckling of partially embedded piles”. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 6, Montreal, *Proceedings*, Montreal, v. 2, p. 243-246.

DEDAVID, B. A.; GOMES, C. I.; MACHADO, G. (2007). “Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras: materiais poliméricos, metálicos e semicondutores” [recurso eletrônico] / . – Porto Alegre: EDIPUCRS.

DE BLOGLIE, L. V. (1925). “Annales de physique” v3. p22.

EVGIN, E.; FAKHARIAN, K. (1996). “Effect of stress paths on the behaviour of sand-steel interfaces” Canada Geotechnique 33, 853 - 865.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, (1993). “Axial load-displacement behavior of drilled shaft foundations in piedmont residuum”. Reference No. 41-30-2175. Order No. DTFH61-92-P-01468.

FEDERATION OF PILING SPECIALISTS, (2006). “Bentonite support fluids in civil engineering”. 2nd edition.

FELLENIOUS, B.H (2016). “Basic of Foundation Desing”. Eletronic Edition.

FELLENIOUS, B.H (2002). “Determining the true distribution of load in piles” American Society of Civil Engineers, ASCE, International Deep Foundation Congress, An International Perspective on Theory Design, Construction and Performance, Geotechnical Special Publication No. 116, Vol.2, pp. 1455-1470.

FELLENIOUS, B.H (2008). “Effective stress analysis and set-up for shaft capacity of piles in clay” Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 134, No. 10, pp. 385-406.

FELLENIOUS, B.H (1995). “Critical depth: how it came into being and why it does not exist”. Geotechnical Engineering. Paper 10659. No. 113, pp. 107-111.

FELLENIOUS, B.H (1980). “The analysis of results from routine load tests” Ground Engineering, London, Vol. 13, No. 6, pp. 19-31.

FIORAVANTE, V. (2002). “On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand”. Soils and foundations. Japanese Geotechnical society. Vol 42, No. 2, 23-33.

FORCELINI, M.; GARBIN, G. R.; FARO, V. P.; CONSOLI, N. (2016). “Mechanical behavoir of soil cement blends with Osório sand” Procedia Engineering, vol 143, 75-81.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (1992). “Piling Engineering”. 2nd edition, Surrey University Press.

FLEMING, W. G. K.; WELTMAN, A. J.; RANDOLPH, M. F.; ELSON, W. K. (2009). “Piling Engineering”. 3rd edition, Surrey University Press.

FRANKE, E. (1993). “Design of bored piles, including negative skin friction and horizontal loading.” Proc., 2nd Int. Geotech. Seminar on DeepFound. on Bored and Auger Piles, Van Impe, ed., Balkema, Rotterdam, The Netherlands, 43–57.

FREITAS, R. O. (1951). “Ensaio sobre a tectônica moderna do Brasil”. Boletim da faculdade de Filosofia, Ciências e Letras, serie Geologia, 130:120p.

GAVIN, K. G.; LEHANE, B. M. (2002). “The shaft capacity of pipe piles in sand”. Canadian Geotechnical Journal, vol. 40, No. 3, pp. 36-45.

GELLER, J. D. (1997). “In SEM”. Research institute, Chicago, p. 179.

GOLDSTEIN, J. I.; NEWBURY D. E. (2007). “Scanning electron microscopy and X-ray microanalysis” New York. Plenum Press.

GOOGLE MAPS; GOOGLE EARTH

HARDIN, B. O. (1987). “Crushing of soil particles” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 111, No. 10, October 1985.

HERLE, I.; GUDEHUS, G. (1998). “Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies” *Mechanics of cohesive – frictional materials*. July 24.

HORN FILHO, N. O. & DIEHL, F.L. (1994). “Geologia da planície costeira de Santa Catarina”. *Alcance*, v.1, 1, 95-102.

HORN FILHO, N. O. & DIEHL, F.L. (1995). “Aspectos geológicos do embasamento da planície costeira do Estado de Santa Catarina, Brasil”. In: *SIMPÓSIO SUL-BRASILEIRO DE GEOLOGIA*, 6, Porto Alegre, 1995. *Boletim de Resumos Expandidos...Porto Alegre: SBG*, pp.108-109.

HORN FILHO, N. O.; DIEHL, F.L. & AMIN JR., A.H. (1996). “Quaternary geology of the central-northern coastal plain of the Santa Catarina State, southern Brazil”. In: *INTERNATIONAL GEOLOGICAL CONGRESS*, 30, Beijing, 1996. *Abstracts... Beijing: IUGS*, p. 202.

HORN FILHO, N. O. (1997). “O Quaternário costeiro da ilha de São Francisco do Sul e arredores, nordeste do Estado de Santa Catarina - Aspectos geológicos, evolutivos e ambientais”. Porto Alegre. 312p. Tese de Doutorado em Geociências, Instituto de Geociências, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

HORN FILHO, N.O. (2003). “Setorização da Província Costeira de Santa Catarina em base aos aspectos geológicos, geomorfológicos e geográficos”. *Geosul*, Florianópolis, v.18, n.35, p. 71-98.

HOUYOUNG, S.; YILDIRIM I. Z.; PREZZI M. (2009). “Assessment of the axial load response of an H pile driven in multilayered soil”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 12, December 2009.

ISHIHARA, K.; OKADA, S. (1978). “Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stresses”. *Japanese society of soil mechanics and foundation engineering*. Vol. 18, No. 1, Mar.

ISHIHARA, K (1993). “Liquefaction and flow failure during earthquakes” *Géotechnique* 43, No 3, 351-415.

JEFFERIS, S.; TROUGHTON, V.; LAM, C. (2011). “Polymer systems for fluid supported excavations”. In: *Proceedings of the 2nd Conference on Geotechnical Issues in Construction*, London, CIRIA Report X513, pp. 7–12.

JAFARZADEH, F.; JAVAHERI, H.; SADEK, T.; MUIR WOOD, D. (2008). “Simulation of anisotropic deviatoric response of Hostun sand in true triaxial tests”. *Science Direct* 703 – 718.

JARDINE, R. J.; OVERY, R. F.; CHOW, F. C. (1997). "Axial capacity of offshore piles in dense North Sea sands". *Journal of geotechnical engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 2, pp. 171-178.

KESTENBACH, H.; BOTA FILHO W. J. (1994). "Microscopia Eletrônica de Transição e Varredura". São Paulo: Associação Brasileira de Metais.

KRAFT, L. M. (1990). "Computing axial pile capacity in sands for offshore conditions". *Marine Geotechnol.* 9, 61-92.

KULHAWY, F. H., (1990). "Drilled shaft foundations". Cornell University, professor of civil/geotechnical engineering.

LADD, R. S. (1978). "Preparing test specimens using undercompaction" *Geotech. Testing J.* 1, No. 1, 16 – 23.

LAM, C., TROUGHTON, V., JEFFERIS, S. & SUCKLING, T. (2014). "Effect of polymer and bentonite support fluids on the performance of bored piles". *Japanese society of soil mechanics and foundation engineering* 55, No. 6, 1487 - 1500.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. (1979). "Soil mechanics" New York. John Wiley and sons. USA. 553 p.

LASHKARI, A. (2013). "Prediction of the shaft resistance of nondisplacement piles in sand". *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. Vol. 37, pp. 904-931.

LEE J. H.; SALGADO, R. (1999). "Determination of pile base resistance in sands". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 125, No. 8, December 1999.

LEHANE, B. M.; JARDINE, R. J.; BOND, A. J.; FRANK, R. (1993). "Mechanics of shaft friction in sand from instrumented pile tests" *Journal of geotechnical engineering, ASCE*, Vol. 119, No. 1, pp. 19-35.

LENNON, D.J.; RITCHIE, D.; PARRY, G.O.; SUCKLING, T.P. (2006). "Piling projects constructed with vinyl polymer support fluid in Glasgow, Scotland". In: *Proceedings of the 10th International Conference on Piling and Deep Foundations*, Amsterdam, pp. 499–506.

LOUKIDIS D.; SALGADO, R. (2008). "Analysis of the shaft resistance of non-displacement piles in sand" *Géotechnique* 58, No 4, 283-296.

MACHADO, G.; DEDAVID, B. A.; GOMES, C. I. (2007). "Microscopia Eletrônica de Varredura". Porto Alegre, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul.

MAYNE, P W.; KULHAWY, F. H. (1982). "K₀-OCR relationships in soils". *Journal of geotechnical engineering, ASCE*, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

MEYERHOF, G. G. (1963). "Some recent research on the bearing capacity of foundations", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 1, n. 1, p. 16-26.

- MEYERHOF, G.G. (1974). "Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay", Canadian Geotechnical Journal, v. 11, n. 2, p. 223- 229.
- NAGATANI, T.; SAITO S.; SATO, M.; YAMADA, M. (1987). "Development of an ultra high resolution scanning electron microscope by means of a field emission source and in-lens system". Scanning Microscopy. v.11, 901-909.
- NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP) (1977). "Desing of pile foundations". Duke University
- NEGUSSEY, D.; WIJEWICKREME, W. K. D.; VIAD, Y. P. (1987). "Constant volume friction angle of granular materials". Canada Geotechnique 25, 50 -55.
- NIENOV, F. A. (2016). "Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical". Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- OLSON, R. E.; AL-SHAFEI, K. (1988). "Axial load capacities of steel pipe piles in sand". Second International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. paper No. 647.
- OLSON, R. E.; ISKANDER, M. G. (1998). "Axial load capacity of piles in sand". Fourth International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering. Paper No. 123.
- O'NEILL, M.W. (2001). Side resistance in piles and drilled shafts. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, American Society of Civil Engineers, vol. 127, pp 3-16.
- O'NEILL, M.W. & REESE, L.C. (1999). Drilled Shaft: Construction Procedures and Design Methods. Federal Highway Administration, United States, 790 p.
- OZOLS, A. (2009). "Aplicaciones de la difracción de rayos X". Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires.
- PASCHOALIN FILHO, J.A. (2008). "Estudo do comportamento a tração de diferentes tipos de estacas em solo de diabásio da região de Campinas". Tese (Doutorado) - Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.
- POTTS, D. M.; MARTINS J. P. (1982). "The shaft resistance of axially loaded piles in clay". Géotechnique 32, No 4, 369-386.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1974). "Elastic solutions for soils and rock mechanics". John Willey, New York.
- POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. (1980). "Pile Foundation Analysis and Design". John Willey, New York.
- POWRIE, W. (2004). "Soil mechanics: concepts and appications". 2nd ed. London and New York. Spon Press.

- RAMAKRISHNAN, V.; MOORE, P. B. (2001). "Atomic structures at last: the ribosome in 2000". *Current Opinion in Structural Biology* 11: 144-154.
- RANDOLPH, M.; DOLWIN, J.; BECK, R. (1994). "Design of driven piles in sand". *Géotechnique* 44, No 3, 427-448.
- ROBERTSON, P. K.; HUGHES, J. M. O. (1986). "Determination of properties of sand from self-boring pressuremeter tests". ASTM International.
- ROLLINS, K. M.; CLAYTON, R. J.; MIKESELL, C.; BLAISE, B. C. (2005). "Drilled shaft side friction in gravelly soils". *Journal of geotechnical engineering, ASCE*, Vol. 131, No. 8, pp. 987 - 1002.
- SABER CIÊNCIA. 2016. University of California Museum of Paleontology. 22 de julho de 2016. <<http://saber ciencia.tecnico.ulisboa.pt>>.
- SADREKARIMI, A.; OLSON, S. M. (2011). "Critical state friction angle of sands". *Géotechnique* 61, No 9, 771-783.
- SALGADO, R. (2006a). "The Role of Analysis in Pile Design." In *Modern Trends in Geomechanics*, Wei Wu and H.-S. Yu (eds), Springer Proc Physics, Vol. 106, 521-540. Springer, Berlin.
- SALGADO, R. (2006b). "Analysis of the Response of Non-Displacement Piles in Sand". *Geomechanics II: Testing, Modeling and Simulation. Proc. 2nd Japan – U.S. Workshop, Geotechnical Special Publication, ASCE* (in press).
- SALGADO, R. (2008). *The engineering of foundations*. McGraw-Hill.
- SCHANZ, T.; VERMEER, P. A. (1996). "Angles of friction and dilatancy of sand". *Géotechnique* 46, No 1, 145-151.
- SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. (2012). "Ensaio de Campo e suas aplicações à engenharia de fundações" São Paulo: Oficina de Textos. Segunda Edição.
- SCHNAID, F. (2005). "Geo-characterization and properties of natural soils by in situ tests". *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and geophysical site characterization*. (1): p347.
- SCHÜNEMANN, D., (2004). Fisherman's friend. *Ground Eng.* 37 (12), 17.
- SIEGEL, T.; MCGILIVRAY, A. (2009). "Interpreted residual load in an augered cast-in-place pile" *proceedings annual dfi conference, Kansas City, mo*.
- SHAMSHER, P.; SHARMA, H. D. (1990). "Pile foundations in engineering practice" Library of congress cataloging in publication.
- SKEMPTON, A. W. (1954). "The pore pressure coefficients A and B". *Geotechnique*, v. 4, p. 143.

SOUZA PINTO, C. (2002). “Curso básico de mecânica dos solos”. 2ª ed. São Paulo: Oficina de textos.

SUGUIO, K.; MARTIN, L.; BITTENCOURT, A. C. (1985). “Flutuações do nível relativo do mar durante o quaternário superior ao longo do litoral brasileiro e suas implicações na sedimentação costeira”. Revista brasileira de Geociências.

SWAPP, S. (2007). “Scanning electron microscopy (SEM)” Geotechnical instrumentation and analysis. University of Wyoming.

TRAUTMAN, C. H.; KULHAWY, F. H.; O'ROURKE, T. D. (1985). “Sand density measurements for laboratory studies”. Geotechnical testing Journal. Vol. 8, No. 4, pp. 159 – 165.

TOMLINSON, M. J. (1996). “Diseño y construcción de cimientos”. Sir Isaac Pitman and Sons Ltd. Londres.

TURNER, J. P.; KULHAWY, F. H. (1994). “Physical modeling of drilled shaft side resistance in sand”. Geotechnical testing Journal. Vol. 17, No. 3, pp. 282-290.

UESUGI, M.; KISHIDA, H.; UCHIKAWA, Y. (1989). “Friction between dry sand and concrete under monotonic and repeated loading”. Japanese society of soil mechanics and foundation engineering. Vol. 30, No. 1, pp. 115-128.

VEDER, C. (1953). “Method for the construction of impermeable diaphragms at great depth by means of thixotropic muds”. In: Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, pp. 91–94 (in French).

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2011). “Fundações”. ‘Fundações Profundas’. Volume 2. COPE/UFRJ, Brasil.

VESIC, A. S., (1967). “A study of bearing capacity of deep foundations”. Final Report Project B 189, Georgia Institute of Technology, Engineering Experiment Station, Atlanta, 270 p.

VESIC, A.S., (1970). “Tests on instrumented piles Ocheege River site. American Society of Civil Engineers”. ASCE, Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 96(SM2) 561–584.

VESIC, A. S., (1975). “Bearing capacity of shallow foundations”. Chapter 3 in Foundation Engineering Handbook, edited by H. F. Winterkorn and H Y Fang, VanNostrand Reinhold Company, pp. 121-147.

WOOD, D. (1990). “Soil behaviour and critical state soil mechanics”. Cambridge: Cambridge University Press.