

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**Comportamento de um solo residual levemente cimentado:
Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a
esforços transversais**

Mariana da Silva Carretta

Porto Alegre

2018

MARIANA DA SILVA CARRETTA

**COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL
LEVEMENTE CIMENTADO: ESTIMATIVA DE
CAPACIDADE DE CARGA PARA ESTACAS SUBMETIDAS A
ESFORÇOS TRANSVERSAIS**

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

2018

CIP - Catalogação na Publicação

Carretta, Mariana da Silva

Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais / Mariana da Silva Carretta. -- 2018.

180 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2018.

1. Carregamento lateral em estacas. 2. Solo residual. 3. Capacidade de carga lateral. 4. Estimativa de capacidade de carga. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Título.

MARIANA DA SILVA CARRETTA

**COMPORTAMENTO DE UM SOLO RESIDUAL
LEVEMENTE CIMENTADO: ESTIMATIVA DE
CAPACIDADE DE CARGA PARA ESTACAS SUBMETIDAS A
ESFORÇOS TRANSVERSAIS**

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, 26 de fevereiro de 2018

Prof. Nilo Cesar Consoli

Prof. Lucas Festugato

Ph.D. Concordia University, Canadá
Orientador

Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Antonio Thomé (UPF)

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

Prof. João Rodrigo Guerreiro Mattos (Univates)

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

Prof. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)

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

Prof. Vítor Pereira Faro (UFPR)

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

Dedico este trabalho aos meus pais Humberto e Helena
por serem o alicerce de todas as minhas conquistas.

AGRADECIMENTOS

Agradeço de forma geral, a todos que tiveram uma parcela de contribuição para a realização desse trabalho. Em especial, devo agradecer àqueles que foram, de alguma forma essenciais na concretização desse objetivo.

Ao professor Nilo Consoli pela orientação, pelo espírito motivador, por estar presente em todos os momentos e sempre agir da melhor forma no intuito de atingir o êxito, não só nessa dissertação, mas ao longo de toda a minha formação na pós-graduação.

Ao professor Lucas Festugato, igualmente orientador desse trabalho, pela orientação, sugestões, solicitude no auxílio prestado desde os ensaios de laboratório até a análise de resultados. Obrigada por instigar a dúvida, o questionamento e o desenvolvimento do raciocínio necessário a um engenheiro geotécnico.

Aos demais professores do PPGEC por todo ensinamento transmitido.

Um imenso agradecimento aos meus pais, Humberto e Helena que me apoiaram, incentivaram e estiveram presentes distribuindo muito amor e carinho em todas as etapas da vida. À minha irmã Thaís, por ser exemplo de dedicação e profissionalismo e por me incentivar sempre.

Agradeço ao Rodrigo, pela paciência, apoio, carinho e compreensão pelas horas ausentes, dedicadas a esse trabalho.

Aos meus colegas de laboratório por todas as experiências trocadas, as palavras de incentivo e o convívio diário no LEGG. Em especial, agradeço à Mariana Chrusciak pela disponibilidade de sempre e auxílio com a coleta das amostras. Ao Vinícius Godoy e Lennon Tomasi por compartilhar das dificuldades e auxiliar na coleta do material. Agradeço também à Mozara Benetti, João Victor Daronco e Matteo Conti.

Ao meu amigo e colega Guilherme Ebani, por ser companheiro, estar presente e pelo empréstimo de um ombro amigo, sempre com as palavras certas de conforto e motivação.

Aos colegas, que não são somente detentores do conhecimento, mas que dedicaram sua sabedoria a me auxiliar e fazer com que os desafios de cada novo ensaio fossem menos árduos e difíceis. Obrigada especial ao Alejandro Quiñonez pelo auxílio e presteza em toda e qualquer dúvida no laboratório. Obrigada à Marina Bortolotto, por acompanhar, auxiliar nos

ensaios e ter muita paciência com todas as dúvidas que surgiam. Ao Jorge Flórez Gálvez por ser tão solícito a todas as minhas dúvidas e mesmo de longe ter me transmitido todo o seu conhecimento, facilitando o desenvolvimento dos ensaios e análise dos resultados. Por fim e não menos importante, agradeço ao Sérgio Marques pelo auxílio com todas as análises, consertos de equipamento e por sanar as dúvidas que surgiam ao longo do desenvolvimento do trabalho.

À Helena Leon, minha amiga, companheira e fiel escudeira em todas as horas. “Quem caminha sozinho pode até chegar mais rápido, mas aquele que vai acompanhado, com certeza vai muito mais longe”. Quão gratificante é quando se está acompanhado das pessoas certas. Sempre procuramos palavras para agradecer uma a outra por todos os momentos em que partilhamos nossos temas, ensaios, dúvidas, discussões geotécnicas, hambúrgueres, jogos do Grêmio, finais de semana, dias de trabalho. Mas tu sabes que não existem palavras que possam expressar a gratidão pela nossa amizade e companheirismo nas incontáveis horas de convívio no laboratório. Seguiremos agradecendo e compartilhando todos os dias lado a lado. Torço por ti sempre! Obrigada por tudo!

Obrigada à CAPES e ao CNPq pelo auxílio financeiro prestado através das bolsas de mestrado durante o desenvolvimento do trabalho.

Quem não assume o risco nunca ganha uma partida.

Paul Keres

RESUMO

CARRETTA, M.S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado:**

Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais.

2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Fundações profundas, quando solicitadas ao carregamento lateral, são regidas por três critérios de projeto: resistência última do solo, carga última do elemento estrutural e deflexão máxima. Esses critérios atuam em conjunto e é necessário que sejam analisados dessa forma, visto que a falha de um deles é capaz de acarretar o colapso de todo sistema. No que tange à resistência do solo, metodologias de capacidade de carga existentes traduzem o comportamento de solos granulares e coesivos. Dada a particularidade da atuação de solos residuais na mecânica dos solos, não há uma metodologia abrangente para estacas sujeitas a solicitação de carregamento lateral nesse tipo de solo, o qual apresenta comportamento intermediário e estrutura levemente cimentada. Em vista disso, o presente trabalho propõe um método de estimativa de capacidade de carga para estacas carregadas horizontalmente, quando inseridas em solo residual e em casos em que as mesmas apresentam topo locado em superfície de solo tratado. Dessa forma, dados de provas de carga lateral pré-existent e ensaios de laboratório executados ao longo da pesquisa serviram como base para a proposição do método, fundamentado no comportamento do material quando solicitado ao carregamento lateral. Ensaios de resistência à compressão simples, compressão oedométrica, compressão isotrópica e ensaios triaxiais com medidas de módulo cisalhante demonstram que há um ponto em que se dá a quebra da estrutura cimentada do solo, passando o mesmo a se apresentar num arranjo desestruturado, refletido em maiores deformações. Uma relação linear é capaz de equacionar a capacidade de carga, tanto para estacas inseridas em solo residual quanto para estacas executadas em solo com camada superficial melhorada. Essa relação é estabelecida entre a carga de ruptura das estacas ensaiadas e a área de solo adjacente à mesma, mobilizada pelo carregamento. Os resultados demonstram que a capacidade de carga das estacas estudadas é regida pela tensão de plastificação do material. O equacionamento proposto possibilita a obtenção da carga de ruptura com base em ensaios simples e de fácil execução, tal como o ensaio de resistência à compressão simples que estabelece relação direta com a tensão de plastificação do solo estudado.

Palavras-chave: carregamento lateral em estacas; capacidade de carga lateral; solo natural levemente cimentado; solo residual.

ABSTRACT

CARRETTA, M.S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais.**

2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Deep foundations, when requested to lateral loading, are governed by three design criteria: ultimate soil strength, piles' ultimate load, and maximum deflection. These criteria act together and must be analyzed in this way, since the failure of one of them is capable of causing the collapse of the entire system. Regarding soil resistance, the current bearing capacity methodologies describe the behavior of granular and cohesive soils. Given the particular behavior of the residual soils in the soil mechanics, there is no comprehensive methodology for piles subject to lateral loads and inserted in this soil type, which presents an intermediate behavior and a lightly cemented structure. Thus, the present work proposes an estimated bearing capacity for crosswise loaded piles, when inserted in residual soil and in soil with the top layer cemented. So, data from preexisting lateral loading tests and laboratory tests, performed during the research, served as a basis for the proposition of the method, based on the behavior of the material when requested to lateral loading. Unconfined compression tests, oedometer consolidation tests, isotropic compression, and triaxial tests with measures of shear modulus demonstrate that there is a point where the soil's cemented structure breaks down, presenting itself in a destructured arrangement, reflected by larger strains. A linear relationship is capable of equating the bearing capacity for both, piles inserted in residual soil and piles carried out in soil with improved surface layer. This relationship is established between the rupture load of the piles tested and the area of soil adjacent to it mobilized by the loading. The results shows that the piles' bearing capacity is governed by the yield stress of the material. The proposed equation makes it possible to obtain the rupture load based on simple and easy tests, such as the unconfined compression test that establishes a direct relationship with the yield stress of the studied soil.

Keywords: laterally load piles; lateral load bearing capacity; natural lightly bonded soil; residual soil.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	25
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	25
1.2 OBJETIVOS	26
1.2.1 Objetivo geral	27
1.2.2 Objetivos específicos.....	27
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1 CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS	29
2.1.1 Reação do solo ao carregamento lateral.....	31
2.1.2 Método de Broms	32
2.1.3 Técnicas de melhoramento de solos para estacas solicitadas horizontalmente.....	47
2.2 SOLOS RESIDUAIS	49
2.2.1 Comportamento de solos residuais.....	52
2.3 MEDIDAS DE RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES	52
2.4 CARREGAMENTO CÍCLICO	58
3 SUBSÍDIOS NECESSÁRIOS AO DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA	61
3.1 DADOS DA PESQUISA DE CAMPO	61
3.1.1 Localização.....	61
3.1.2 Investigação Geotécnica.....	64
3.2 PROJETO DE EXECUÇÃO DAS ESTACAS	65

3.2.1	Características das estacas.....	66
3.2.2	Camada de solo melhorado	67
3.2.3	Provas de carga.....	70
3.2.4	Resultados das provas de carga	73
4	METODOLOGIA DE PESQUISA	83
4.1	PROCEDIMENTOS DE CAMPO E LABORATÓRIO	83
4.1.1	Material.....	83
4.1.2	Dados e ensaios complementares de caracterização do material	86
4.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL	91
4.2.1	Ensaio de resistência à compressão simples	93
4.2.2	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	95
4.2.3	Ensaio de compressão confinada (oedométricos).....	96
4.2.4	Ensaio de compressão isotrópica	98
4.2.5	Ensaio triaxiais.....	101
4.3	DESENVOLVIMENTO DO MÉTODO	112
4.3.1	Mecanismo de ruptura	112
5	RESULTADOS DA PESQUISA	114
5.1	CARACTERIZAÇÃO SUPLEMENTAR DO MATERIAL	114
5.1.1	Granulometria.....	114
5.1.2	Limites de Atterberg.....	115
5.1.3	Índices físicos do solo e condições das amostras ensaiadas	115
5.2	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....	118
5.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	121

5.4	COMPRESSÃO CONFINADA (OEDOMÉTRICO)	121
5.5	COMPRESSÃO ISOTRÓPICA E TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO ..	124
5.5.1	Influência da estrutura cimentada.....	127
5.6	TRIAXIAIS DRENADOS.....	128
5.7	TRIAXIAL COM MEDIDAS DE BENDER ELEMENTS.....	132
5.7.1	Compressão isotrópica	132
5.7.2	Cisalhamento	134
5.8	TRIAXIAL CÍCLICO.....	138
5.9	PROPOSTA DE MECANISMO DE RUPTURA PARA ESTACAS INSERIDAS EM SOLO RESIDUAL	143
5.10	CARGA DE RUPTURA PARA ESTACAS INSERIDAS EM SOLO RESIDUAL.....	146
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	152
6.1	CONCLUSÕES	152
6.1.1	Solo residual	152
6.1.2	Método de capacidade de carga.....	153
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	154
	REFERÊNCIAS	156
	APÊNDICE A LEITURAS DE <i>BENDER ELEMENTS</i> NA COMPRESSÃO ISOTRÓPICA	164
	APÊNDICE B LEITURAS DE <i>BENDER ELEMENTS</i> NO CISALHAMENTO.....	176

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Reação do solo a uma estaca submetida ao esforço transversal	31
Figura 2.2: Mecanismo de ruptura para estacas com topo livre. a) Estaca flexível/longa b) Estaca rígida/curta.....	33
Figura 2.3: Mecanismo de ruptura para estacas com topo restrito. a) Estaca flexível/longa b) Estaca intermediária c) Estaca rígida/curta	33
Figura 2.4: Interação estaca-solo	34
Figura 2.5: Perfil de resistência última do solo definida por Broms em sua obra (1964a e 1964b). a) resposta do solo coesivo simplificada b) resposta do solo não coesivo.	35
Figura 2.6: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em argila com topo livre	36
Figura 2.7: Carga lateral última para estacas curtas inseridas em solo coesivo	37
Figura 2.8: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em argila com topo livre	38
Figura 2.9: Carga lateral última para estacas longas inseridas em solo coesivo	38
Figura 2.10: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em argila com topo engastado	39
Figura 2.11: Mecanismo de ruptura para estacas intermediárias inseridas em argila com topo engastado	39
Figura 2.12: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em argila com topo engastado	40
Figura 2.13: Capacidade de carga horizontal para estacas intermediárias	40
Figura 2.14: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em areia com topo livre.....	41
Figura 2.15: Carga lateral última para estacas curtas inseridas em solo granular	42
Figura 2.16: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em areia com topo livre....	43

Figura 2.17: Carga lateral última para estacas longas inseridas em solo granular	43
Figura 2.18: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em areia com topo fixo.....	44
Figura 2.19: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em areia com topo fixo.....	45
Figura 2.20: Mecanismo de ruptura para estacas intermediárias inseridas em areia com topo livre.....	46
Figura 2.21: Carga lateral última para estacas intermediárias inseridas em solo granular.....	46
Figura 2.22: Possíveis técnicas de melhoramento da capacidade de carga lateral de uma estaca	47
Figura 2.23: Capacidade de carga horizontal em função do diâmetro de solo cimentado em diferentes profundidades.....	49
Figura 2.24: Capacidade de carga horizontal em função da profundidade de solo cimentado para diferentes diâmetros.....	49
Figura 2.25: Resultado oedométrico executado para amostras estruturadas e remoldadas.....	53
Figura 2.26: Resultado de compressão isotrópica	53
Figura 2.27: Tendência de comportamento material desestruturado e estruturado.....	54
Figura 2.28: Ensaio oedométrico com o uso de escala logarítmica (a) e escala natural (b)..	55
Figura 2.29: Elementos que constituem um ciclo de carga	60
Figura 3.1: Localização do município de Passo Fundo	62
Figura 3.2: Localização do município de Passo Fundo no Mapa Geológico do Brasil.....	62
Figura 3.3 Imagem de satélite do campo experimental da UPF.....	63
Figura 3.4: Posição das estacas no campo experimental de Passo Fundo.....	63
Figura 3.5: Sondagem SPT.....	64
Figura 3.6: Ensaio de CPT e SDMT	65

Figura 3.7: Curva granulométrica areia de Osório	68
Figura 3.8: Esquema de montagem do equipamento para ensaios de carregamento lateral. a) vista superior b) vista em corte.....	71
Figura 3.9: Configuração final do esquema de montagem do equipamento para os ensaios de carregamento lateral nas estacas executadas	71
Figura 3.10: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 1 e 2 – rígidas.....	73
Figura 3.11: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 15 e 16 – flexíveis	74
Figura 3.12: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 3 e 4 – rígidas.....	75
Figura 3.13: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 5 e 6 – rígidas.....	75
Figura 3.14: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 7 e 8 – rígidas.....	76
Figura 3.15: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 9 e 10 – rígidas.....	76
Figura 3.16: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 11 e 12 – rígidas...	77
Figura 3.17: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 13 e 14 – rígidas...	77
Figura 3.18 Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 17 e 18 – flexíveis.	78
Figura 3.19: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 19 e 20 – flexíveis	79
Figura 3.20: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 21 e 22 – flexíveis	79
Figura 3.21: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 23 e 24 – flexíveis	80
Figura 3.22: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 25 e 26 – flexíveis	80
Figura 3.23: Dados de inclinômetro para estacas flexíveis	81
Figura 3.24: Dados registrados para deslocamento lateral de estacas rígidas inseridas em solo residual natural e em solo residual com camada superficial cimentada.....	82
Figura 4.1: Amostra de solo retirada do local de estudo	84
Figura 4.2: Bloco indeformado coletado no local estudado	84

Figura 4.3: Abertura da trincheira na qual as amostras foram extraídas	85
Figura 4.4: Processos de retirada do bloco indeformado do campo experimental	85
Figura 4.5: Etapa de acondicionamento dos blocos extraídos.....	86
Figura 4.6: Equipamento de Casagrande na realização do ensaio de limite de liquidez.....	87
Figura 4.7: Execução do ensaio de limite de plasticidade.....	87
Figura 4.8: Etapa de aplicação de vácuo no picnômetro para ensaio de massa específica real dos grãos	88
Figura 4.9: Etapa de peneiramento executada com auxílio do agitador de peneiras (à esquerda) e etapa de sedimentação dos grãos (imagem à direita).....	89
Figura 4.10: Preparação da amostra para ensaio de granulometria	89
Figura 4.11: Etapas da moldagem dos corpos de prova extraídos dos blocos coletados. a) Bloco coletado, após remoção da parafina b) e c) Processo inicial do processo de moldagem d) Corpo de prova em pórtico auxiliar para o processo de moldagem (50mm x 100mm) e) Corpo de prova posicionado para aferição de medidas f) Processo de pesagem das amostras esculpidas	90
Figura 4.12: Procedimentos ensaio resistência à compressão simples. a) pesagem do corpo de prova após moldagem. b) imersão dos corpos de prova. c) rompimento do corpo de prova d) corpo de prova pós rompimento.....	93
Figura 4.13: Ensaio de resistência à compressão simples instrumentado a) Corpo de prova b) Sensores de efeito <i>hall</i> c) Imersão d) Saturação do corpo de prova e) Início da ruptura no corpo de prova f) Finalização do ensaio após rompimento da amostra.....	94
Figura 4.14: Esquema do ensaio de resistência à tração por compressão diametral	95
Figura 4.15: Etapas do ensaio de resistência à tração por compressão diametral. a) Aferição de massa e medidas do corpo de prova esculpido. b) Fase de imersão prévia à realização do ensaio. c) Disposição do corpo de prova na prensa. d) Ensaio após ruptura da amostra.	95

Figura 4.16: Amostra para ensaio de compressão oedométrica. a) Amostra antes da execução do ensaio. b) Amostra após executado o ensaio	96
Figura 4.17: Montagem da célula de compressão oedométrica e saturação das amostras para execução de ensaio. a) Peças componentes da célula oedométrica e corpo de prova a ensaiar. b) Corpo de prova disposto sobre pedra porosa. c) Sistema de fechamento da amostra disposta na célula. d) Células montadas para a execução do ensaio. e) Saturação da amostra indeformada. f) Saturação da amostra remoldada.....	97
Figura 4.18: Corpo de prova posicionado no pedestal da câmara triaxial.....	99
Figura 4.19: Sensores de efeito <i>hall</i> posicionados no corpo de prova durante a montagem do equipamento	99
Figura 4.20: Câmara triaxial montada para execução de ensaio	100
Figura 4.21: Conjunto equipamento triaxial Bishop-Wesley. a) Conjunto principal, composto por prensa e base. b) Transdutor de contrapressão c) Transdutor de pressão confinante d) Medidor volumétrico externo e) Medidor axial externo f) Célula de carga.....	103
Figura 4.22: Etapas ensaio triaxial. a) Disposição do corpo de prova na base b) Corpo de prova com membrana, sensores axiais e câmara fechada c) Percolação de gás CO ₂ d) Percolação de água (entrada pela base e saída pelo topo).....	105
Figura 4.23: Características do corpo de prova para ensaio triaxial com BE. a) Abertura a cava para inserção do dispositivo de BE b) Amostra moldada 50 mm x 100 mm	106
Figura 4.24: Procedimentos de montagem triaxial Bishop-Wesley. a) Disposição da amostra no pedestal b) Suporte para colocação da membrana e o-rings c) Posicionamento do topcap e sensores de efeito <i>hall</i> d) Fechamento e preenchimento da câmara com água	106
Figura 4.25: Esquema de equipamento de Bender Elements	107
Figura 4.26: Esquema equipamento triaxial Bishop-Wesley com dispositivo de BE.....	107
Figura 4.27: Componentes do dispositivo de BE a) Gerador de função b) Osciloscópio c) <i>Top-cap</i> com placa piezocerâmica d) Pedestal do equipamento.....	108

Figura 4.28: Processo de montagem do corpo de prova e sistema <i>suction cap</i> . a) <i>Top-cap</i> e fixação dos <i>o’rings</i> b) Ajuste de espaçamento entre pistão e cabeçote acoplado ao corpo de prova. c) Válvula controladora do sistema <i>suction cap</i> . d) Etapa de abertura da válvula controladora	110
Figura 4.29: Calibração do pulso senoidal da tensão desvio ($\sigma_d = \pm 20$ kPa) utilizada para os ensaios	111
Figura 5.1: Curva granulométrica do solo residual de Passo Fundo	114
Figura 5.2: Resistências obtidas para os corpos de prova ensaiados à resistência à compressão simples	119
Figura 5.3: Resultado de resistência à compressão simples instrumentada	120
Figura 5.4: Resultado de variação volumétrica do ensaio de resistência à compressão simples instrumentada	120
Figura 5.5: Resistências obtidas para os corpos de prova ensaiados à resistência à tração por compressão diametral	121
Figura 5.6: Resultado do ensaios oedométricos em escala logarítmica	122
Figura 5.7: Resultado de ensaios oedométricos em escala natural	123
Figura 5.8: Tendência do material após desestruturação de amostra indeformada	124
Figura 5.9: Resultados de deformação axial versus tensão efetiva no primeiro ensaio de compressão isotrópica realizado	125
Figura 5.10: Comportamento tensão-deformação volumétrica interna para os ensaios de compressão isotrópica em amostras indeformadas	125
Figura 5.11: Definição da tensão de plastificação na compressão isotrópica para o ensaio 1	126
Figura 5.12: Definição da tensão de plastificação na compressão isotrópica para o ensaio 3	126
Figura 5.13: Influência da estrutura cimentada para amostras indeformadas e remoldadas ..	127
Figura 5.14: Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais	129

Figura 5.15: Deformação volumétrica x deformação axial	130
Figura 5.16: Trajetória de tensões e definição dos pontos de plastificação	131
Figura 5.17: Modos de ruptura dos corpos de prova. a) Ensaio $p'_{inicial} = 20kpa$ b) Ensaio $p'_{inicial} = 35kpa$ c) Ensaio $p'_{inicial} = 50kpa$	131
Figura 5.18: Resultados de compressão isotrópica em ensaio triaxial com bender elements	132
Figura 5.19: Módulo cisalhante x tensão efetiva no ensaio de compressão isotrópica	134
Figura 5.20: Módulo cisalhante x deformação volumétrica no ensaio de compressão isotrópica	134
Figura 5.21: Comportamento tensão x deformação após cisalhamento do ensaio triaxial com medida de bender elements ($p'_{inicial} = 300 kPa$)	136
Figura 5.22: Deformação axial x deformação volumétrica para o ensaio triaxial ($p'_{inicial} = 300 kPa$)	137
Figura 5.23: Trajetória de tensões ensaios triaxiais	137
Figura 5.24: Corpo de prova após execução do cisalhamento no ensaio de $p'_{inicial} = 300kPa$	137
Figura 5.25: Módulo cisalhante x deformação axial	138
Figura 5.26: Variação da tensão desvio em função da deformação axial imposta ao corpo de prova durante a aplicação do carregamento cíclico	139
Figura 5.27: Trajetória de tensões espaço p' x q para ensaio cíclico e envoltória de ruptura para ensaios triaxiais estáticos	139
Figura 5.28: Progresso da carga tensão desvio (q) por ciclo	140
Figura 5.29: Desenvolvimento da poropressão por ciclo de carga	140
Figura 5.30: Variação da poropressão normalizada com o número de ciclos aplicados ao corpo de prova	141

Figura 5.31: Evolução da poropressão ao longo da deformação axial apresentada durante o carregamento cíclico.....	141
Figura 5.32: Deformação axial por ciclo aplicado	142
Figura 5.33: Deformação axial por ciclo aplicado em escala ampliada	142
Figura 5.34: Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos aplicados	143
Figura 5.35: Forma de ruptura da amostra submetida ao ensaio de carregamento cíclico.....	143
Figura 5.36: Mecanismo de ruptura proposto para estacas curtas inseridas em solo natural (a) e inseridas em solo natural com camada do topo cimentada (b)	144
Figura 5.37: Mecanismo de ruptura proposto para estacas longas inseridas em solo natural (a) e inseridas em solo natural com camada do topo cimentada (b)	145
Figura 5.38: Carga de ruptura (H_{rup}) x área comprimida de solo natural (A_{mob}).....	148
Figura 5.39: Pressões atuantes por estaca.....	149
Figura 5.40: Validação da equação proposta para estimativa da capacidade de carga em função da tensão de plastificação	150
Figura 5.41: Validação da equação proposta para estimativa da capacidade de carga em função da resistência à compressão simples.....	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Configuração das estacas executadas	67
Tabela 3.2: Índices Físicos Areia de Osório.....	69
Tabela 3.4: Resistências da mistura solo cimento	70
Tabela 4.1: Programa experimental e variáveis investigadas.....	91
Tabela 4.2: Variáveis investigadas para os ensaios triaxiais.....	92
Tabela 4.3: Variáveis investigadas no ensaio triaxial com medidas de <i>bender elements</i>	92
Tabela 4.4: Variáveis investigadas para o ensaio triaxial cíclico	93
Tabela 5.1: Distribuição granulométrica do material estudado.....	115
Tabela 5.2: Limites de Atterberg obtidos para os ensaios executados	115
Tabela 5.3: Relação de amostras indeformadas, ensaios executados e índices físicos obtidos	116
Tabela 5.4: Dados obtidos nos ensaios de laboratório em comparativo com dados existentes na bibliografia	117
Tabela 5.5: Índices físicos dos corpos de prova remoldados	118
Tabela 5.6: Resultados de resistência à compressão simples	119
Tabela 5.7: Resultados de resistência à tração por compressão diametral	121
Tabela 5.8: Carga de ruptura das estacas, área mobilizada e pressão aplicada no solo adjacente à estaca conforme o método proposto	147
Tabela 5.9: Compilado de resultados de tensão de plastificação do solo residual	149

LISTA DE SÍMBOLOS

δ	Deslocamento horizontal
ε_a	Deformação axial
ε_v	Deformação volumétrica
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
γ	Peso específico do solo
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_s	Peso específico real dos grãos
η	Porosidade
ρ	Massa específica do solo
σ_1, σ_3	Tensões principais maior e menor
σ'_{vm}	Tensão de pré-adensamento
'	Relativo a tensões efetivas
c'	Intercepto coesivo efetivo
C_{co}	Coefficiente de compressão
C_{cr}	Coefficiente de recompressão
D	Diâmetro da estaca
e	Índice de vazios
f	Profundidade de momento máximo da estaca
G_0 ou G	Módulo cisalhante inicial ou elástico

$H_u = H_{rup}$	Capacidade de carga lateral
K_0	Coefficiente de empuxo sob condições de deformações radiais nulas
$M_{máx}$	Momento máximo atuante
M_y	Momento de plastificação da estaca
p'	$(\sigma_1 + 2\sigma_3)/3$ ou $(\sigma_a + 2\sigma_r)/3$
q_c	Resistência de ponta
q_u	Resistência à compressão simples
S	Grau de saturação
S_u	Resistência não drenada do solo
V_s	Velocidade de onda cisalhante
w_{campo}	Teor de umidade do solo em campo

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BE	<i>Bender elements</i>
CO	Ensaio de compressão confinada
CD ou CID	Ensaio triaxial consolidado drenado
CETEC	Centro de Tecnologia
CI	Ensaio de compressão isotrópica
CID_BE	Ensaio triaxial com leitura de <i>bender elements</i>
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CPV - ARI	Cimento Portland V – Alta Resistência Inicial
CU	Ensaio triaxial consolidado não drenado
CV	Coefficiente de Variação
FEAR	Faculdade de Engenharia e Arquitetura
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IP	Índice de Plasticidade
LEGG	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
NBR	Norma Brasileira
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
RCS	Ensaio de resistência à compressão simples
RCSI	Ensaio de resistência à compressão simples instrumentado
RTCD	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral
TC	Ensaio triaxial cíclico

UFRGS

Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UPF

Universidade de Passo Fundo

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Dada a complexidade estrutural frente à solicitação de cargas das obras de engenharia de fundações, suas técnicas de projeto e execução devem atender a necessidades específicas. Em geral, as soluções geotécnicas aliadas às variáveis de carregamento devem apresentar metodologias desenvolvidas exclusivamente para cada caso a projetar. Fundações profundas, quando solicitadas ao carregamento lateral, em casos de pontes, obras portuárias, aerogeradores, entre outros, tem como uma das alternativas para absorção desses esforços a aplicação de estacas verticais trabalhando por flexão, dimensionadas de forma a atender as solicitações de flexotração ou flexocompressão (VELLOSO; LOPES, 2010). Para os mesmos autores, são três critérios que regem o projeto de estacas atuando sob carregamento lateral: resistência última do solo, carga última do elemento estrutural e a deflexão máxima. Esses critérios atuam em conjunto e é necessário que sejam analisados dessa forma, visto que a falha de um deles é capaz de acarretar o colapso de todo sistema.

No que tange à resistência do solo, Broms (1964a; 1964b) desenvolveu trabalhos abrangendo a metodologia de cálculo de estacas em solos granulares e solos coesivos como critério de previsão de um mecanismo de ruptura quando submetidas a carregamentos horizontais. O método desenvolvido pelo autor é baseado na simplificação de diagramas de distribuição de resistência do solo para estacas curtas, intermediárias e longas, de topo livre e de topo engastado. O autor deixa evidente as características e influências das contribuições e reações do tipo de solo para a metodologia proposta, atribuindo a tipologia da distribuição da resistência lateral também para a diferenciação entre estacas de topo livre e topo engastado.

Considerando tantas particularidades e dissemelhanças de comportamento de solos residuais frente a solos coesivos ou granulares, aponta-se no presente trabalho, a importância da previsão do comportamento de estacas solicitadas horizontalmente e inseridas nesse tipo de solo. Estruturas assentadas em fundações de perfis compostos por solo residual se tornam de difícil

interpretação, tendo em vista a falta de conhecimento do comportamento tensão-deformação do material e, como consequência, dificultam a compreensão do desempenho quanto à capacidade de carga das fundações. Esse tipo de projeto requer interpretação particular e específica das teorias que possam levar em conta o efeito da plastificação do material devido à quebra de estrutura e aos mecanismos de ruptura no elemento de fundação (CONSOLI; SCHNAID; MILITITSKY, 1998).

Choi et al. (2013), após investigações do comportamento carga-deformação em estacas sujeitas a carregamento lateral em solo residual de granito, apontaram em suas conclusões que os métodos propostos por Broms (1964a, b) subestimam a capacidade de carga lateral para solos residuais, já que permitem considerar apenas o solo residual como friccional (apresentando intercepto coesivo zero), ou como coesivo (com ângulo de atrito igual a zero). Destarte, a abordagem do tema se justifica pela inexistência de uma metodologia abrangente para estacas carregadas horizontalmente em circunstância de solo de comportamento intermediário. Em vista disso, pretende-se desenvolver uma estimativa de capacidade de carga para estacas carregadas horizontalmente, quando inseridas em solos residuais e em casos em que as mesmas apresentam topo locado em superfície de solo tratado.

Dessa forma, o presente estudo visa propor um método simplificado capaz de estimar a capacidade de carga lateral para estacas inseridas em solo residual e em solo composto por melhoramento no topo. Com a afirmativa de que a carga de ruptura é regida pela tensão de plastificação do solo adjacente à estaca, propõe-se a verificação do limite de plastificação representativo da quebra de cimentação do material através da execução de ensaios de laboratório. Assim sendo, por fim, o trabalho origina e valida a equação capaz de sintetizar a interdependência entre a capacidade de carga para estacas inseridas em solo residual, a área de solo mobilizado pela estaca e a tensão de plastificação do material.

1.2 OBJETIVOS

Dos objetivos da presente pesquisa, são definidos previamente os objetivos gerais a serem atingidos e, na forma de objetivos específicos, elencam-se os tópicos essenciais para a concepção do trabalho.

1.2.1 Objetivo geral

Dentre os objetivos que se visa atingir ao longo do desenvolvimento do presente trabalho, destaca-se a implementação de uma estimativa de capacidade de carga, através de um equacionamento capaz de prever o comportamento carregadas transversalmente quando inseridas em solo residual e inseridas em solo residual com melhoramento de solo disposto nas proximidades da superfície radial às estacas.

1.2.2 Objetivos específicos

Firmando-se o supracitado como objetivo geral da pesquisa, pode-se, ainda, elencar os objetivos específicos que são:

- a) analisar e empregar os resultados dos ensaios de campo no solo residual na proposição de estimativa de capacidade de carga;
- b) averiguar por meio de ensaios de laboratório o limite de plastificação que representa a quebra da estrutura do solo residual levemente cimentado;
- d) avaliar o comportamento mecânico do solo residual de estrutura cimentada por meio de ensaios triaxiais a baixas tensões;
- e) analisar o módulo cisalhante (G) do material com o uso de *bender elements*;
- f) realizar estudo incipiente do comportamento do solo residual levemente cimentado frente às condições de carregamento cíclico por meio de ensaios triaxiais cíclicos;
- g) originar uma equação que sintetize e possibilite a proposição de uma estimativa de capacidade de carga para estacas carregadas horizontalmente inseridas em solo residual tanto para o solo natural quanto para a estaca inserida em solo residual com topo melhorado pela mistura solo-cimento.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado em seis capítulos, sendo eles:

Capítulo 1: apresenta introdução ao referido trabalho, contendo a justificativa e relevância da pesquisa, os objetivos gerais, detalhados pelos objetivos específicos, além dessa exposição de organização do trabalho.

Capítulo 2: abrange a revisão da literatura e o pressuposto sobre o tema apresentado, incluindo abordagens acerca do carregamento lateral em estacas, comportamento típico dos solos residuais, rigidez dos materiais a pequenas deformações, além de definições sobre carregamento cíclico.

Capítulo 3: traz apresentado os subsídios necessários para a base do desenvolvimento dessa pesquisa, resgatando dados já existentes acerca do solo, das estacas e da metodologia a ser proposta.

Capítulo 4: aborda a metodologia de pesquisa empregada, expondo a coleta de materiais, os ensaios laboratoriais e os itens necessários à proposição do método de obtenção da estimativa de capacidade de carga, abordando o mecanismo e a carga de ruptura propostos para as estacas estudadas.

Capítulo 5: apresenta o produto obtido a partir dos ensaios executados e da pesquisa discorrida ao longo do trabalho para a proposição da estimativa de capacidade de carga baseado nas tensões de plastificação do solo residual estudado.

Capítulo 6: apresenta as conclusões obtidas a partir de cada análise do comportamento do material avaliada sob o panorama dos ensaios executados no trabalho. O capítulo expõe ainda algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo, serão evidenciadas noções acerca de estacas sujeitas a carregamentos transversais, capacidade de carga lateral de estacas e o método de Broms desenvolvido para estacas carregadas horizontalmente inseridas em solos coesivos e granulares, além das técnicas utilizadas para melhoria da capacidade de carga lateral em estacas. Assim, também serão ilustrados nessa seção, os mecanismos de ruptura para esses tipos de estaca, identificando suas variações quando as mesmas se classificam em longas/flexíveis e curtas/rígidas.

Outrossim, apresenta-se nesse capítulo, abordagens existentes na literatura sobre as características, ocorrência e comportamento dos solos residuais diante das condições de permeabilidade, do comportamento mecânico na compressão isotrópica, compressão triaxial e compressão confinada. Por fim, definições sobre carregamento cíclico e a técnica aplicada nesse trabalho para medidas de rigidez a pequeníssimas deformações com o uso de *bender elements* também são abordados nesse item.

2.1 CARREGAMENTO LATERAL EM ESTACAS

A sujeição de fundações profundas a carregamentos horizontais é frequente quando essas estruturas sofrem ação de forças geradas pelo vento, ondas ou sismos em instalações *offshore*, de aerogeradores, portuárias e que sejam propensas à ocorrência de tremores de terra (POULOS; DAVIS, 1980; VIGGIANI, MANDOLINI; RUSSO, 2012). Segundo Velloso e Lopes (2010), uma das alternativas de projeto para esses casos, além do uso de estacas inclinadas – o que, de certa forma, suscita algumas dificuldades – é a execução do projeto de estacas verticais que resistam às cargas horizontais por flexocompressão.

Conforme Viggiani, Mandolini e Russo (2012), sob carregamento axial, as estacas suportam a ocorrência de uma compressão confinada, sendo as tensões de carregamento muito menores do que a resistência do material que compõe a fundação. A ruptura nas estacas sob carregamento vertical, se houver, ocorre na interface entre a estaca e o solo. Assim, sua capacidade de carga é essencialmente dependente do material imediatamente adjacente à lateral da estaca e abaixo

de sua base. Diferentemente, no carregamento lateral da estaca, a mesma está sujeita a flexão e ao cisalhamento, sendo que o comportamento de sua seção se mostra um componente importante na resposta da estrutura à capacidade de carga.

Assim, devem ser necessariamente apurados, conforme Velloso e Lopes (2010), aspectos relativos à estabilidade quanto à ruptura do solo, aos deslocamentos do topo da estrutura sob carga de trabalho e ao dimensionamento estrutural da fundação projetada. Em corroboração a essa afirmativa, Viggiani, Mandolini e Russo (2012) ressaltam a importância do dimensionamento estrutural correto da fundação, visto que essa sofre esforços de momentos fletores e cisalhantes ao longo de sua seção. É de extrema importância que se analisem todos os requisitos citados, uma vez que a falha de um deles pode acarretar no colapso de todo o sistema.

Também é de notável importância as condições de rigidez de uma estaca vertical sujeita a carregamentos laterais, conforme elencado por Poulos e Davis (1980). O sistema da estrutura é dito rígido quando a ruptura do solo ocorre antes da ruptura estrutural da estaca. Essa estaca também é intitulada estaca curta. Em contrapartida, diz-se que a estaca é flexível/longa, quando sua resistência lateral última é regida pelo momento de plastificação da estaca, atingido antes da mobilização total da resistência do solo. Dessa forma, ficam explícitas pelos autores as premissas de que a carga horizontal que gera a ruptura do solo em torno do seu comprimento caracteriza a mesma como uma estaca rígida que tem sua capacidade de carga governada pela resistência do solo. Assim, como a carga horizontal quando produz um momento máximo maior ou igual ao momento de plastificação da estaca, faz-se ratificar que sua capacidade de carga é governada pelas características estruturais da estaca.

Conforme Almeida, Miguel e Teixeira (2011), uma forma de analisar o comportamento de estacas carregadas horizontalmente é avaliá-las por meio de ensaios de prova de carga horizontal. Além disso, para os autores, esse tipo de ensaio de carregamento lateral é eficiente para a compreensão do sistema de interação solo-estrutura, podendo assim, validar métodos de comportamento que serão úteis durante a fase de projeto.

Viggiani, Mandolini e Russo (2012) afirmam que o cálculo da capacidade de carga última de uma estaca carregada horizontalmente requer a compreensão da distribuição da pressão lateral

da estaca ao longo de sua profundidade, da resistência estrutural da estaca e do modo de ruptura em que se dá o sistema.

2.1.1 Reação do solo ao carregamento lateral

Para Velloso e Lopes (2010), um dos aspectos fundamentais do estudo com foco em estacas sob influência de carregamentos horizontais é a reação do solo já que é a camada do solo que resiste à ação exercida pela estaca. Por esse fator, o estudo de cargas horizontais em estaca é amplamente complexo dependendo da natureza do material onde a estrutura se insere e do nível de carregamento que a ela é imposto, já que o solo não é um material linear. Ainda contribuem com a reação do solo, o tipo de solicitação do qual está sujeita a estaca, além das suas características de geometria.

Uma carga imposta à estaca acima da superfície do terreno, tem seus deslocamentos horizontais e a reação do solo correspondente aumentados à medida que a carga cresce até que o solo atinja a ruptura. O solo ao redor da estaca é solicitado à compressão de um lado e tração de outro, Figura 2.1. Contudo, no lado tracionado, o solo tende a não acompanhar a estaca já que solos não são resistentes à tração. Dessa forma, o modelo elástico contínuo não representa realisticamente o solo em torno de uma estaca submetida ao carregamento lateral.

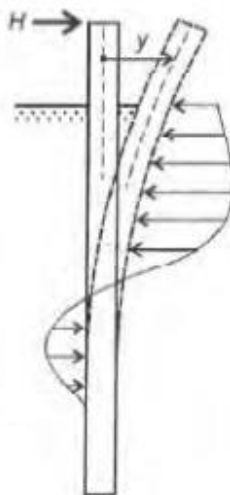


Figura 2.1: Reação do solo a uma estaca submetida ao esforço transversal (VELLOSO E LOPES, 2010)

2.1.2 Método de Broms

Broms (1964a; 1964b) dissertou sobre o comportamento de estacas em condição não drenada (solos coesivos) e estacas inseridas em material na condição drenada (solos granulares). Com base na simplificação dos diagramas, Broms (1965) propôs uma metodologia para carregamento lateral em estacas definida a partir da distribuição de resistência do solo ao longo de estacas de configuração longa, intermediária e curta com topo livre e engastado. Com os métodos de ruptura adotados, o autor assume que o critério de projeto para a capacidade de carga deve ser comandado pela exigência de que a ruptura não ocorra nas mais adversas condições e que as deformações que ocorrerem nas cargas de trabalho sejam de tal insignificância que não prejudiquem o funcionamento da fundação. Assim, o método de Broms (1965) assume que a determinação da resistência lateral da estaca em profundidades pequenas é governada pela resistência lateral passiva do solo adjacente à estaca e em maiores profundidades a mesma depende da resistência de plastificação da seção da estaca.

Broms (1964a) apresenta dois tipos de mecanismos de ruptura para estacas com topo livre na superfície (ilustradas na Figura 2.2 e Figura 2.3). Nas estacas de topo livre, Figura 2.2, para as estacas longas (a), há formação de uma rótula de plastificação, quando se supera o momento de plastificação estrutural da estaca e para a estaca curta (b), forma-se um eixo de rotação, rompendo quando a resistência do solo é superada. Já para estacas com topo restringido (ilustradas na Figura 2.3), podem ocorrer estacas longas (a) com a formação de uma rótula de plastificação em duas seções (uma na base do bloco de coroamento e outra no ponto onde ocorre o máximo momento positivo). Nas estacas intermediárias com topo engastado (b), ocorre a rotação da estaca na seção transversal, em certa profundidade e a plastificação do material se dá na base do bloco de engastamento. Por fim, para estaca curta com topo engastado, a previsão de comportamento de Broms (1964a) supõe a translação de toda a estaca (c).

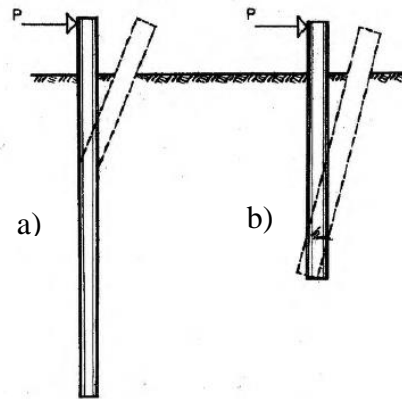


Figura 2.2: Mecanismo de ruptura para estacas com topo livre. a) Estaca flexível/longa b) Estaca rígida/curta (BROMS, 1964a)

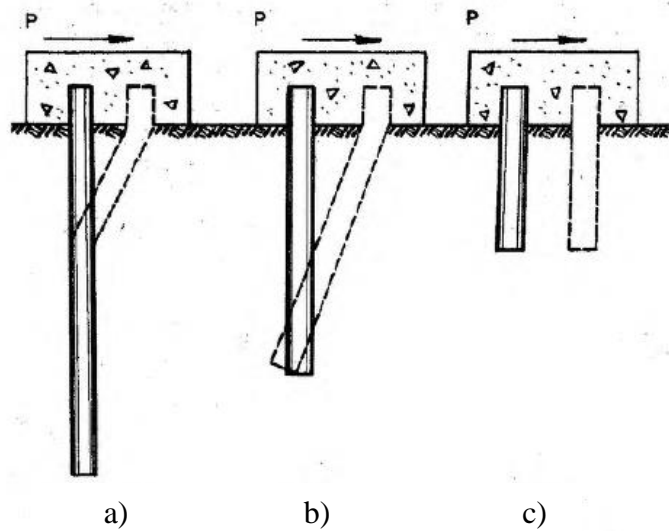


Figura 2.3: Mecanismo de ruptura para estacas com topo restrito. a) Estaca flexível/longa b) Estaca intermediária c) Estaca rígida/curta (BROMS, 1964a)

Atualmente, o método de Broms (1964a; 1964b; 1965) é uma das abordagens acerca de carregamento lateral em estacas amplamente utilizada na prática, segundo Viggiani, Mandolini e Russo (2012). Considerando uma estaca em um solo homogêneo, a tensão horizontal atuante na interface estaca-solo se dá em uma distribuição simétrica axialmente. Dessa forma, a resultante dessa tensão é igual a zero, dada a simetria em sua distribuição. Ao considerar que a

estaca sofre um deslocamento δ no solo, ilustrado na Figura 2.4, tem-se o estado de tensões modificado, ocorrendo acréscimo de tensões cisalhantes às tensões normais. Assim, a resultante ilustrada como “p” é uma força por unidade de comprimento da estaca que age na direção e no sentido do deslocamento.

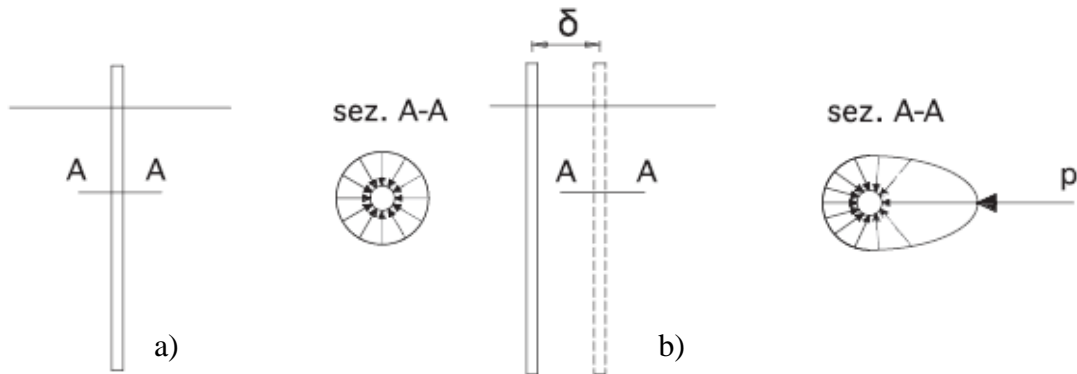


Figura 2.4: Interação estaca-solo (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012)

Broms, conforme os autores supracitados, assume que a relação p - δ deve ser rígida-perfeitamente plástica. Podendo-se dizer assim que a resistência última do solo é inteiramente mobilizada por qualquer deslocamento δ e se mantém constante com o seu acréscimo. Para Broms, “p” independe da forma da seção da estaca, mas depende da sua largura (diâmetro da seção circular ou da largura na direção normal ao movimento para qualquer outro formato). O comportamento estrutural da seção da estaca é assumido como rígido-perfeitamente plástico, podendo desconsiderar a rotação elástica até que o momento fletor atinja o momento de plastificação M_y em certa profundidade. Nessa fase, rótulas de plastificação são desenvolvidas e a rotação continua sob momento constante M_y . Considerando o mesmo deslocamento horizontal δ citado, a resposta à capacidade de carga última do solo sugerida por Broms é apresentada na Figura 2.5 tanto para solos coesivos como para solos granulares.

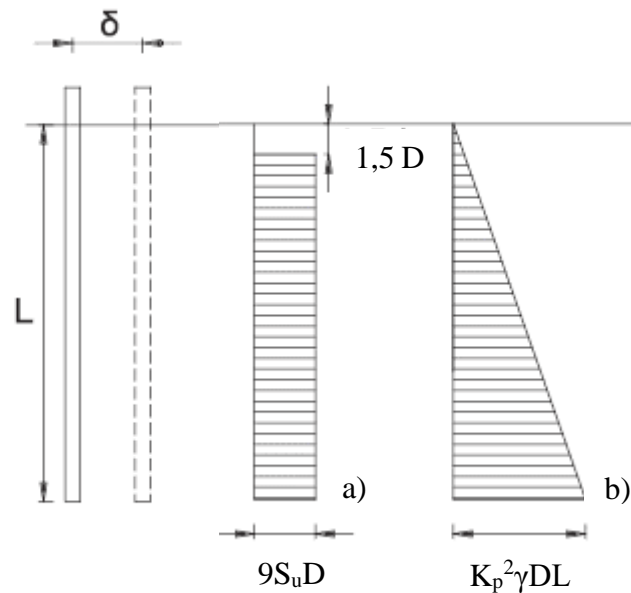


Figura 2.5: Perfil de resistência última do solo definida por Broms em sua obra (1964a e 1964b). a) resposta do solo coesivo simplificada b) resposta do solo não coesivo (adaptado de VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012).

Para os solos de granulometria fina, Viggiani, Mandolini e Russo (2012), ao citarem o trabalho de Broms (1964a), afirmam que em termos de tensões totais, o solo coesivo é caracterizado pela resistência não drenada (S_u). De forma a simplificar a análise, Broms (1964a) sugere a adoção da distribuição simplificada como apresentada na Figura 2.5 (a), na qual a resistência última do solo é obtida pela Equação 2.1 e D representa o diâmetro da estaca.

$$p = 9S_u D \quad (\text{Equação 2.1})$$

Para a análise drenada em solos granulares, em termos de tensões efetivas, os solos não coesivos são caracterizados pelo ângulo de atrito (ϕ') e pelo peso específico do material (γ). Broms (1964b) assume que a resistência lateral do solo aumenta com a profundidade (L), conforme apresentado na Figura 2.5 (b). A capacidade de carga lateral última para esse tipo de material é então crescente com a profundidade e também função do coeficiente de empuxo (K_p) e o diâmetro da estaca (D) de acordo com a fórmula apresentada na Equação 2.2.

$$p = 3K_p \gamma D L \quad (\text{Equação 2.2})$$

2.1.2.1 Solos coesivos

Em seu trabalho, Broms (1964a) apresentou o mecanismo de ruptura para estacas curtas de topo livre inseridas em solos argilosos. A resposta do solo às cargas impostas pelo carregamento lateral assumida pelo autor é ilustrada na Figura 2.6. Como pode ser visualizado, na profundidade “f” ocorre o máximo momento fletor, ocorrendo força cortante nula. Esse ponto pode ser definido pelo somatório de forças traduzido na Equação 2.3. Da mesma forma, o $M_{m\acute{a}x}$ equivale à Equação 2.4 apresentada a seguir.

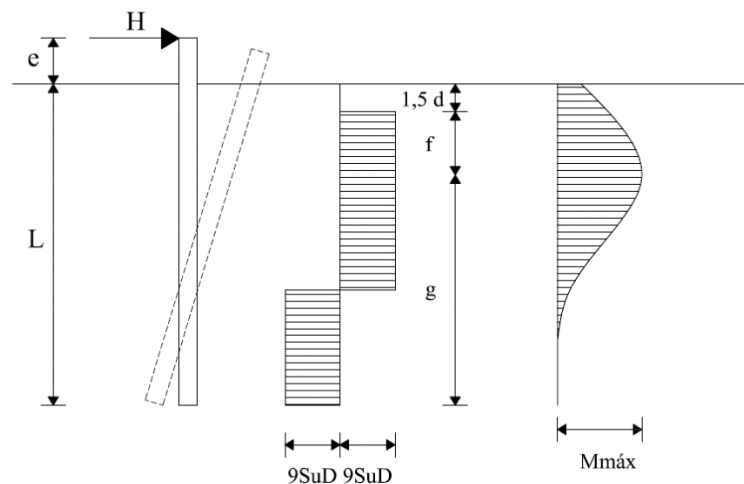


Figura 2.6: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em argila com topo livre (adaptado de BROMS, 1964a)

$$f = \frac{H_u}{9 S_u D} \quad \text{Equação 2.3}$$

$$M_{m\acute{a}x} = H_u (e + 1,5 D + 0,5 f) \quad \text{Equação 2.4}$$

Os termos das equações representam:

f = ponto de esforço cortante = 0 e momento fletor máximo;

H_u = resistência lateral última do solo;

S_u = resistência não drenada do solo;

D = diâmetro da estaca;

e = excentricidade entre o ponto de aplicação da carga e a superfície da camada de solo.

Broms (1994a) propôs a obtenção da carga de ruptura máxima através do ábaco ilustrado na Figura 2.7. No entanto, Viggiani, Mandolini e Russo (2012) explicitaram esse valor através da Equação 2.5.

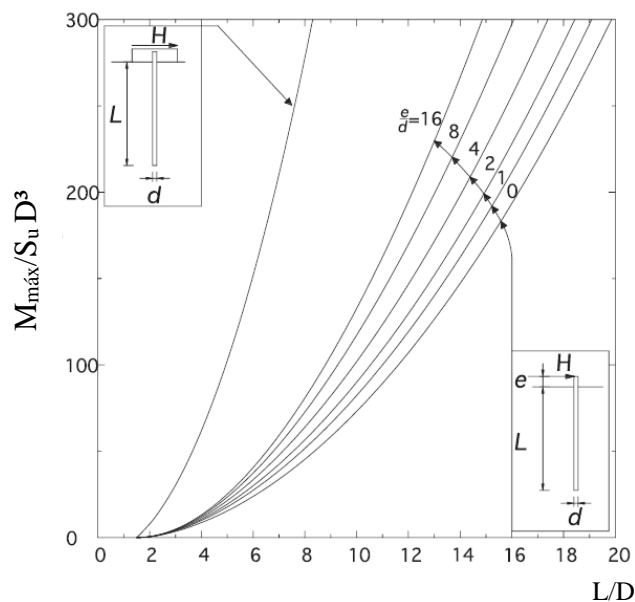


Figura 2.7: Carga lateral última para estacas curtas inseridas em solo coesivo (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012, adaptado de BROMS, 1964a)

$$\frac{H_u}{S_u D^2} = -9 \left(1,5 + \frac{L}{D} + 2 \frac{e}{D}\right) + 9 \sqrt{2 \left(\frac{L}{D}\right)^2 + 4 \frac{L e}{D^2} + 6 \frac{e}{D} + 4,5} \quad \text{Equação 2.5}$$

Para as estacas longas inseridas em solos coesivos e com topo livre, Broms (1964a) propôs a determinação da carga de ruptura, conforme a reação do solo apresentada na Figura 2.8, e representada pela Equação 2.6 (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012). Para esse caso, também se aplicam as Equações 2.3 e 2.4. O $M_{máx}$ para esse tipo de estaca é igual ao M_y (momento de plastificação da estaca) já que a ruptura do sistema ocorre por plastificação do

elemento estrutural. O ábaco proposto pelo autor para obtenção da capacidade de carga última é apresentado na Figura 2.9.

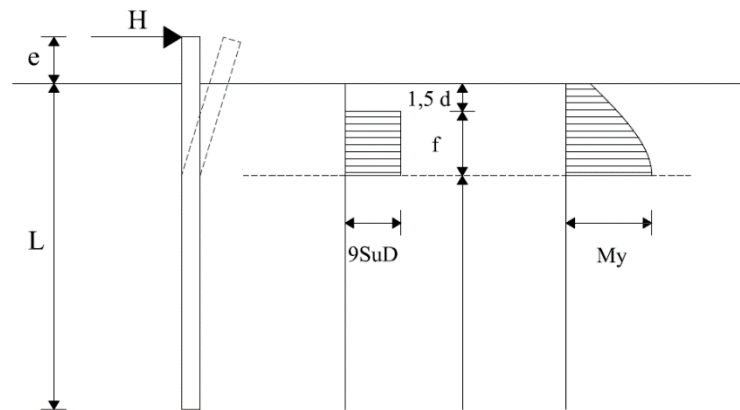


Figura 2.8: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em argila com topo livre (adaptado de BROMS, 1964a)

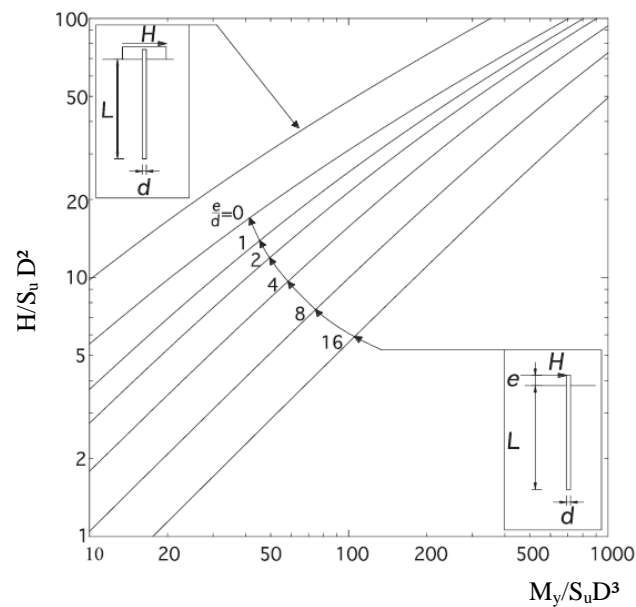


Figura 2.9: Carga lateral última para estacas longas inseridas em solo coesivo (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012, adaptado BROMS, 1964a)

$$\frac{H_u}{S_u D^2} = -9 \left(1,5 + \frac{e}{D}\right) + 9 \sqrt{\left(\frac{e}{D}\right)^2 + 3 \frac{e}{D} + \frac{2M_y}{9 S_u D^3} + 2,2,5} \quad \text{Equação 2.6}$$

Para as estacas inseridas em solo coesivo com topo restrito, apresenta-se o método de ruptura proposto por Broms (1964a) na Figura 2.10, para estacas curtas; Figura 2.11 (estacas intermediárias) e Figura 2.12 para estacas longas. Para a obtenção do H_u de cada estaca aplicam-se os ábacos da Figura 2.7 e da Figura 2.9, para curtas e longas, respectivamente. Viggiani, Mandolini e Russo (2012), propõe uma simplificação desses ábacos que abrange ainda a capacidade de carga lateral para as estacas intermediárias, conforme Figura 2.13.

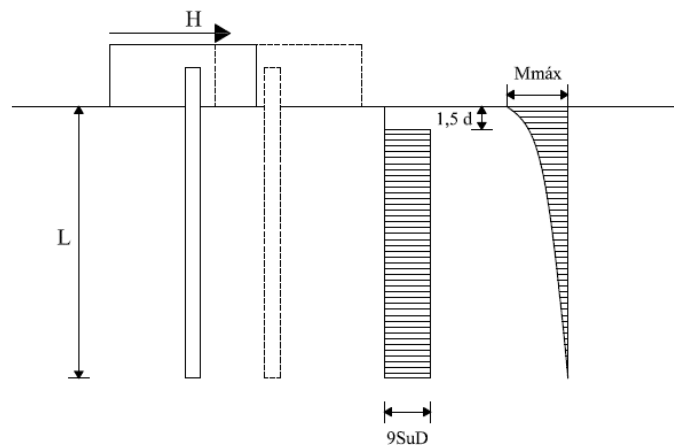


Figura 2.10: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em argila com topo engastado (adaptado de BROMS, 1964a)

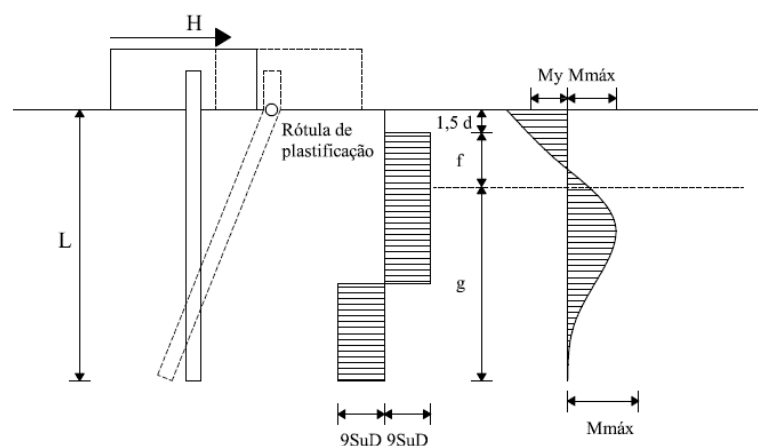


Figura 2.11: Mecanismo de ruptura para estacas intermediárias inseridas em argila com topo engastado (adaptado de BROMS, 1964a)

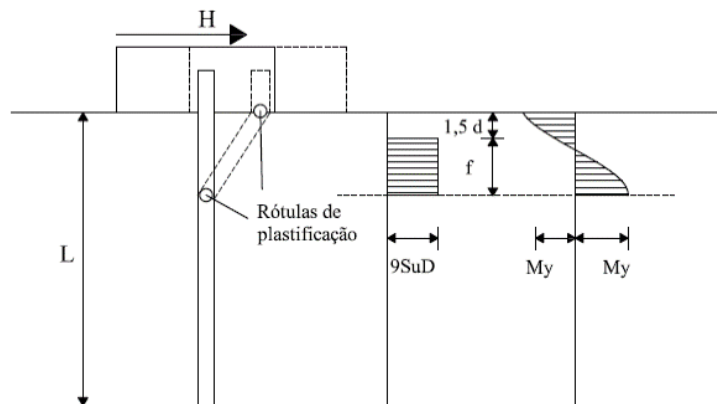


Figura 2.12: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em argila com topo engastado (adaptado de BROMS, 1964a)

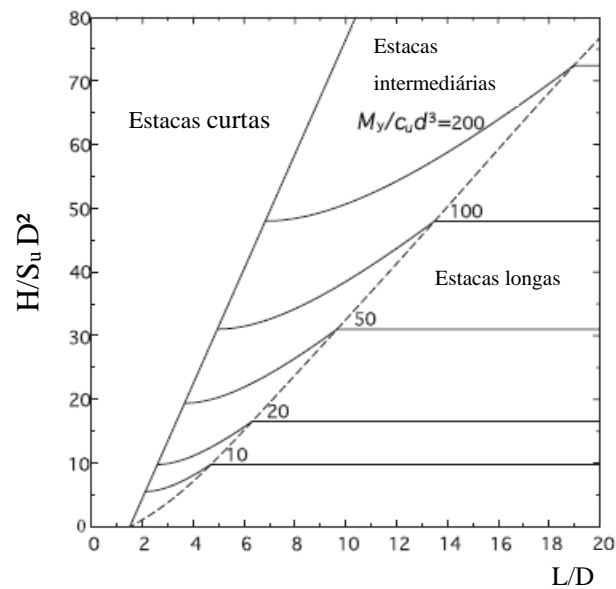


Figura 2.13: Capacidade de carga horizontal para estacas intermediárias (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012)

2.1.2.2 Solos granulares

Para os solos granulares, a carga de ruptura para estacas curtas de topo livre é dada conforme a Equação 2.7 proposta por Broms (1964b) e apresentada por Velloso e Lopes (2010). Considerando que a estaca é curta, a equação é válida apenas se $M_{\text{máx}} < M_y$, onde M_y é o

momento de plastificação da estaca, conforme o material que a constitui. Por isso, a ruptura do sistema é representada pela ruptura do solo. Esse que sendo puramente friccional, tem a distribuição das tensões no solo triangular e crescente com a profundidade, Figura 2.14. Entre outros fatores, o valor máximo da distribuição das pressões depende do coeficiente de empuxo K_p . Como se pode observar, o momento fletor apresenta distribuição homogênea com a profundidade, no entanto, seu valor máximo se encontra na parte superior da estaca. A carga de ruptura da estaca, conforme a proposição de Broms, pode ser obtida pelo ábaco em função da relação L/D (Figura 2.15).

$$H_u = \frac{0,5 \gamma D L^3 K_p}{(e+L)} \quad \text{Equação 2.7}$$

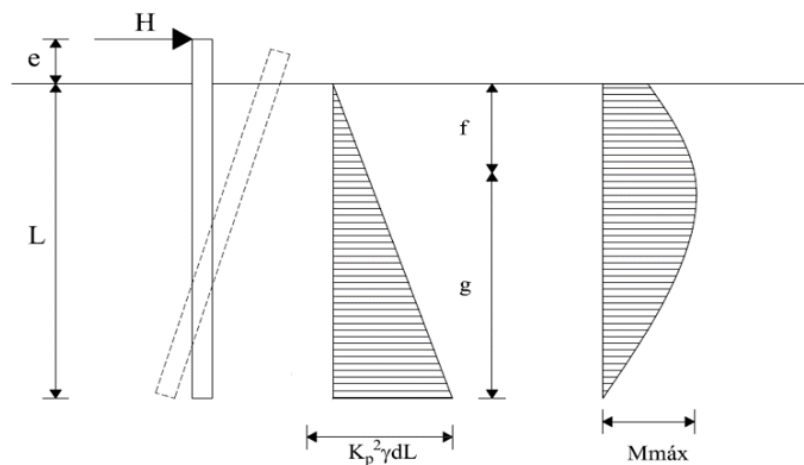


Figura 2.14: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em areia com topo livre (adaptado de BROMS, 1964b)

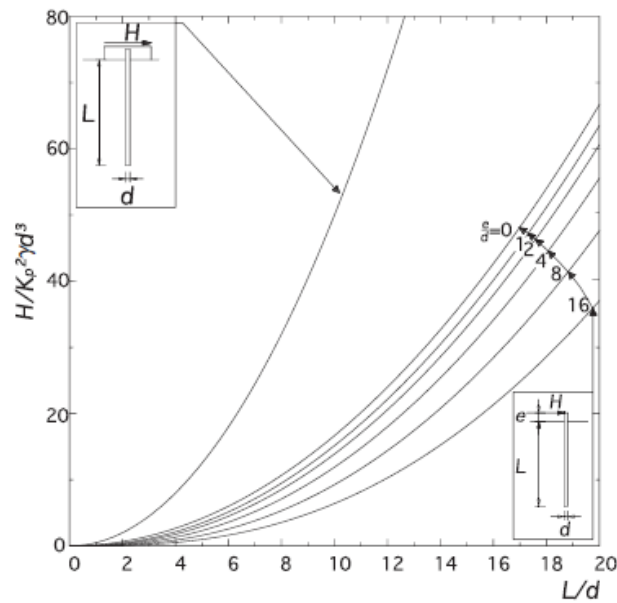


Figura 2.15: Carga lateral última para estacas curtas inseridas em solo granular (VIGGIANI, MANDOLINI E RUSSO, 2012, adaptado BROMS, 1964b)

Nas estacas longas com topo livre em solo granular, conforme Viggiani, Mandolini e Russo (2012), a carga de ruptura máxima independe do comprimento (L) da estaca, já que o comprimento da estaca solicitado é menor que o comprimento total da mesma. Conforme o mecanismo de ruptura apresentado por Broms (1964b), Figura 2.17, a formação de uma rótula na profundidade “ f ”, ponto onde ocorre o momento máximo na estaca. Esse ponto caracteriza a plastificação do elemento estrutural que gera o colapso do sistema. Nesse caso, Broms (1964b) aponta que o momento máximo da estaca é igual ao momento de plastificação do material que compõe a mesma; $M_{\text{máx}} = M_y$. As equações 2.8, 2.9 e 2.10 apontam a obtenção dos valores correspondentes de carga última, momento máximo e ponto de plastificação da estaca conforme o autor. Na Figura 2.17, Broms (1964b) propõe a solução gráfica por meio de ábaco para a carga horizontal última desse tipo de estaca em função da relação e/D .

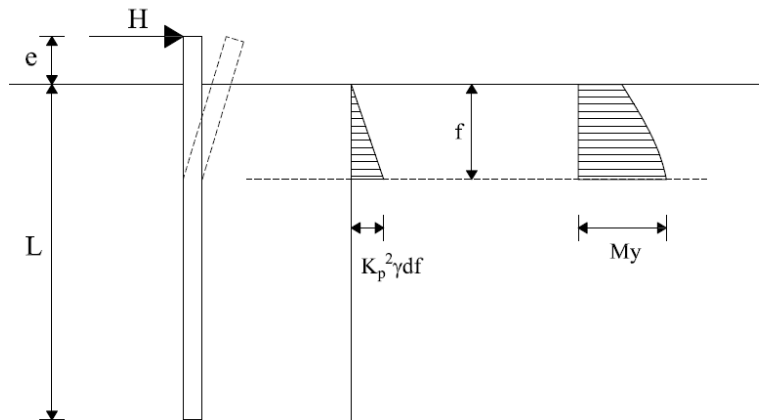


Figura 2.16: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em areia com topo livre (adaptado de BROMS, 1964b)

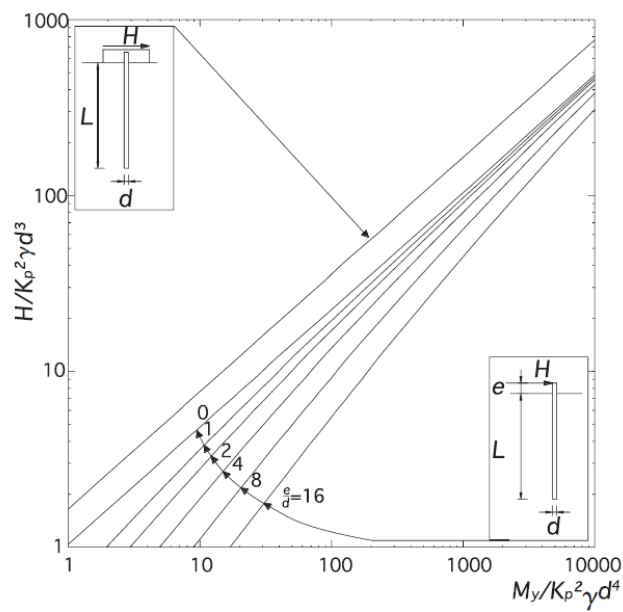


Figura 2.17: Carga lateral última para estacas longas inseridas em solo granular (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012, adaptado de BROMS, 1964b)

$$H_u = \frac{M_u}{e + 0,55 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad \text{Equação 2.8}$$

$$M_{\text{máx}} = H_u (e + 0,67 f) \quad \text{Equação 2.9}$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}} \quad \text{Equação 2.10}$$

O mecanismo de ruptura e reação do solo nas estacas curtas de topo fixo em areia está ilustrado na Figura 2.18, podendo-se obter a capacidade de carga lateral última pela Equação 2.11 e Equação 2.12. Nessa configuração, ocorre a translação de todo corpo estrutural, caracterizando a ruptura do solo. A reação do solo aumenta linearmente com a profundidade, com a concentração dos maiores momentos na parte superior da estaca. O ábaco para obtenção da capacidade de carga última, conforme proposto por Broms (1964b) é apresentado na Figura 2.15.

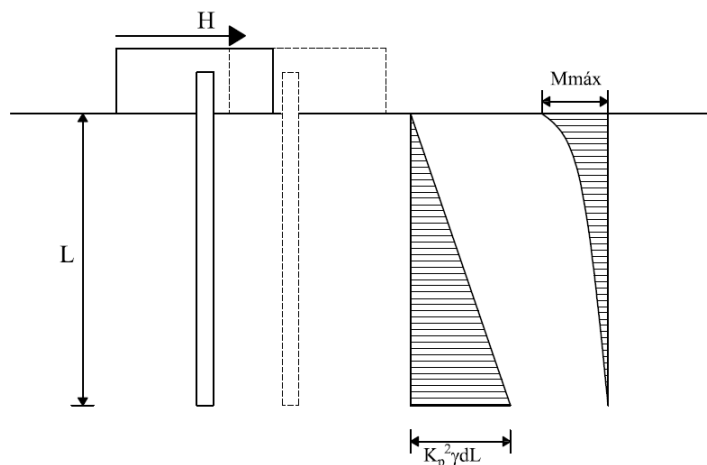


Figura 2.18: Mecanismo de ruptura para estacas curtas inseridas em areia com topo fixo (adaptado de BROMS, 1964b)

$$H_u = 1,5 L^2 B \gamma K_p \quad \text{Equação 2.11}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{2}{3} H_u L \quad \text{Equação 2.12}$$

Quando se trata de estacas longas fixas em areia, a distribuição de resistência do solo é dada pela Figura 2.19 e sua capacidade de carga lateral se dá na equação 2.13. Ocorre a formação de duas rótulas de plastificação gerando distribuição diferenciada de tensões, contudo, o momento

fletor máximo se localiza na porção superior da estaca, ocorrendo no topo engastado e na profundidade “f”. O ábaco da Figura 2.17 representa a forma gráfica de obtenção da capacidade de carga lateral última em função do momento de plastificação da estaca.

$$H_u = \frac{2M_u}{e + 0,54 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma B K_p}}} \quad \text{Equação 2.13}$$

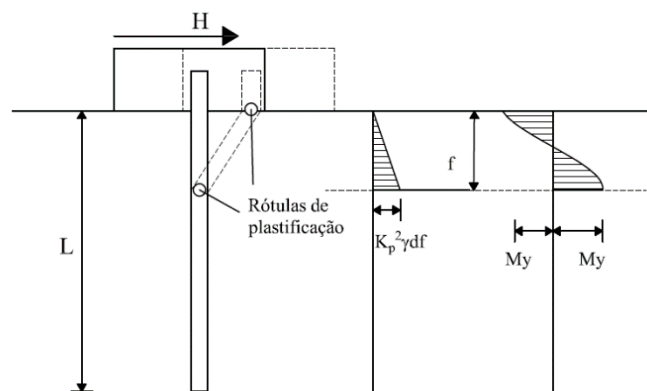


Figura 2.19: Mecanismo de ruptura para estacas longas inseridas em areia com topo fixo (adaptado de BROMS, 1964b)

Por fim, para as estacas intermediárias inseridas em solos granulares, a reação do solo (Figura 2.20) apresenta distribuição das pressões linear com o aumento da profundidade. Há a formação de uma rótula de plastificação e, na parte inferior da estaca, o elemento estrutural gira em torno de um ponto. O ábaco da Figura 2.21 apresenta a obtenção da carga lateral máxima da estaca em função de L/D . A capacidade de carga lateral depende, portanto, de sua profundidade (L), do diâmetro da estaca (D), do peso específico do solo (γ), do coeficiente de reação do solo (K_p) e do momento de plastificação do material da estaca (M_y).

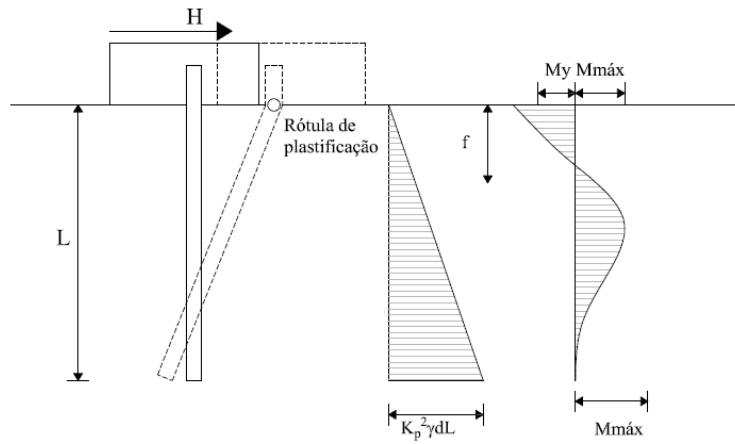


Figura 2.20: Mecanismo de ruptura para estacas intermediárias inseridas em areia com topo livre (adaptado de BROMS, 1964b)

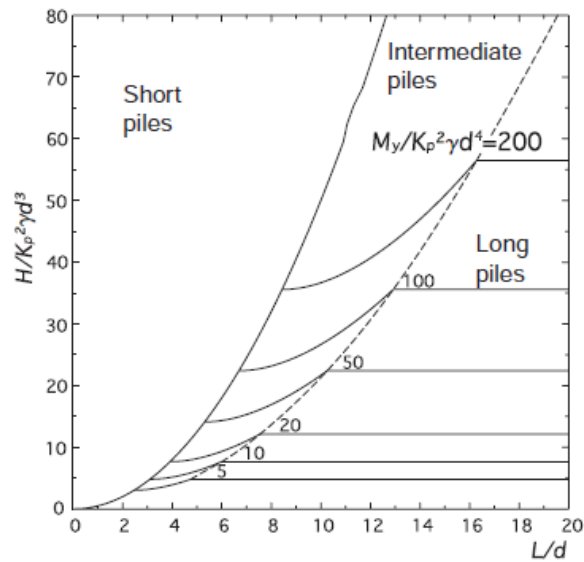


Figura 2.21: Carga lateral última para estacas intermediárias inseridas em solo granular (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012, adaptado de BROMS, 1964b)

2.1.3 Técnicas de melhoramento de solos para estacas solicitadas horizontalmente

Poulos e Davis (1980) apontam sugestões de técnicas capazes de melhorar a resistência lateral das estacas a partir do pressuposto de que a melhoria seja executada diretamente na parte superior do solo. A Figura 2.22 ilustra algumas das técnicas propostas pelo autor. Assim sendo, as metodologias da figura representam: (a) aterro compactado de areia ou pedregulho; (b) inserção de “asas” metálicas anexas ao corpo do elemento estrutural; (c) aumento da seção da estaca em sua parte superior, o chamado colarinho de concreto; (d) escavação e concretagem da parte superior da estaca; (e) inserção de vigas agindo com o intuito de travar o movimento de rotação da estrutura; (f) estacas curtas posicionadas em sequência.

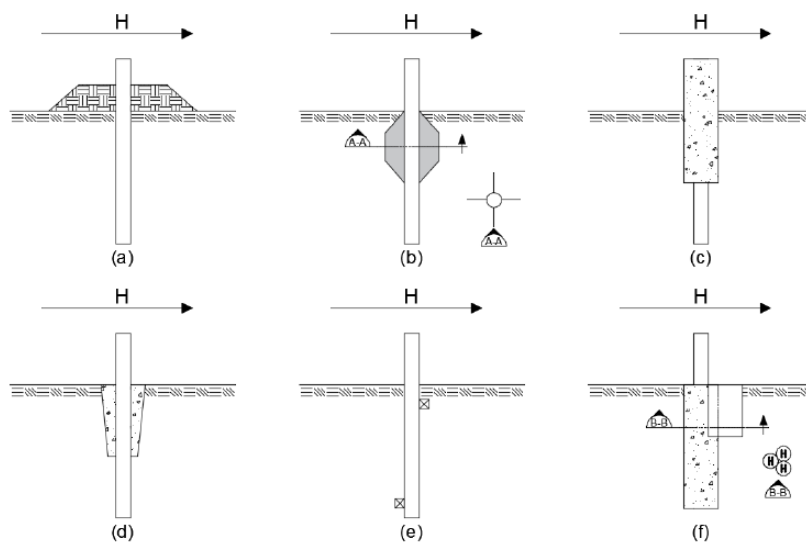


Figura 2.22: Possíveis técnicas de melhoramento da capacidade de carga lateral de uma estaca (adaptado POULOS e DAVIS, 1980)

2.1.3.1 Substituição do solo radial à estaca pela mistura solo cimento

Consoli, Vendruscolo e Prietto (2003), utilizaram camadas de solo cimentado adjacentes ao topo de fundações superficiais sujeitas a carregamento vertical e assentes em solo residual homogêneo. Os ensaios de placa que avaliaram o comportamento das fundações ao carregamento axial, quando adicionadas camadas de solo cimentado, apontaram aumento

expressivo na capacidade de carga e redução dos deslocamentos com relação aos ensaios realizados em solo residual natural. O mecanismo de ruptura do solo melhorado com cimento é, segundo os autores, claramente perceptível dado o desencadeamento de fissuras especialmente nas bordas da placa de execução do ensaio.

Conforme Poulos e Davis (1980), o desempenho de estacas sujeitas ao carregamento transversal é controlado pelas propriedades do solo próximo à superfície. Por esse motivo, Simons e Menzies (1975) sugerem a substituição de um solo frágil por um material mais resistente como pedregulho compactado. Por outro lado, o cimento Portland é um dos agentes mais comuns empregados no meio geotécnico para melhoramento de solos. Segundo Heineck (1998), a adição de pequenas quantidades de cimento ao solo é capaz de modificar suas propriedades, se enquadrando aí um dos motivos de sua ampla utilização para fins de engenharia geotécnica. A técnica de melhoramento é de extrema utilidade na contenção de maciços, execução de fundações, e até mesmo na prevenção de liquefação em areias. Frente às possibilidades de melhoria e a obtenção de ganhos de resistência, Faro (2014) avaliou em seu trabalho a substituição da camada superficial de solo residual pela mistura solo cimento.

Faro et al. (2015), desenvolveram ensaios de carregamento lateral em estacas rígidas com substituição da parte superior próxima à superfície por solo melhorado com cimento. Os resultados apresentam significativos resultados de melhoria na capacidade de carga das estacas, conforme são empregadas, na disposição radial a essas estacas. Quanto mais profundas as camadas de solo melhorado com cimento, maior se torna o ganho de capacidade de carga lateral.

A Figura 2.23 apresenta os valores de capacidade de carga obtidos por Faro et al. (2015), em função do diâmetro da camada de material cimentado artificialmente radial à estaca para duas profundidades de camada cimentada. A figura indica que quanto maior a profundidade para um diâmetro igual, maior a capacidade de carga lateral máxima atingida pela estaca. Esse comportamento é motivado pelo aumento da rigidez do material solicitado pelas provas de carregamento lateral. Na Figura 2.24, por sua vez, o comparativo é apresentado pela capacidade de carga lateral máxima atingida pelas estacas em função do comprimento de camada substituída por solo cimento para dois diferentes diâmetros de solo melhorado radial à estaca.

A figura aponta que o diâmetro não apresenta resultados tão importantes quanto para o aumento da profundidade de camada de solo cimentado acrescentado às proximidades da superfície.

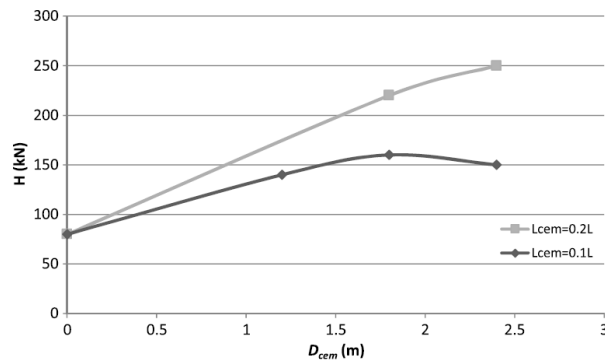


Figura 2.23: Capacidade de carga horizontal em função do diâmetro de solo cimentado em diferentes profundidades (FARO et al., 2015)

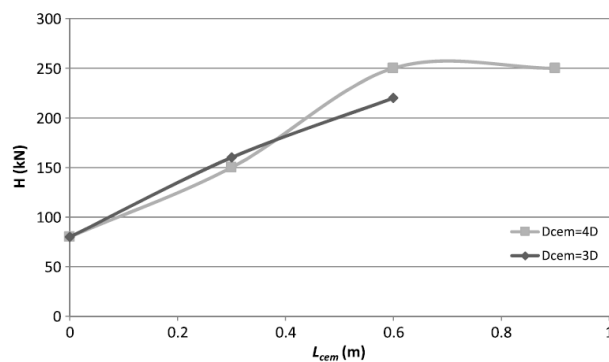


Figura 2.24: Capacidade de carga horizontal em função da profundidade de solo cimentado para diferentes diâmetros (FARO et al., 2015)

2.2 SOLOS RESIDUAIS

Para Blight (2012), um solo residual tem como definição geral o solo derivado do intemperismo *in situ* e da decomposição da rocha ou de fragmento de rocha, no qual não há o transporte do seu local de origem. Conforme afirmado por Consoli, Schnaid e Milititsky (1998), essa categoria compõe a classe de solos intemperizados de características particulares, oriundos de regiões de clima tropical e subtropical. Possuem estrutura formada por uma leve cimentação

dos grãos atingindo, por vezes, camadas de 20 metros de espessura, mas com profundidades mais habituais que atingem 3 a 10 metros. No sul do Brasil predominam solos residuais de basalto. São eles produzidos devido a intemperização que geralmente reduz a densidade e aumenta a porosidade característica do material.

Ainda para Consoli, Schnaid e Milititsky (1998), a estrutura porosa cimentada atribui características geotécnicas significativamente distintas dos solos transportados, mesmo que apresentem distribuição granulométrica e densidades similares. Os métodos de interpretação aplicáveis a solos granulares em condições drenadas e solos coesivos em condições não drenadas não são aplicáveis a esses solos residuais naturalmente cimentados. Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que o histórico de tensões, geralmente exerce pouca influência nas propriedades dos solos residuais. Porém, a cristalização associada à formação de novos minerais gera a cimentação e a formação de estrutura entre as partículas, produzindo um corpo estrutural levemente cimentado. A formação dessa estrutura também origina um intercepto coesivo na envoltória de resistência, até mesmo nos casos em que o material apresenta elevada porosidade e comportamento predominantemente compressivo. Para, Reis (2004), esse fato contribui na rigidez e resistência desses solos.

Huat e Toll (2012) declaram em sua obra que os solos residuais, geralmente encontrados acima do nível do lençol freático, apresentam-se na condição não saturada, em especial aqueles que se situam no nível da superfície. Como resultado, suas propriedades hidráulicas, de resistência ao cisalhamento e volume do solo, variam em resposta às modificações dadas pelo intemperismo. Assim sendo, a mecânica dos solos não saturados se torna uma necessária ferramenta para a análise do comportamento dos solos residuais. Para tanto, o comportamento de muitos dos materiais encontrados na engenharia geotécnica não é compatível com os preceitos da mecânica dos solos saturados. Comumente, a presença de mais de duas fases (parte saturada e parte não saturada) resulta em um material de difícil interpretação na prática de engenharia. Assim, qualquer solo próximo ao nível da superfície, em um meio relativamente drenado, pode ser sujeito a poropressões negativas.

O clima exerce importante papel na definição de classificação de um solo como saturado ou não saturado. A água quando removida do solo por evaporação do nível da superfície ou

evapotranspiração, dada pela cobertura vegetal, produz um fluxo de água ascendente do solo. Já quando ocorrem chuvas e outras formas de precipitação, estas promovem um fluxo descendente de água no solo. A diferença entre esses dois fluxos em um local de larga escala reflete diretamente nas condições de poropressão no solo. O primeiro fluxo produz a drenagem gradual promovendo a secagem e a fissuração da massa de solo, enquanto que o segundo, descendente, produz fluxo que eventualmente satura a massa de solo (HUAT; TOLL, 2012).

A permeabilidade alta, característica dos solos residuais se dá devido as agregações das partículas de argila e de outras características da microestrutura desses solos. Reunindo em sua estrutura partículas de argila de pequeno diâmetro, elas se comportam como grãos de areia ou silte apresentando macroporos responsáveis pela condução da água entre sua estrutura. A permeabilidade tende a reduzir conforme a compressão do material acontece, no entanto, essa redução não é significativa frente à faixa de sobrecarga imposta comumente pelas obras de engenharia (VAUGHAN; MACCARINI; MOKHTAR, 1988).

No trabalho de Reis (2004), o autor afirma que os solos residuais apresentam estruturas peculiares determinadas pelo alto grau de alteração ao qual estão sujeitos ao longo de sua formação. As partículas e seu arranjo evoluem de forma progressiva em função do intemperismo químico que rege a ampla variedade mineralógica e o índice de vazios do material. Alguns dos materiais que formam o solo residual sequer mantêm características da rocha matriz. Ao passo que alguns são capazes de manter e ser fortemente influenciados pela estrutura herdada. Tal processo de alteração da rocha gera perda de minerais, redução da rigidez e alívio de tensões atuantes na rocha originária. Diferente do padrão de solos saturados sedimentares, o histórico de tensões não exerce ligação direta com a densidade e o índice de vazios do material.

Vaughan, Maccarini e Mokhtar (1988) afirmam que o efeito gerado pelas tensões prévias atuantes em solos residuais será irrelevante, pois para os autores haverá um descarregamento vertical menor do que o horizontal. Esses descarregamentos acabam por anular o efeito das tensões prévias, submetendo a atual estrutura do solo residual ao equilíbrio com seu atual estado de tensões. Diferentemente do que ocorre com solos transportados, que tem no efeito desse pré-carregamento um fator importante que influencia e modifica o condicionamento do grão

gerando o pré-adensamento. O índice de vazios ou densidade dos materiais sedimentares, de forma antagônica aos solos residuais, depende preponderantemente do histórico de tensões.

Conclui-se, portanto que, merecem destaque dois pontos básicos acerca dos solos residuais: o comportamento diferenciado em relação a solos sedimentares, nos quais tem base a mecânica dos solos clássica; e sua habitual ocorrência na condição não saturada.

2.2.1 Comportamento de solos residuais

É característica comum aos solos residuais, conforme Wesley (2010), que sua estrutura não se apresente em partículas descontínuas. Suas partículas individuais se apresentam de maneira concisa, no entanto, ao sujeitarem-se a perturbações ou ao esforço de cisalhamento, essas partículas se desintegram e formam uma matriz de estrutura particulada em grãos muito menores. Desta premissa, pode-se fundamentar o comportamento que o material assume após atingir o ponto de plastificação, apresentado a seguir nessa seção.

Pode-se observar claramente, conforme apresentado por Leroueil e Vaughan (1990) em ensaios oedométricos e ensaios de compressão isotrópica a redução das tensões suportadas para um mesmo volume de material quando comparadas à amostra do solo residual desestruturada. Os autores apresentam a diferença entre o comportamento de um ensaio executado com estrutura intacta e outro que já perdeu a configuração de sua estrutura. Na Figura 2.25, observa-se essa dissemelhança entre material desestruturado e o material que conserva sua estrutura, onde a grandeza das tensões aplicadas à amostra intacta apresenta valores maiores para um mesmo índice de vazios quando comparado à amostra desestruturada. Pode-se dessa forma, partir da premissa de que a estrutura do solo é totalmente desfeita com a remoldagem do material ou com a manipulação executada de forma tal que a ligação entre as partículas ou qualquer efeito gerado na estrutura tenha sido desfeito.

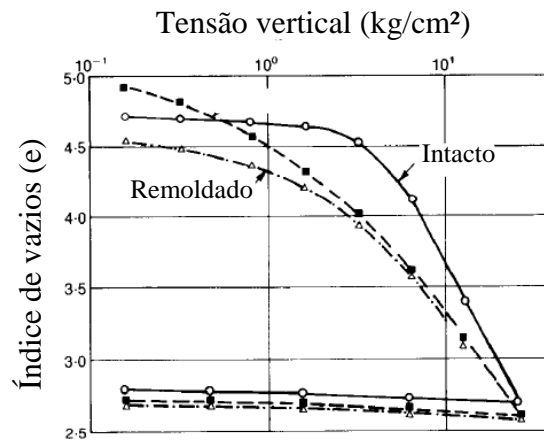


Figura 2.25: Resultado oedométrico executado para amostras estruturadas e remoldadas (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)

Conforme os autores supracitados, a plastificação é demonstrada como uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação sob aplicação de incrementos de tensão. A plastificação da estrutura pode ser observada na Figura 2.26, demonstrada na curva pelo ponto Y. Na curva, há um comportamento rígido inicial e após esse ponto, a cada incremento de tensão, se dá a quebra progressiva da estrutura da amostra, tendendo a um comportamento similar ao da sua condição remoldada, como ilustrado na Figura 2.27 que indica o mesmo ponto Y para representar o início da quebra da estrutura.

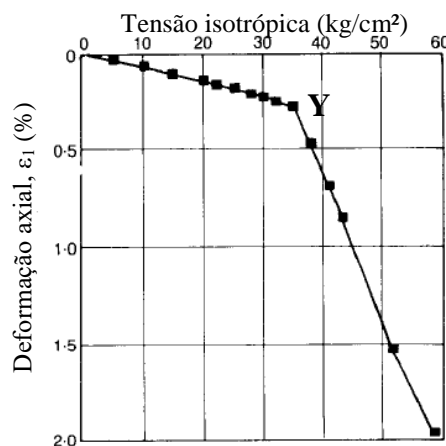


Figura 2.26: Resultado de compressão isotrópica (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)

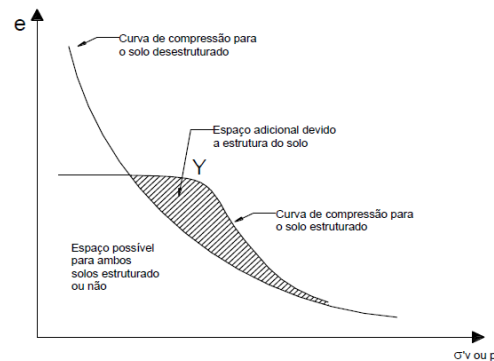


Figura 2.27: Tendência de comportamento material desestruturado e estruturado (DALLA ROSA, 2009, adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)

Sob compressão triaxial, os solos estruturados, tal como os residuais, apresentam comportamento bem definido conforme o nível de tensão de confinamento. Quando cisalhadas a baixas tensões, apresentam resistência de pico e dilatância acentuada, ou poropressão negativa em casos não drenados. Já quando cisalhados a altas tensões, o comportamento expansivo dá lugar à propensão do material a comprimir (DALLA ROSA, 2009). Conforme Leroueil e Vaughan (1990), sob tensões de confinamento baixas, após a resistência de pico, as deformações que ocorrem são do tipo “*softening*” como as que se observam em um solo denso e não coesivo, seguindo com a ocorrência de notável deformação de expansão. Para altas tensões de confinamento, o comportamento observado se apresenta de forma dúctil com a possibilidade de ocorrência da plastificação ainda na fase de confinamento do solo.

O fator principal de diferenciação entre solos residuais e solos sedimentares, é provavelmente associado com suas características de consolidação (WESLEY, 1990). O autor sugere que solos residuais não sofrem o processo de consolidação e, portanto, não apresentam uma reta virgem de compressão para ensaios de compressão confinada. Por essa razão, Wesley (2010) afirma que não há motivos para que se utilize o formato convencional para plotar os dados de ensaios de compressão no formato e - $\log p'$. Para o autor, esse método convencional é aplicável somente a solos sedimentares. A utilização para solos residuais é capaz de induzir a significativos erros de interpretação e compreensão das características de compressibilidade do material.

Wesley (2010), apresenta em sua obra os mesmos resultados de ensaios oedométricos para ambas as situações – escala logarítmica e natural – para a pressão aplicada. A

Figura 2.28 apresenta esses resultados. Para a obtenção da tensão de pré-adensamento, o autor utilizou o método de Casagrande. Os gráficos permitem a obtenção de conclusões importantes acerca da interpretação dos ensaios. O formato da curva plotada em escala logarítmica (

Figura 2.28a) sugere que o solo esteja apresentando inicialmente uma baixa compressibilidade, e por conseguinte, em determinado ponto sugere a transição para uma zona de alta compressibilidade. Esse comportamento insinua que uma pressão de pré-consolidação separa essas zonas e, por isso, se faria justificável o uso do método de Casagrande. Contudo, ao observar a curva gerada pela escala linear natural, os gráficos agora são côncavos, sem haver, portanto, o aumento da compressibilidade com aumento da tensão. Essa permanece constante ou até mesmo reduz com o acréscimo do nível de tensões. Assim, não se identifica nenhum indício de tensão de pré-adensamento a partir da plotagem em escala natural já que não há mudança na inclinação da curva e não se tem razões para utilizar o método de Casagrande. Com essas afirmativas, o autor conclui que a pressão de pré-adensamento determinada com a utilização da escala logarítmica não é uma propriedade do solo, e sim uma ilusão criada simplesmente pela forma com que os dados são plotados.

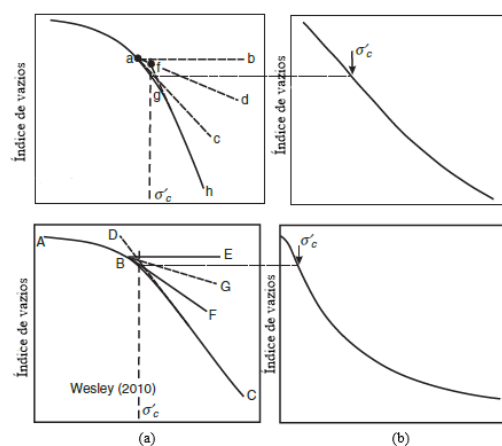


Figura 2.28: Ensaios oedométricos com o uso de escala logarítmica (a) e escala natural (b) (adaptado de WESLEY, 2010)

Wesley (2010) afirma que quanto ao comportamento de solos residuais durante o cisalhamento, os efeitos microestruturais exercem influência positiva na resistência ao cisalhamento do material. Esse fator contribui significativamente com a parcela coesiva, correspondendo a um significativo valor de c' . O ângulo de atrito no cisalhamento, para esses solos, geralmente corresponde a valores entre 25 e 35°.

Brenner; Garga e Blight (1997) elencam as características encontradas em solos residuais que os diferenciam dos demais solos transportados no comportamento tensão-deformação e na resistência. Os autores, assim como Vaughan, Maccarini e Mokhtar (1988) afirmam que o efeito das tensões prévias terá influência muito pouco significativa no comportamento tensão-deformação. Para os autores, os carregamentos pelos quais o solo residual possa ter sofrido são anulados com a ocorrência do processo de intemperismo. A resistência dos grãos também é relativa e dependente desse mesmo processo produzindo grãos com vários graus de enfraquecimento e diferente mineralogia.

Outro fator que exerce significativa influência é a cimentação proveniente do vínculo entre as partículas. Esta que pode facilmente ser destruída por qualquer perturbação é o fator que estabelece o intercepto coesivo característico do material e apresenta uma tensão de cedência. Quando se tratam de solos que apresentam estrutura cimentada, a resistência inicial frente aos deslocamentos impostos, se dá, inicialmente por essas ligações aglomerantes, mobilizando a resistência pelo atrito entre as partículas somente após a mobilização dessa primeira parcela de coesão natural do solo (VAUGHAN, 1985; VAUGHAN; MACCARINI; MOKHTAR, 1988; WESLEY, 2010).

A estrutura de solos residuais, conforme afirma Reis (2004) é grande parte formada pelo processo de intemperismo, envolvendo ampla faixa de tamanho de poros, sendo alguns de tamanha magnitude que possam ser comparados com grãos do material. Em seus trabalhos, Vaughan e Vaughan, Maccarini e Mokhtar (1985, 1988) descrevem a estrutura fracamente cimentada dos solos residuais como uma componente de resistência e rigidez que é independente das tensões efetivas já sofridas e porosidade do material, como se fosse oriunda das conexões físicas existentes entre as partículas.

Para Vaughan (1985), a cimentação impõe ao solo residual características de intercepto coesivo (c'), alguma resistência drenada não confinada em solos saturados e a existência de uma pressão de pré-adensamento aparente. Segundo o autor, a maiores tensões, o solo apresenta comportamento mais plástico originando uma superfície de plastificação. É outra característica comum a estes solos a ocorrência de uma tensão de escoamento, a qual separa o comportamento rígido de um mais compressível.

2.3 MEDIDAS DE RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES

Avaliar a rigidez do solo no dimensionamento de estruturas e na interação estrutura-solo através do módulo de cisalhamento inicial representa importância fundamental para a adoção de critérios de projeto, segundo Sharma e Fahey (2003). A acurácia das previsões de deformação acerca de estruturas geotécnicas depende fortemente da definição da curva tensão-deformação do solo e, em especial da rigidez no comportamento elástico demonstrado pelo material a pequenas deformações (JOVICIC; COOP, 1997).

O comportamento tensão-deformação, conforme afirmado por Atkinson (2000) altamente não linear é capaz de demonstrar significativa variação na rigidez do material, com pequenas variações de pressão. Para o autor, esse comportamento não linear pode ser conhecido e caracterizado através de medidas de rigidez em deformações muito pequenas, no pico de resistência e em deformações que induzem à ruptura. A rigidez dos materiais a níveis de deformação muito pequenos depende de uma série de fatores, entre eles podem ser citados o índice de vazios, as características mineralógicas, tamanho da partícula e angularidade do grão, o arranjo estrutural do material, o estado de tensões e o nível de carregamento (CLAYTON, 2011).

O acréscimo de tensões é um fator capaz de afetar diretamente na rigidez dos geomateriais uma vez que acarreta na degradação da cimentação. Assim, a contribuição da cimentação para o comportamento do material frente à rigidez é assegurada enquanto a plastificação não ocorre. Com isso, inicialmente ocorre a degradação do módulo cisalhante e seu comportamento passa a convergir com a tendência de comportamento de um material não cimentado. Para altas tensões de confinamento, essa degradação pode ocorrer ainda na fase de compressão isotrópica.

Contudo, em tensões mais baixas a quebra da estrutura cimentada e degradação da rigidez do solo tende a ocorrer no estágios iniciais do cisalhamento (AIREY; FAHEY, 1991; COOP; ATKINSON, 1993; CUCCOVILLO; COOP, 1997; SHARMA; FAHEY, 2003).

Uma das técnicas mais aplicadas para avaliação da rigidez a pequenas deformações é a de *bender elements*. Considerada uma técnica simples, não destrutiva, desenvolvida por Shirley e Hampton (1977) *apud* Jovicic e Coop (1998), o uso de *bender elements* em ensaios de laboratório é responsável pelo fornecimento do módulo cisalhante elástico (G_0) do solo a deformações muito pequenas por meio da propagação de ondas cisalhantes através de uma amostra de solo. Segundo Heineck (2002), esse sistema pode ser instalado em qualquer tipo de equipamento de laboratório, mas que mostra particular versatilidade em equipamentos triaxiais.

Bender elements são transdutores eletromecânicos piezoelétricos que são instalados no *top-cap* da amostra e no pedestal do equipamento triaxial, projetando-se em torno de 4 mm para dentro da amostra. O transdutor superior é estimulado pela aplicação de uma voltagem que causa nele uma vibração normal à face do *top-cap*, enviando a onda através da amostra. O transdutor localizado na outra face, capta a onda enviada, funcionando como um receptor.

Uma vez que a onda cisalhante atravessa o corpo de prova, o receptor é movido mecanicamente, gerando uma pequena voltagem mostrada em um osciloscópio digital junto com o sinal transmitido. O tempo entre a transmissão e recepção da onda é o tempo em que a mesma viaja pelo corpo de prova. Assim, pode-se calcular a velocidade da onda cisalhante (V_s) e, por conseguinte, o módulo cisalhante elástico do material por meio da Equação 2.14.

$$G_0 = \rho V_s^2 = \rho \left(\frac{L^2}{t^2} \right) \quad \text{Equação 2.14}$$

2.4 CARREGAMENTO CÍCLICO

Carregamento cíclico, conforme definição de O'Reilly; Brown (1991) diz respeito a um sistema de aplicação de cargas que demonstra um grau de regularidade tanto em frequência, quanto em magnitude. Na prática, máquinas que produzem uma frequência de vibrações, ou até mesmo estruturas *offshore* podem transmitir pulsos de tensões às suas fundações. Em concordância a

essa afirmativa, Andersen; Puech e Jardine (2013) afirmam que o carregamento cíclico pode representar extrema importância quando se tratam de fundações sujeitas à solicitação de cargas variáveis. Para esse tipo de elemento estrutural de fundação, as definições de projeto devem levar em consideração a ação do tipo de carregamento. Além da capacidade de carga, os critérios de projeto devem abranger os deslocamentos suscetíveis carregamento cíclico, a rigidez do solo por meio de análises dinâmicas, bem como possíveis recalques produzidos pelas cargas cíclicas (O'REILLY; BROWN, 1991).

Andersen (2009) demonstra que o carregamento cíclico pode reduzir a capacidade de carga de um solo e que, além disso, essa resistência frente a cargas cíclicas pode ser significativamente menor do que quando submetido a carregamentos monotônicos. O autor demonstra que as deformações sob cargas cíclicas aumentam com a repetição de ciclos e podem se tornar maiores que as deformações oriundas carregamentos monotônicos a uma mesma tensão. Essa tendência pode levar a deformações excessivas e conduzir o material à ruptura.

Para os autores Andersen; Puech e Jardine (2013), a maioria dos carregamentos cíclicos que acontecem na natureza ocorrerem em sucessões de onda de irregular amplitude e frequências aleatórias. No entanto, na área que compreende o estudo desse tipo de carregamento em modelos de laboratório, os ensaios e amostras utilizadas para compreensão dos efeitos das cargas cíclicas são restritos a períodos de tempo e taxas de aplicação de carga precisos. Além disso, são passíveis de controle e aquisição de dados.

Cada ciclo aplicado por um ensaio de carregamento cíclico representa uma amplitude de tensão entre dois valores que atuam sobre o corpo de prova, Figura 2.29. Durante os ciclos, ocorre concomitantemente uma variação na deformação cisalhante, sendo uma parte recuperável e outra não. Embora essas deformações permanentes apareçam em magnitudes muito pequenas a cada ciclo, quando submetido a uma série de repetições de carga, o acúmulo de deformação pode ser significativo.

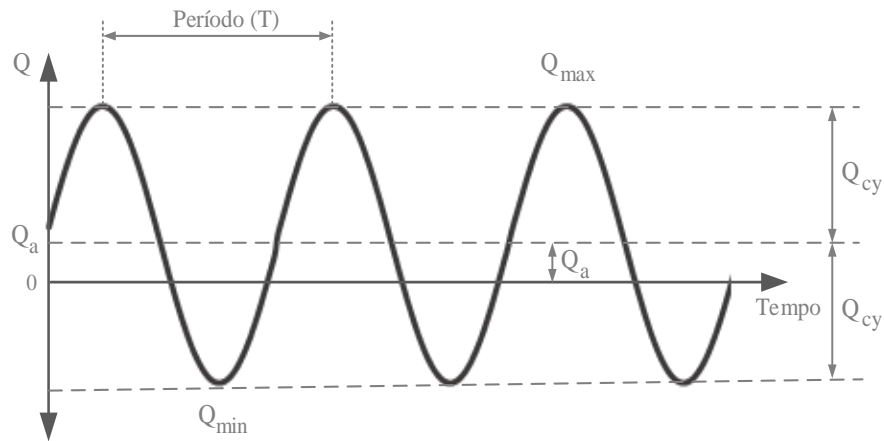


Figura 2.29: Elementos que constituem um ciclo de carga (FLÓREZ-GÁLVEZ, 2018)

O'Reilly e Brown (1991) elencam os principais fatores de diferenciação do comportamento sob carregamento cíclico do carregamento monotônico em um solo. Entre eles, os autores citam o efeito de reversão de tensão e a dependência ou o efeito da velocidade em que se dá o carregamento. Para os mesmos, o efeito de reversão da tensão diz respeito à mudança de sinal na taxa de variação dela. Quanto ao tempo de carregamento, Ishihara (1996) demonstra que pode ser feita uma classificação de solicitações em função do regime de carregamento avaliada por número de ciclos e tempo de carregamento.

3 SUBSÍDIOS NECESSÁRIOS AO DESENVOLVIMENTO DA PESQUISA

Nessa seção são apresentados os dados pré-existent, cujo conhecimento se faz necessário ao desenvolvimento da pesquisa. São eles resultados de ensaios *in situ* que caracterizam o campo experimental da Universidade de Passo Fundo, o qual constitui o tema deste trabalho.

Alguns autores elaboraram ensaios de investigação geotécnica do solo residual de Passo Fundo, além de ensaios complementares, os quais serão elencados nessa seção. Outrossim, Faro (2014), realizou uma série de ensaios no campo experimental e em laboratório com a finalidade de compreensão do comportamento de estacas carregadas horizontalmente e do seu desempenho quanto à aplicação de cargas horizontais empregando uma camada de solo melhorado no topo, radial às estacas. Os dados levantados e resultados obtidos no estudo de Faro (2014), apresentam-se nos subitens que seguem nesse capítulo.

Adendo a tais dados, a seção tem o intuito de avocar informações substanciais de localização, dados geológicos e pedológicos do material que compõe a estrutura do solo da região estudada na pesquisa.

3.1 DADOS DA PESQUISA DE CAMPO

3.1.1 Localização

A pesquisa de campo de Faro (2014), contemplou o campo experimental pertencente ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF). Esse, localizado no campus universitário de Passo Fundo, junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, cidade de Passo Fundo, na região norte do Estado do Rio Grande do Sul, Figura 3.1.



Figura 3.1: Localização do município de Passo Fundo (IBGE, 2016)

Em consulta ao Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM, verifica-se que o local estudado está inserido na formação de intitulada pela simbologia “K1βsg” (conforme Figura 3.2) que corresponde à Formação Serra Geral, pertencente ao éon Fanerozóico, era Mesozóica, período Cretáceo.

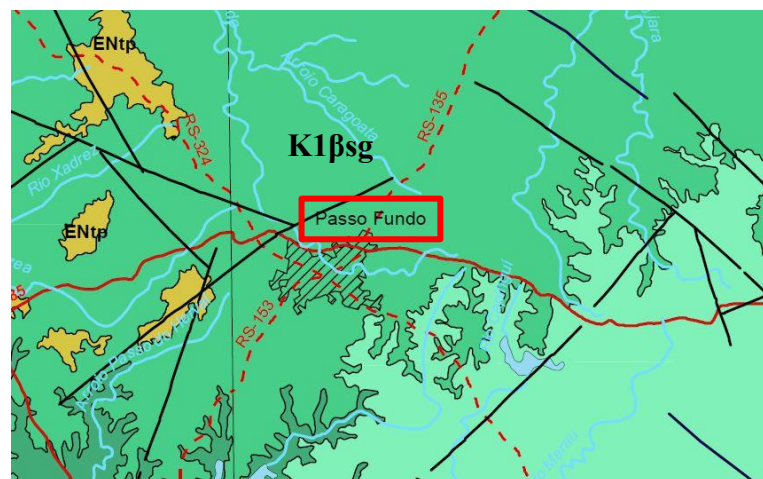


Figura 3.2: Localização do município de Passo Fundo no Mapa Geológico do Brasil (CPRM, 2006).

Na Figura 3.3, tem-se ilustrada a imagem de satélite da localização do campo experimental na UPF, demarcando, conforme Faro (2014), a posição exata da área ocupada pelas estacas. As coordenadas geográficas do campo experimental, conforme Faro (2014), são: 28°13'34"S 52°23'11"O.



Figura 3.3 Imagem de satélite do campo experimental da UPF (CPRM, 2017)

A Figura 3.4 exibe a posição das estacas executadas por Faro (2014), em uma imagem atual no campo experimental da UPF.



Figura 3.4: Posição das estacas no campo experimental de Passo Fundo

Faro (2014), define o solo do campo experimental como um solo residual homogêneo formado pela decomposição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Tem como característica, conforme Streck et al. (2002), a forte ocorrência de intemperização, sendo o solo bem drenado e profundo, de perfil homogêneo dado pela transição gradual entre seus horizontes. Do ponto de vista pedológico, os autores caracterizam o solo da região de Passo Fundo como Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, o qual pertence à unidade de Passo Fundo.

3.1.2 Investigação Geotécnica

Dada a afirmação da suscetibilidade do comportamento frágil pelo manuseio do solo residual e da dificuldade de extração de amostras fieis ao comportamento do material em campo, se tornam de extrema importância a execução de ensaios in situ capazes de representar a autenticidade dos dados e melhor compreensão do estado do solo natural. Em vista disso, foram executados ensaios de campo de reconhecimento do subsolo. Ensaios de sondagem SPT, apresentados por Faro (2014) na Figura 3.5, além de ensaios de cone e ensaios dilatométricos apresentados por Consoli et al. (2016) indicam a homogeneidade do perfil do solo ao longo de sua profundidade (Figura 3.6).

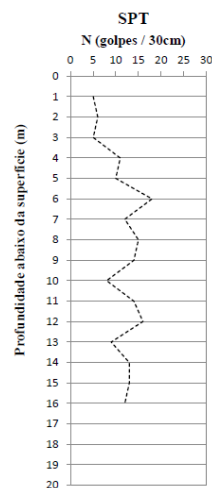


Figura 3.5: Sondagem SPT (FARO, 2014)

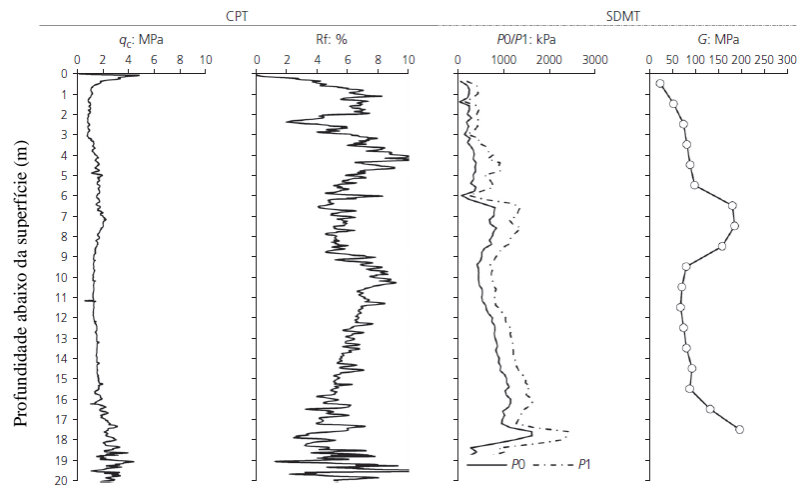


Figura 3.6: Ensaios de CPT e SDMT (CONSOLI et al., 2016)

Ao longo da profundidade do ensaio SPT, conforme Faro (2014), o índice de medida de resistência dado em número de golpes apresenta pouca variação por camada, o que indica uma característica comum em solos intemperizados como o solo residual. Já nos ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT), de Consoli et al. (2016), a resistência de ponta indicada na figura por “ q_c ” representa a semelhança ao longo de todo o perfil do solo, variando muito pouco as respostas de ponta, confirmando assim, a relevante homogeneidade do solo natural trabalhado. Os ensaios de SDMT, o *Sismic Dilatometer Test*, extensão do dilatômetro convencional DMT, com módulo sísmico, que permite a obtenção do módulo cisalhante inicial (G_0) dado pela velocidade de onda cisalhante obtida no ensaio, apontam as mesmas características de homogeneidade do material motivador da pesquisa.

3.2 PROJETO DE EXECUÇÃO DAS ESTACAS

Faro (2014), planejou a execução de estacas rígidas (curtas) e flexíveis (longas) inseridas no campo experimental em solo natural e em solo natural com topo formado por solo melhorado radial à estaca. Após projetadas e executadas, o autor procedeu a realização de provas de carregamento lateral nas fundações para que se analisasse o comportamento quanto à sua capacidade de carga. As características e detalhes das fundações serão abordadas nos subitens que seguem.

3.2.1 Características das estacas

Foram adotadas por Faro (2014), estacas circulares de concreto ($f_{ck} = 15$ MPa), moldadas *in loco* e armadas com perfis metálicos ao longo de todo o seu comprimento. Ainda foram inseridos nas estacas flexíveis tubos ocos de aço carbono para que se pudesse posteriormente inserir inclinômetros nas estacas capazes de medir as deflexões ocasionadas após os ensaios.

Sendo assim, as estacas rígidas foram projetadas e executadas com diâmetro (representado por D) de 0,60 m e profundidade (representada por L) de 3,00 m. Assim, a razão L/D para esse tipo de estaca foi fixada no valor de 5. Ademais, as estacas flexíveis projetadas pelo autor, com o objetivo de realizar provas de carga, apresentavam diâmetro (D) igual a 0,4 m e profundidade de 8 m, resultando em uma relação L/D igual a 20. Para ambas as configurações de estaca, o autor executou ensaios em solo natural e em solo com topo composto por material melhorado com cimento.

Para as estacas dotadas de topo composto por solo cimentado contendo 7% de cimento em massa, ocorreram variações geométricas de diâmetro da área cimentada em 2, 3 e 4 vezes o diâmetro do elemento e de profundidade da área cimentada em 10%, 20% e 30% a profundidade da fundação. Cada tipo de estaca, tanto com como sem solo tratado foi executada em duplicata, uma vez que no ensaio de prova de carga lateral uma teria a finalidade de reagir contra a outra. Os inclinômetros, por sua vez, foram inseridos em apenas uma das estacas do par de mesma configuração, o que Faro (2014) afirma não exercer influência significativa sobre o desempenho do elemento estrutural. As configurações de estacas a executar no campo experimental de Passo Fundo estão apresentadas, em detalhe, na Tabela 3.1. Cabe ressaltar que as estacas de número ímpar correspondem às estacas esquerdas e as estacas de número par, às estacas direitas.

Tabela 3.1: Configuração das estacas executadas (adaptado FARO, 2014)

Tipo	n°	Identificação	Cim (%)	L (m)	D (m)	L/D	D _{cim} /D	Vol _{cim} (m ³)
ESTACAS RÍGIDAS	1	Nat_5_D0,6_L3	-	3	0,6	5	-	-
	2							
	3	Cim_5_2D_0,1L	7	3	0,6	5	2	0,25
	4							
	5	Cim_5_3D_0,1L	7	3	0,6	5	3	0,6
	6							
	7	Cim_5_3D_0,2L	7	3	0,6	5	3	1,36
	8							
	9	Cim_5_4D_0,1L	7	3	0,6	5	4	1,27
	10							
	11	Cim_5_4D_0,2L	7	3	0,6	5	4	2,54
	12							
	13	Cim_5_4D_0,3L	7	3	0,6	5	4	3,82
	14							
ESTACAS FLEXÍVEIS	15	Nat_20_D0,4_L8	-	8	0,4	20	-	-
	16							
	17	Cim_20_2D_0,1L	7	8	0,4	20	2	0,30
	18							
	19	Cim_20_3D_0,1L	7	8	0,4	20	3	0,80
	20							
	21	Cim_20_3D_0,2L	7	8	0,4	20	3	1,61
	22							
	23	Cim_20_4D_0,2L	7	8	0,4	20	4	3,02
	24							
	25	Cim_20_4D_0,3L	7	8	0,4	20	4	4,52
	26							

3.2.2 Camada de solo melhorado

As camadas de solo cimentado inseridas no topo das fundações, assim como essas, circulares, foram implementadas por Faro (2014) após a execução das estacas em campo experimental. O autor procedeu com a abertura das cavas, a mistura do material e a compactação do mesmo no

ponto superior radial à estaca em diâmetro e nas profundidades conforme definidas previamente em projeto. O solo natural presente anteriormente à abertura das cavas foi substituído pela mistura de areia e cimento.

3.2.2.1 Solo cimento

A mistura solo cimento definida por Faro (2014) se justifica pelo seu frequente emprego e conhecimento das melhorias que sua utilização acarreta nas propriedades de resistência do solo, uma vez que já foram estudadas pelo grupo de pesquisas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) que constitui o LEGG (Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental). São alguns destes: Prietto (2004), Lopes Júnior (2007), Cruz (2008), Floss (2012), Fonini (2012). Visto que o autor empregou a porcentagem de 7% de cimento no melhoramento da resistência lateral das estacas, teve-se a necessidade de estudar as misturas do solo e do cimento.

O solo utilizado é oriundo do município de Osório, o qual se localiza no litoral norte do estado do Rio Grande do Sul. Conforme Faro (2014), o material se trata de uma areia quartzosa, formada por partículas arredondadas, granulometria fina e uniforme, desprovida de matéria orgânica. Cruz (2008), caracterizou a areia de Osório, reproduzindo ensaios de granulometria e dos índices físicos da areia. A curva granulométrica do material é dada na Figura 3.7, enquanto que os índices físicos são apresentados na Tabela 3.2.

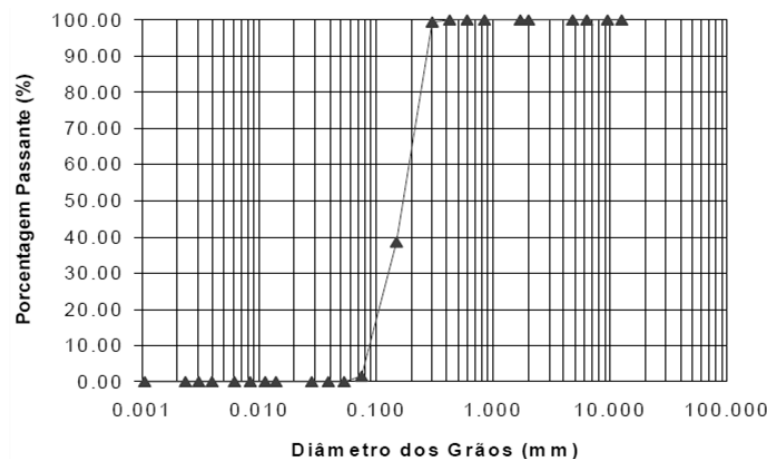


Figura 3.7: Curva granulométrica areia de Osório (CRUZ, 2008)

Tabela 3.2: Índices Físicos Areia de Osório (adaptado de CRUZ, 2008)

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos	2,65 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade (C_u)	2,11
Coefficiente de curvatura (C_c)	1,15
Diâmetro médio (D_{10})	0,09 mm
Diâmetro médio (D_{50})	0,17 mm
Índice de vazios mínimo ($E_{mín}$)	0,6
Índice de vazios máximo ($E_{máx}$)	0,85

O cimento empregado na pesquisa de Faro (2014), foi o cimento Portland de alta resistência inicial, comercialmente intitulado CP V – ARI. O autor, previamente à execução da mistura em campo, avaliou em laboratório as características de resistência à compressão simples e tração por compressão diametral, moldando corpos de prova da mistura para os tempos de cura de 7, 14, 28 e 56 dias. Os corpos de prova cilíndricos, em dimensões 50 mm x 100 mm, foram moldados com as dosagens de acordo com a metodologia proposta por Cruz (2008). O teor de umidade estabelecido para tanto foi de 10%. Os resultados obtidos por Faro (2014) estão apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Resistências da mistura solo cimento (adaptado de FARO, 2014)

Resistência à compressão simples (MPa)					
% Cimento	Índice de vazios	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
7%	0,6	2,39	2,44	2,51	2,51
	0,66	1,82	1,87	1,87	1,93
	0,72	1,48	1,46	1,48	1,51
Resistência à tração por compressão diametral (MPa)					
% Cimento	Índice de vazios	7 dias	14 dias	28 dias	56 dias
7%	0,6	0,23	0,24	0,25	0,25
	0,66	0,19	0,2	0,21	0,21
	0,72	0,16	0,16	0,17	0,16

Em campo, Faro (2014) executou a mistura composta de mesma dosagem e materiais com os quais se realizou em laboratório. O índice de vazios, por sua vez, foi definido somente em 0,66 após compactação do material em suas devidas cavas. Conforme o autor, dissemelhanças foram observadas entre os resultados de resistência das misturas realizadas em laboratório e das misturas executadas em campo. Tal observância é razoável dados os diferentes métodos de mistura e quantidade de material, difícil de ser minuciosamente controlado do modo que é feito em laboratório. Conforme conclusão do autor, a resistência à compressão simples das misturas em campo experimental corresponde a aproximadamente 65% do valor das resistências de misturas semelhantes realizadas em laboratório.

3.2.3 Provas de carga

Dadas as 26 estacas executadas por Faro (2014), objeto de estudo dessa pesquisa, apresenta-se nesse subitem, os ensaios de carregamento horizontal aplicados a elas. Tendo sido executados pares de estacas, o sistema de reação funcionava quando uma estaca reagia contra a outra. Assim, não foi preciso empregar outro sistema de reação ao passo que ainda se obteve

repetibilidade dos ensaios. O sistema de aplicação de carga foi executado com o uso de macaco hidráulico que era mantido horizontalmente entre as duas estacas.

Conforme o esquema ilustrado na Figura 3.8, tubos de aço eram responsáveis para a transferência de carga até a cabeça das estacas. Uma placa metálica quadrada distribuía a carga transmitida pelo tubo de aço na cabeça da estaca, evitando assim, que ocorresse o esmagamento do concreto. A Figura 3.9 expõe uma visão geral do ensaio de prova de carga horizontal das estacas no campo experimental.

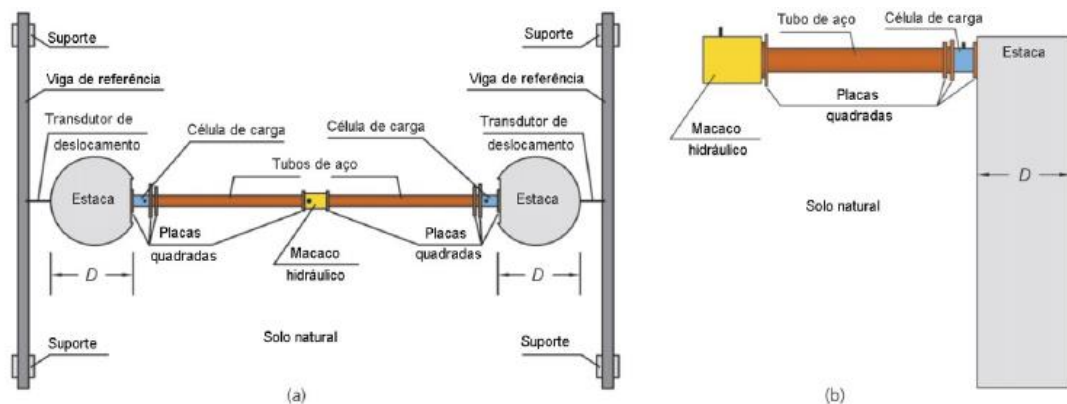


Figura 3.8: Esquema de montagem do equipamento para ensaios de carregamento lateral. a) vista superior b) vista em corte (adaptado de CONSOLI et al., 2016)



Figura 3.9: Configuração final do esquema de montagem do equipamento para os ensaios de carregamento lateral nas estacas executadas (FARO, 2014)

As células de carga, por sua vez, posicionadas entre as estacas foram responsáveis pela leitura das cargas impostas, enquanto os transdutores e defletômetros foram posicionados no lado oposto da estaca para que se medisse o deslocamento ocasionado pela carga. Nas estacas flexíveis, os inclinômetros, instalados em uma das estacas do par de mesma geometria, exerceram a função de indicar a deformada da estaca com precisão ao longo de sua profundidade. Pioneiramente, esse método empregado pelo autor supracitado emprega a sistemática comumente utilizada para a medida de deslocamentos horizontais de aterros, encostas em estacas sujeitas a carregamentos horizontais.

3.2.3.1 Execução dos ensaios de carregamento lateral

Faro (2014), executou os ensaios de carregamento lateral em conformidade com os procedimentos que constam na ASTM D3966 (2007), uma vez que inexistia norma brasileira correspondente a esse tipo de ensaio. Os ensaios foram realizados pelo autor respeitando os 14 dias de cura para as estacas que continham a mistura solo cimento e para o concreto das estacas foi respeitado 60 dias de cura.

Aplicando pequenos incrementos de carga na cabeça das estacas, o autor já referenciado, esperava o tempo necessário para que os deslocamentos fossem estabilizados a cada incremento de carga. Segundo a NBR 12131 ABNT (2006), norma referente a provas de carga estáticas em estacas, cada incremento de carga executado no trabalho referido era mantido por 30 minutos até que se atingisse o critério apresentado na Equação 3.1:

$$L_n - L_{n-1} \leq 0,05 (L_n - L_1) \quad (\text{Equação 3.1})$$

Sendo que L_n a leitura média do transdutor de deslocamento em determinado intervalo de tempo, L_{n-1} é a média da leitura do transdutor de deslocamento imediatamente antes de L_n e L_1 é a primeira leitura da fase de carregamento, obtida logo após o início do estágio de carregamento. Dada a aplicação e a estabilização do incremento de carga, conforme Faro (2014), efetuava-se a descarga total do ensaio. Por conseguinte, após a estabilização da sequência carga-descarga, procedia-se lançamento do inclinômetro para obtenção da deformada da estaca em profundidade para todos os níveis de carga que fossem experimentados. Ainda conforme Faro (2014), cada ensaio de carregamento horizontal nas estacas executadas em

campo experimental foi executado em pelo menos 5 incrementos de carga e descarga, até que ocorresse a ruptura total do solo (fosse ele natural ou cimentado). Os ensaios foram todos executados até a ruptura.

3.2.4 Resultados das provas de carga

A partir dos ensaios realizados, Faro (2014) obteve resultados da capacidade de carga atingida nos ensaios de carregamento lateral, bem como da deformada das estacas flexíveis ao longo de sua profundidade após o carregamento. Os resultados são apresentados nesse subitem no formato de carga horizontal (H) *versus* deslocamento (δ) para as duas estacas idênticas existentes no campo experimental. Os resultados são apresentados tanto para as estacas em solo natural quanto para as estacas em solo tratado.

3.2.4.1 Solo Natural

Tendo ensaiado as estacas em duplicata, sendo que uma reagia contra a outra, e, portanto, alguma delas devesse ceder antes de outra, Faro (2014) atribui a esse motivo a ínfima dissimilaridade do comportamento de ambas as estacas quando ensaiadas à resistência lateral. A Figura 3.10 apresenta o resultado para as estacas rígidas (lado direito e esquerdo), com diâmetro $D = 0,60$ m e profundidade $L = 3,00$ m. Já a Figura 3.11 indica os resultados obtidos pelo autor para o par de estacas flexíveis de diâmetro $D = 0,40$ m e profundidade $L = 8,00$ m.

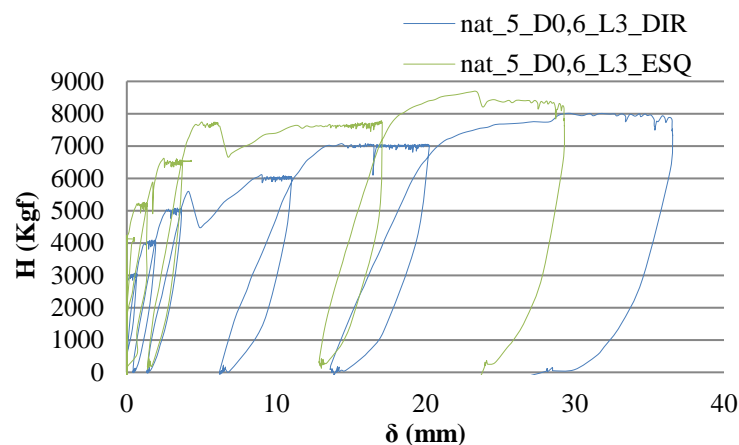


Figura 3.10: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 1 e 2 – rígidas (FARO, 2014)

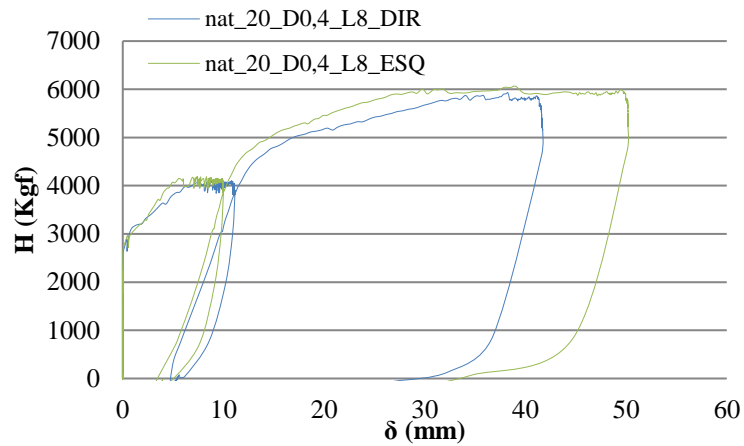


Figura 3.11: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 15 e 16 – flexíveis (FARO, 2014)

Pode-se identificar uma nítida diferença do comportamento entre as configurações das estacas, sendo que as primeiras, rígidas, apresentam a capacidade de carga horizontal última mais elevada que a do par de estacas flexíveis. Esse fato evidencia a grande influência exercida pelo diâmetro da estaca no desempenho quanto a sua capacidade de carga lateral (Faro, 2014). Assim, o autor conclui que, em um comparativo, pode-se afirmar que o aumento do diâmetro da estaca é traduzido num aumento de rigidez e capacidade de carga horizontal do sistema.

3.2.4.2 Solo tratado

Para as estacas inseridas em solo tratado com 7% de cimento acrescentado, são apresentadas as figuras dos ensaios de carregamento horizontal apresentados por Faro (2014) representados pelas curvas de carga horizontal (H) nas abscissas *versus* deslocamento horizontal (δ) plotado nas ordenadas. Verifica-se semelhança entre as duas estacas componentes do par de mesma configuração até determinado nível de carregamento. Faro (2014) afirma que este referido ponto é equivalente ao momento em que há a ruptura total do cimento em uma das estacas, o que se traduz em significativos deslocamentos e na finalização do ensaio de carregamento.

As figuras a seguir representam a resposta da capacidade de carregamento lateral das estacas rígidas, providas de topo constituído de solo cimentado com diâmetro $D = 0,60$ m e profundidade $L = 3,00$ m. A Figura 3.12 indica os resultados obtidos para as estacas rígidas de

diâmetro cimentado correspondente a 2 vezes o diâmetro da estaca e profundidade de 10% da profundidade da estaca.

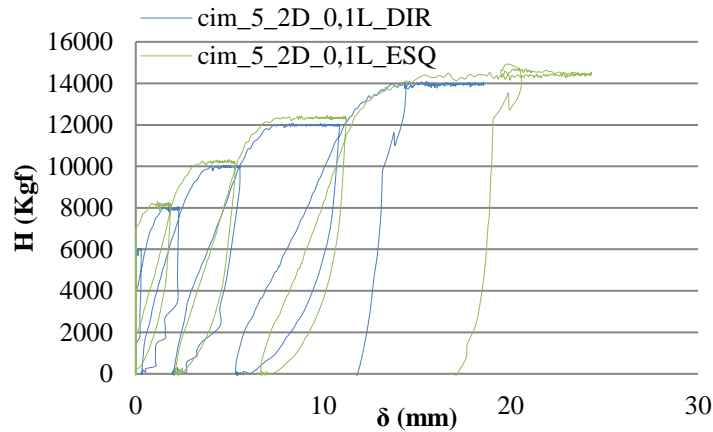


Figura 3.12: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 3 e 4 – rígidas (FARO, 2014)

A Figura 3.13 e a Figura 3.14 apresentam os dados obtidos para o par de estacas rígidas de topo cimentado equivalente a 3 vezes o diâmetro da estaca, isto é, 1,80 m. A primeira delas tem profundidade correspondente a 10% do comprimento da estaca, assim sendo 0,30 m abaixo do nível do solo de camada cimentada. Já a segunda ilustra os resultados das estacas de profundidade igual a 20% do comprimento da mesma.

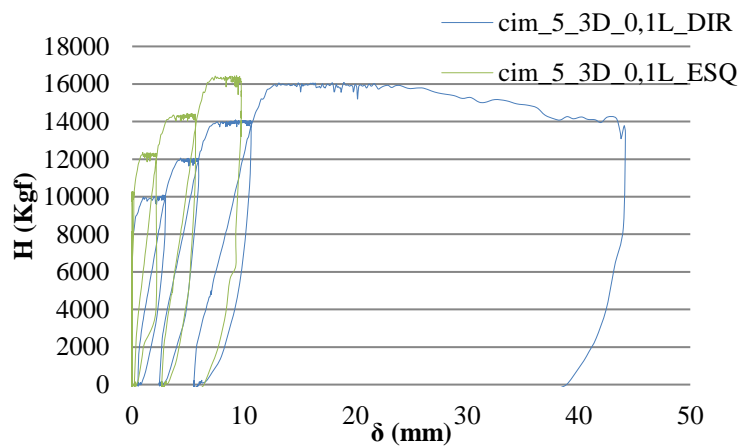


Figura 3.13: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 5 e 6 – rígidas (FARO, 2014)

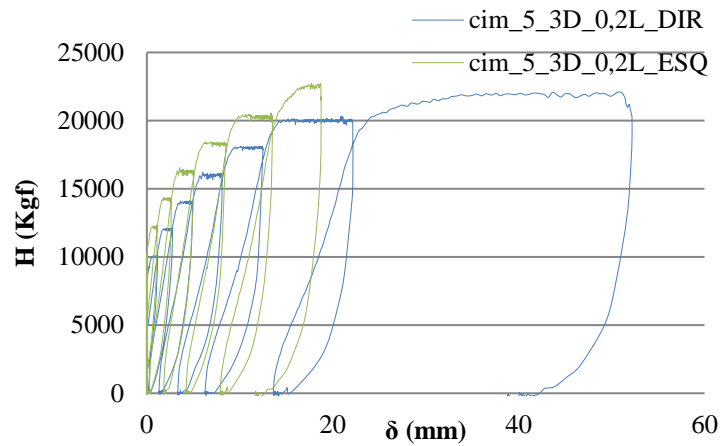


Figura 3.14: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 7 e 8 – rígidas (FARO, 2014)

Na Figura 3.15 e na Figura 3.16 verifica-se representado graficamente o par de estacas que reproduz o comportamento da estaca inserida em camada de solo cimentado de 4 vezes o valor de seu diâmetro. Sendo que a primeira das figuras corresponde à estaca dotada de melhoramento referente a 10% da profundidade da mesma e a segunda se refere à profundidade de 20% o comprimento da estaca.

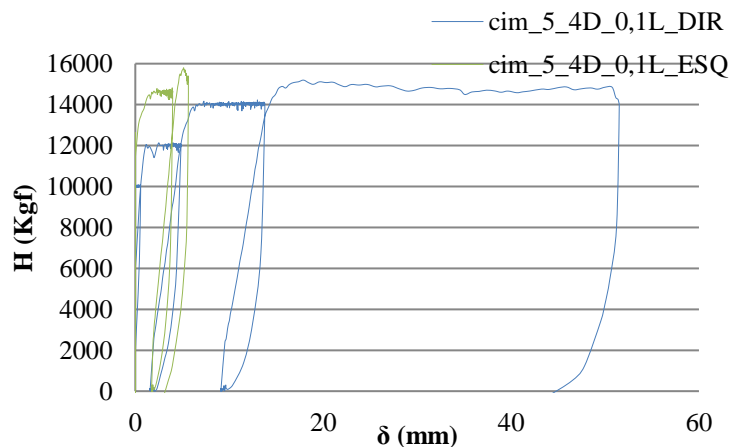


Figura 3.15: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 9 e 10 – rígidas (FARO, 2014)

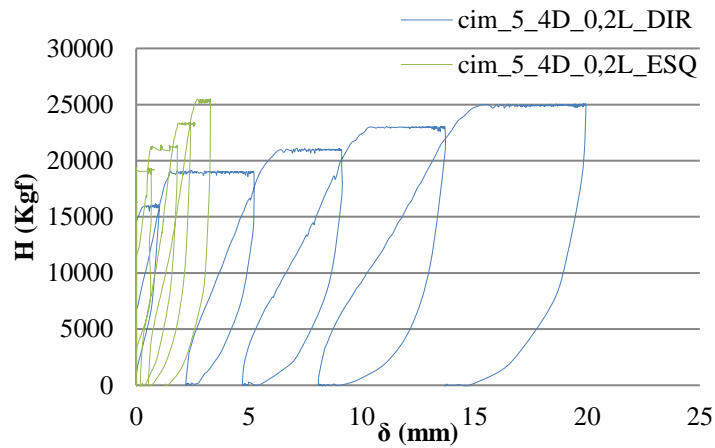


Figura 3.16: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 11 e 12 – rígidas (FARO, 2014)

Observa-se, por fim, na Figura 3.17 o comportamento das estacas rígidas dos lados direito e esquerdo daquelas que foram projetadas por Faro (2014) com melhoramento de solo radial à estaca de 4 vezes seu diâmetro e 30% do valor de sua profundidade.

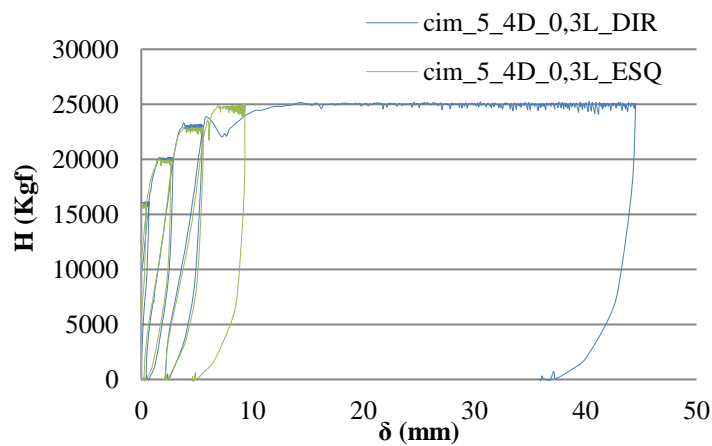


Figura 3.17: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 13 e 14 – rígidas (FARO, 2014)

Faro (2014), a partir dos resultados apresentados, pode concluir que há uma evolução no sistema quando se aumenta a profundidade e o diâmetro do solo tratado. O autor afirma que com o simples tratamento superficial do solo onde se insere a estaca, pode-se atingir capacidade

de carga horizontal de duas vezes o valor da resistência determinada para o solo sem tratamento. Tal fato pode ser incontestavelmente percebido com a apresentação dos resultados dos ensaios nos gráficos apresentados anteriormente.

Das estacas flexíveis ensaiadas por Faro (2014), dotadas de diâmetro $D = 0,40$ m e profundidade $L = 8,00$ m são apresentados os ensaios de carregamento lateral para os pares de estacas com topo cimentado radial à sua geometria. É possível que se observe, através dos gráficos a seguir a perfeita ocorrência das etapas de carga e descarga. Da mesma forma, se observa a similaridade entre as curvas para as duas estacas do par, tanto no ciclo de carga quanto de descarga. Assim como para as estacas curtas, observa-se que essa semelhança é verificada somente até determinado nível de carga, o qual corresponde à ruptura das estacas. Após esse nível ocorrem ligeiras diferenças entre os deslocamentos horizontais das estacas e uma acaba por sofrer deformações antes da outra. A Figura 3.18 demonstra o resultado das provas de carga para as estacas flexíveis 17 e 18.

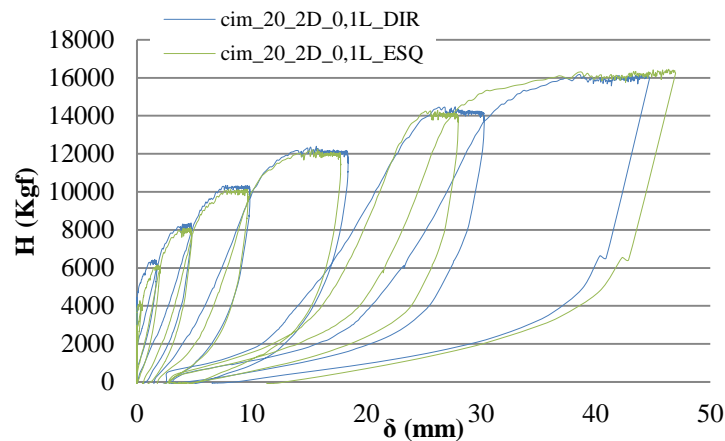


Figura 3.18 Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 17 e 18 – flexíveis (FARO, 2014)

Nas figuras que seguem, estão apresentados os resultados obtidos por Faro para as estacas de geometria correspondente a 3 vezes o diâmetro da estaca, assim sendo, $D = 1,20$ m. A Figura 3.19 mostra os resultados obtidos para a camada de melhoramento no topo da estaca equivalente a 10% de sua profundidade, enquanto que a Figura 3.20 traz os resultados obtidos pelo autor

para a estaca de solo melhorado com 20% da profundidade da mesma de melhoramento abaixo da superfície.

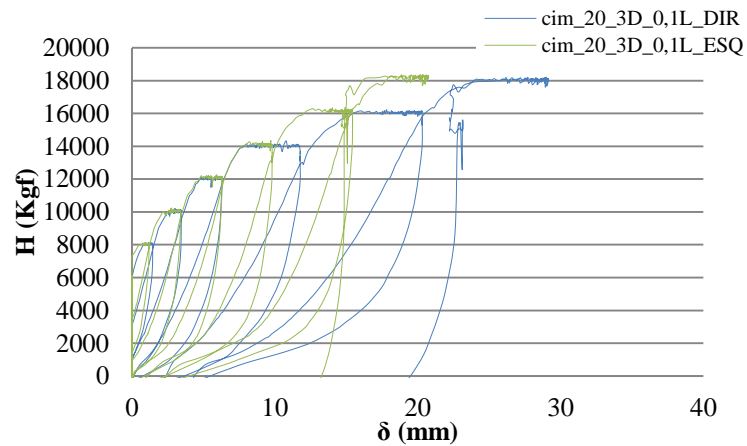


Figura 3.19: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 19 e 20 – flexíveis (FARO, 2014)

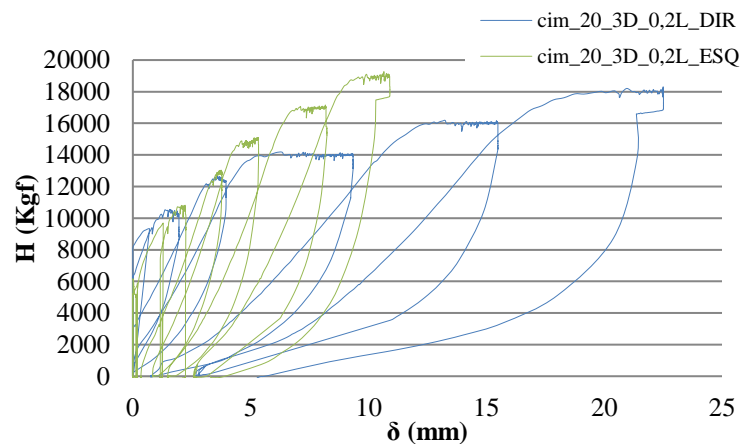


Figura 3.20: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 21 e 22 – flexíveis (FARO, 2014)

Nos ensaios de carregamento horizontal que seguem para as estacas 23 e 24, 25 e 26, de configuração de geometria de material cimentado utilizado no topo da estaca, foi utilizado pelo mesmo autor o valor de 4 vezes o diâmetro da estaca. Sendo assim, as estacas dos resultados apresentados a seguir possuíam diâmetro de $D = 1,60$ m. A Figura 3.21 mostra o resultado dos

ensaios para as estacas com 20% da profundidade da estaca de solo melhorado e a Figura 3.22 apresenta resultados para esse valor correspondente a 30% do comprimento da estaca.

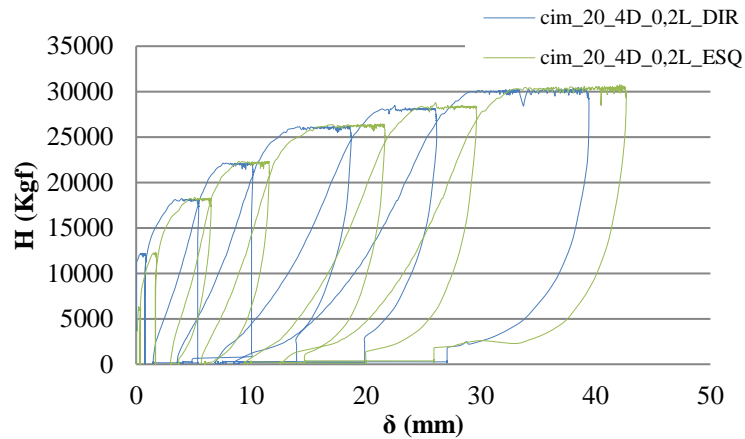


Figura 3.21: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 23 e 24 – flexíveis (FARO, 2014)

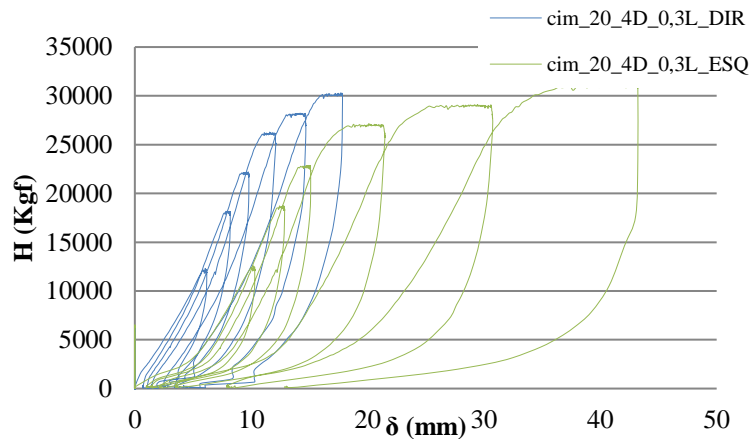


Figura 3.22: Resultado do ensaio de carregamento lateral para as estacas 25 e 26 – flexíveis (FARO, 2014)

3.2.4.3 Deslocamento horizontal

Em trabalho desenvolvido a partir de Faro (2014), Consoli et al. (2017), utilizaram medidas de inclinômetro para as estacas flexíveis inseridas em solo cimentado e em solo natural. Essas medidas demonstram o deslocamento da estaca na aplicação do carregamento lateral. A Figura

3.23 indica em abscissas o deslocamento horizontal e em ordenadas a profundidade do substrato em estudo, obtidos pelos autores para as estacas referidas. A figura apresenta os dados para as estacas 15, inserida em solo natural; estaca 17, em camada cimentada que corresponde à geometria equivalente a duas vezes o diâmetro da estaca e profundidade de 10% do comprimento da estaca; estaca 19, correspondente a 3 vezes o diâmetro da estaca e 10% de sua profundidade; estaca 21, composta de camada cimentada de 3 vezes o diâmetro da estaca e 20% de sua profundidade; estaca 23, com camada cimentada de 3 vezes o diâmetro da estaca e 20% de sua profundidade; estaca 25, por fim, que se insere em camada de solo cimentado de 4 vezes o diâmetro da mesma e 30% de sua profundidade.

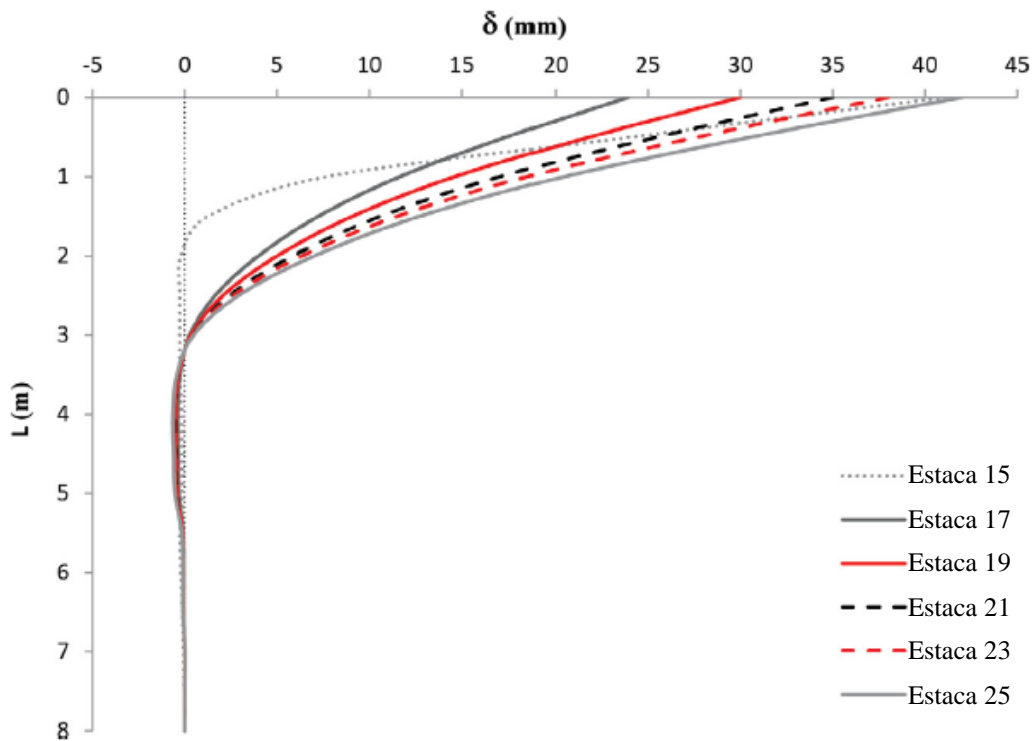


Figura 3.23: Dados de inclinômetro para estacas flexíveis (adaptado de CONSOLI et al., 2017)

Para as estacas curtas, dados das medidas de deslocamento horizontal foram registrados por Consoli et al. (2017) na condição de inserção em solo natural e em solo melhorado com cimento. A deformada das estacas, com relação $L/D = 5$, diâmetro $D = 0,60$ m e comprimento $L = 3,00$ m pode ser visualizada na Figura 3.24. Os autores demonstram com os resultados publicados

por Consoli et al. (2017) para as estacas rígidas executadas por Faro (2014), que o ponto de rotação desse tipo de estaca registrado pelos inclinômetros se aproxima de 2 metros de profundidade para as estacas em solo residual natural. Para as estacas com melhoramento no topo, o ponto de giro das estacas, conforme os resultados obtidos, se dá em aproximadamente 3 metros de profundidade. Assim, conclui-se que para as estacas com melhoramento de solo no topo o ponto de rotação se dá na extremidade da estaca e a mesma é capaz de rotar como um corpo único.

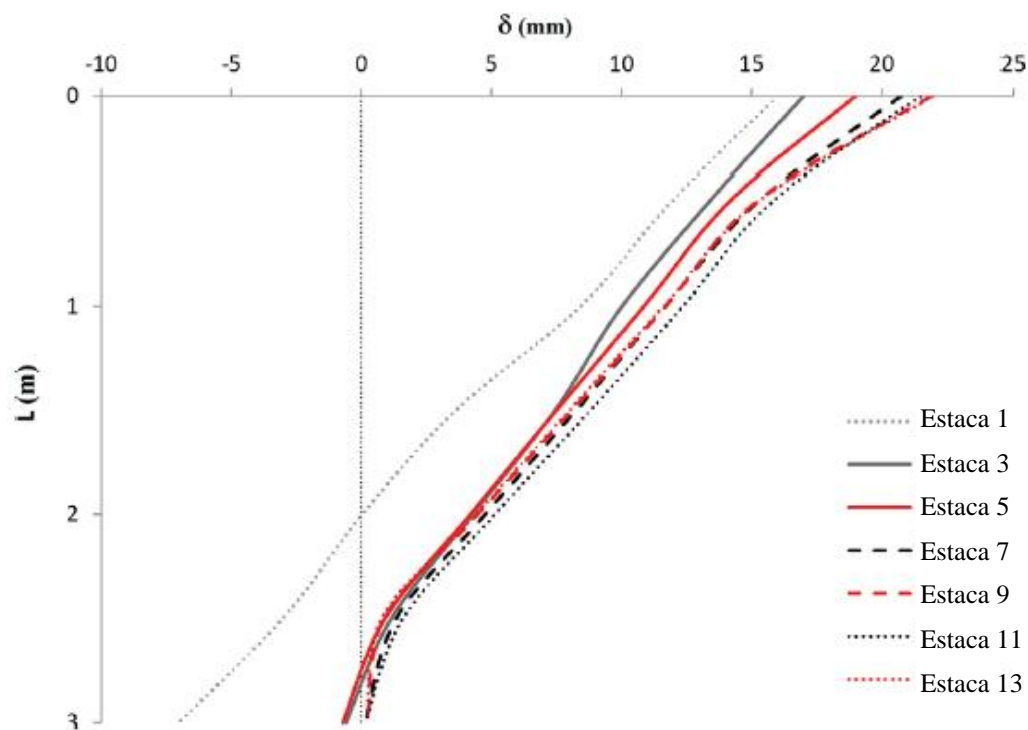


Figura 3.24: Dados registrados para deslocamento lateral de estacas rígidas inseridas em solo residual natural e em solo residual com camada superficial cimentada (adaptado de CONSOLI et al., 2017)

4 METODOLOGIA DE PESQUISA

4.1 PROCEDIMENTOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

4.1.1 Material

A partir dos dados já conhecidos e dos estudos desenvolvidos, esse trabalho tem como objeto da pesquisa o solo residual de Passo Fundo, previamente referenciado no capítulo anterior, com foco principal em sua aplicação no desempenho de estacas sujeitas a carregamento lateral. Diante dos pontos já elencados acerca de solos residuais e das metodologias de cálculo de capacidade de carga, bem como dos ensaios executados por Faro (2014) em sua tese de doutorado, objetivou-se a compreensão do comportamento mecânico do solo estudado que possa ser significativo à proposição de um método de estimativa de capacidade de carga lateral em solos residuais.

Para tanto, a retirada de amostras de qualidade do solo estudado se expressa como ponto chave para a validade dos resultados a serem explicitados nesse trabalho. Schnaid e Huat (2012), afirmam a dificuldade de obtenção de uma amostragem idônea e justificam, dessa forma a importância dos ensaios executados *in situ* em materiais naturalmente cimentados. Conforme Dalla Rosa (2009), a extração negligente de amostras em campo, bem como a preparação sem cautela em laboratório podem representar um processo nocivo à relevância dos dados obtidos, resultando em interpretações errôneas do real comportamento desse material. Esses processos podem causar danos à estrutura e, por conseguinte gerar a sua quebra parcial ou total devido ao descarregamento ou alívio de tensões, tanto pelo manuseio incorreto como pela extração da amostra de forma imprudente. Assim, a correta coleta das amostras do material é indispensável ao bom desempenho do trabalho.

4.1.1.1 Coleta de amostras e moldagem dos corpos de prova

Para realização dos ensaios de laboratório que fomentam a presente pesquisa, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas. As primeiras, apresentadas na Figura 4.1 se destinavam à realização da caracterização do material objeto do estudo. As segundas, na forma de blocos, tal como ilustrado na Figura 4.2, foram coletadas a uma profundidade de aproximadamente 3

metros, com a finalidade de reconhecimento do comportamento do solo em sua reprodução em ensaios triaxiais, ensaios de compressão isotrópica, ensaios triaxiais cíclicos, de resistência à compressão simples e de tração por compressão diametral.



Figura 4.1: Amostra de solo retirada do local de estudo



Figura 4.2: Bloco indeformado coletado no local estudado

Os blocos foram extraídos com auxílio de equipamentos manuais como pá, picareta e espátulas no local situado na Universidade de Passo Fundo. O ponto indicado pela Figura 4.3 localiza a abertura da trincheira destinada à coleta da amostra.



Figura 4.3: Abertura da trincheira na qual as amostras foram extraídas

Dessa forma, exercendo suma importância para a realização dos ensaios em laboratório, a retirada dos blocos foi executada com a mínima interferência possível na estrutura do material coletado. Dada a fragilidade da estrutura do bloco, as amostras foram sutilmente esculpidas até que pudessem ser destacadas do bloco principal. Pelo mesmo motivo, assim que extraídos, os blocos foram parafinados em duas camadas e acondicionados em plástico do tipo *insulfilm*, e, a seguir, em plástico bolha. A Figura 4.4, ilustra o processo de coleta do bloco e a Figura 4.5 apresenta a etapa do acondicionamento da amostra para manutenção de sua condição *in situ*.



Figura 4.4: Processos de retirada do bloco indeformado do campo experimental



Figura 4.5: Etapa de acondicionamento dos blocos extraídos

Já em laboratório, para realização dos componentes do presente estudo, os corpos de prova foram cuidadosamente esculpido para que não ocorressem interferências geradas por esse processo de manuseio do material que pudessem refletir nos resultados de laboratório. Visto que os mesmos se apresentavam nas condições corretas de acondicionamento, seriam capazes de manter sua umidade de campo.

4.1.2 Dados e ensaios complementares de caracterização do material

Em caráter de complementação aos ensaios já executados com o solo residual estudado, foram realizados ensaios de granulometria do material e determinação da umidade de campo, bem como índices físicos das amostras retiradas no campo experimental.

4.1.2.1 Limites de Atterberg

Como forma de caracterizar o solo em estudo, ensaios de determinação do limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados seguindo as recomendações das normas NBR 6459 (ABNT, 2016c) e NBR 7180 (ABNT, 2016d) respectivamente.

Sendo que o limite de liquidez consiste em encontrar a umidade do solo na qual a ranhura feita na amostra disposta em concha metálica que integra o aparelho de Casagrande (Figura 4.6) com cinzel pode ser fechada ao lhe ser aplicados 25 golpes. O ensaio foi realizado com umedecimento crescente da amostra e repetição de cinco séries de aplicações de golpes para cinco umidades diferentes de fechamento da ranhura. Assim, permite-se a interpolação gráfica

desses resultados para que se obtenha a umidade do material referente ao número de golpes igual a 25, caracterizada, portanto, como o limite de liquidez do material.



Figura 4.6: Equipamento de Casagrande na realização do ensaio de limite de liquidez

Para o limite de plasticidade realizado, faz-se o umedecimento do solo preparado e em seguida se procede com a moldagem de cilindros de mesma espessura do cilindro padrão (Figura 4.7), com diâmetro de 3mm. O solo atinge o limite de plasticidade quando o cilindro, ao ser moldado na referida espessura passa a apresentar pequenas fissuras. Para critério de confiabilidade nos resultados, realizou-se a moldagem de 3 cilindros semelhantes ao padrão, considerando a média de umidade dos mesmos como o valor de limite de plasticidade do material.



Figura 4.7: Execução do ensaio de limite de plasticidade

4.1.2.2 Massa específica real dos grãos

A obtenção da massa específica real dos grãos é dada pelo ensaio realizado com base na NBR 6458 (ABNT, 2016b) utilizando o método do picnômetro que, quando previamente calibrado e adição de água até a marca de referência compara as massas de picnômetro com acréscimo de água com a massa de picnômetro com acréscimo de água mais solo. No ensaio, para que haja a garantia de que dentro do picnômetro só haja partículas de água e solo, o ar do seu interior é retirado com o auxílio da bomba de vácuo. Como o ensaio já fora realizado, o processo de sua execução se encontra ilustrado na Figura 4.8.



Figura 4.8: Etapa de aplicação de vácuo no picnômetro para ensaio de massa específica real dos grãos

4.1.2.3 Análise granulométrica

A análise granulométrica é o ensaio capaz de apresentar a curva granulométrica dos grãos do solo em estudo. O ensaio de laboratório capaz de realizar a análise granulométrica de um solo é dividido entre análise por peneiramento e análise por sedimentação e foi executado no presente trabalho com fundamentação de procedimento conforme NBR 7181: Solo - Análise Granulométrica (ABNT, 2016e).

A análise por peneiramento é dividida em duas etapas: a de peneiramento grosso, para as partículas de diâmetro maiores do que 2,0 mm e a de peneiramento fino, relacionando o diâmetro das partículas de granulometria entre 2,0 e 0,075 mm. O processo consiste na passagem do material previamente destorroado e preparado conforme a NBR 6457 (ABNT, 2016a) por uma série de peneiras de diferentes malhas definidas pela norma. Após pesada a

massa conhecida de material e passada pelas peneiras, o mesmo é submetido à vibração imposta pelo agitador de peneiras (Figura 4.9).

A etapa de sedimentação, também pertencente à norma supracitada, permite a determinação dos diâmetros das partículas em suspensão para os grãos de solo menores que 2,00 mm. Em proveta graduada, a amostra de solo, após passada pelo dispersor de solo e misturada em água é submetida à sedimentação lida e registada pelo densímetro. A preparação da amostra para realização desse ensaio pode ser visualizada na Figura 4.10.



Figura 4.9: Etapa de peneiramento executada com auxílio do agitador de peneiras (à esquerda) e etapa de sedimentação dos grãos (imagem à direita)

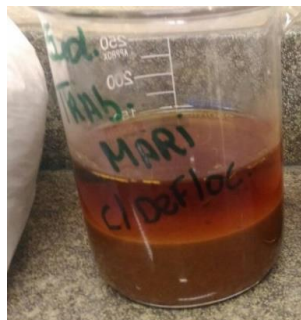


Figura 4.10: Preparação da amostra para ensaio de granulometria

4.1.2.4 Moldagem dos corpos de prova e obtenção dos índices físicos de campo

Para realização do ensaio triaxial convencional, um corpo de prova de diâmetro 10 cm x 20 cm de altura foi esculpido manualmente com o máximo de cuidado possível para que não houvesse

nenhum risco à danificação da estrutura cimentada do material. Alguns outros corpos de prova também foram extraídos dos blocos removidos do campo experimental para o presente trabalho como critério de teste de moldagem e ainda aplicação na avaliação das propriedades físicas do material em campo. As etapas de moldagem estão ilustradas na Figura 4.11. Dos corpos de prova moldados, pode-se obter alguns dos índices físicos do material, tais como: peso específico natural, índice de vazios, porosidade e teor de umidade de campo.

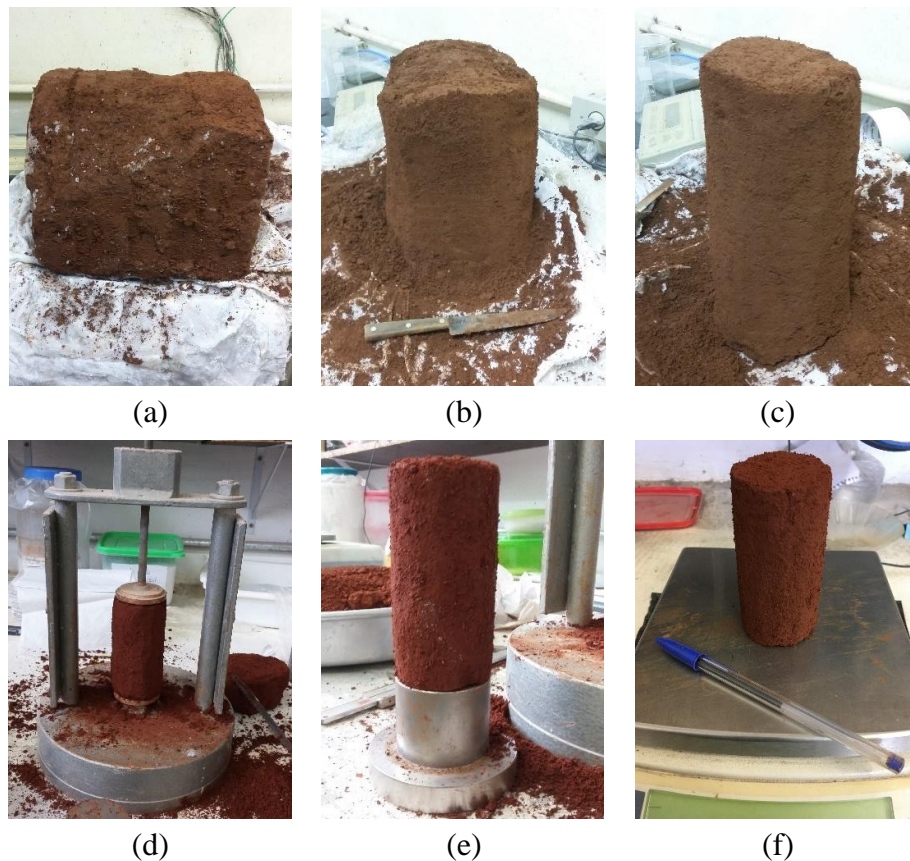


Figura 4.11: Etapas da moldagem dos corpos de prova extraídos dos blocos coletados. a) Bloco coletado, após remoção da parafina b) e c) Processo inicial do processo de moldagem d) Corpo de prova em pórtico auxiliar para o processo de moldagem (50mm x 100mm) e) Corpo de prova posicionado para aferição de medidas f) Processo de pesagem das amostras esculpadas

4.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental dessa pesquisa foi constituído por uma campanha de ensaios de laboratório planejados para que se atingissem os objetivos propostos para o trabalho. Nessa seção, ilustrar-se-ão as variáveis investigadas, as variáveis de resposta e demais características dos ensaios desenvolvidos ao longo do trabalho.

Em síntese, foram realizados ensaios no intuito de caracterizar o solo residual em diversas circunstâncias de solicitação. A partir de amostras moldadas, entre indeformadas e remoldadas, a primeira etapa desse programa experimental decorreu conforme indica a Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Programa experimental e variáveis investigadas

Determinantes	Solicitação	CP n°	Variáveis analisadas			Ensaio
			Condição	Variável de resposta		
Resistência não confinada	Compressão	4	Indeformada	Resistência à compressão não confinada	q_u (kPa)	Resistência à compressão simples
		5				
		8				
		9		Comportamento tensão x deformação	$q_u \times \epsilon$	Resistência à compressão não confinada instrumentada
	Tração	10	Indeformada	Resistência à tração indireta	q_t (kPa)	Resistência à tração por compressão diametral
11						
Compressão oedométrica	Compressão confinada	22	Indeformada	Tensão virtual de pré-adensamento/ponto de cedência da estrutura	σ'_v /ponto Y	Ensaio Oedométrico Saturado
		23	Remoldada			
Compressão isotrópica	Comportamento na compressão isotrópica	12	Indeformada	Tensão de quebra da cimentação	$p' \times \epsilon$	Ensaio de compressão isotrópica em equipamento triaxial
		13	Indeformada			
		14	Indeformada			
		27	Remoldada	Influência da estrutura cimentada		

Em prosseguimento à pesquisa, ensaios de avaliação do comportamento do solo, como ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados (CID) também constituíram o programa de experimentos. A Tabela 4.2 aponta a abordagem das condições de execução de ensaio e variáveis de resposta para a compressão triaxial.

Tabela 4.2: Variáveis investigadas para os ensaios triaxiais

Determinante	Solicitação	Condição	p' inicial (kPa)	Variável de resposta		Ensaio
Compressão triaxial	Cisalhamento	Indeformada	20, 35, 50	Trajectoria de tensões	$p' \times q$	Triaxial CID
				Coesão	c'	
				Ângulo de atrito	ϕ	
				Comportamento tensão x deformação	$q \times \varepsilon$	
				Módulo cisalhante por medidas de BE	G	

O uso de bender elements, objetivando determinar a variação do módulo cisalhante (G), durante a compressão isotrópica e cisalhamento de amostra indeformada em ensaio triaxial também constitui programa experimental, com os determinantes fundamentais e variáveis de resposta explicitados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Variáveis investigadas no ensaio triaxial com medidas de *bender elements*

Determinante	Solicitação	CP n°	Variáveis analisadas			Ensaio	
			Condição	P' inicial (kPa)	Variável de resposta		
Compressão triaxial	Compressão isotrópica	32	Indeformada	0 a 300	Comportamento e quebra de cimentação	$p' \times \varepsilon$	Triaxial CID com medidas de <i>bender elements</i>
					Módulo cisalhante por medidas de BE	G	
	Cisalhamento			300	Comportamento tensão x deformação	$q \times \varepsilon$	
					Módulo cisalhante por medidas de BE	G	

Por fim, um ensaio triaxial cíclico não drenado compõe esse programa experimental, a critério de caracterização do comportamento do material sob a solicitação de cargas cíclicas. A Tabela 4.4 apresenta as condições de ensaio e as variáveis de resposta assumidas para o ensaio.

Tabela 4.4: Variáveis investigadas para o ensaio triaxial cíclico

Determinante	Solicitação	CP n°	Variáveis analisadas				Ensaio
			Condição	P' inicial (kPa)	Variável de resposta		
Compressão triaxial cíclica	Cisalhamento sob cargas cíclicas	31	Indeformada	50	Trajectoria de tensões	p' x q	Triaxial cíclico
					Deformação axial	ϵ_a	
					N° máximo de ciclos	N_f	
					Variação de poropressão	Δu	
					Módulo de elasticidade	E	

4.2.1 Ensaio de resistência à compressão simples

O ensaio de resistência à compressão simples ou ensaio de resistência à compressão não confinada foi realizado em prensa automática dotada de anel dinamométrico de capacidade de 10 kN e resolução de 0,005 kN. Foi adotada uma taxa de deformação controlada de 1,14 mm/min, seguindo procedimentos gerais da NBR 12025 (2012).

Foram ensaiados três corpos de prova com dimensões de aproximadamente 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, esculpidos manualmente nos blocos de amostras indeformadas coletados. Para garantir a inexistência de sucção, que pudesse afetar os resultados de resistência da amostra, os corpos de prova foram dispostos em tanque com água e imersos por 24 horas antes do rompimento na prensa. A Figura 4.12 ilustra as etapas dos ensaios de resistência à compressão simples.

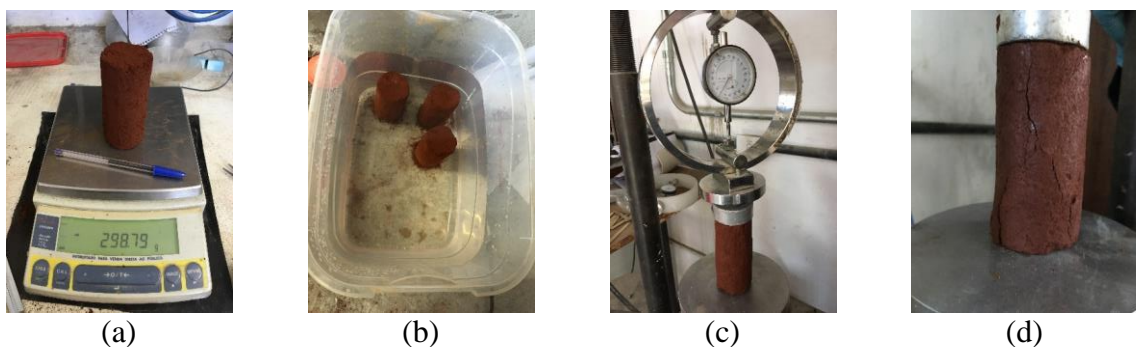


Figura 4.12: Procedimentos ensaio resistência à compressão simples.
a) pesagem do corpo de prova após moldagem. b) imersão dos corpos de prova. c) rompimento do corpo de prova d) corpo de prova pós rompimento

4.2.1.1 Ensaio de compressão simples instrumentado

Complementarmente aos ensaios de resistência à compressão simples, realizou-se um ensaio de resistência à compressão simples com a utilização de instrumentação interna. Assim, poderia ser analisado o comportamento tensão deformação ao longo da aplicação da carga axial a uma taxa de deformação controlada, da mesma forma que para os demais ensaios de resistência à compressão simples.

Para esse ensaio, demonstrado na Figura 4.13, utilizou-se a câmara triaxial, uma vez que era a única forma possível de acoplar os sensores de efeito *hall* à amostra ensaiada. Em virtude do tamanho da amostra, 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, optou-se por fazer a imersão para eliminação da sucção dentro da própria câmara triaxial. Para isso, o corpo de prova foi disposto no pedestal, os sensores de efeito *hall* foram posicionados (sem o uso de membrana, uma vez que essa poderia contribuir para uma resistência utópica), e então procedeu-se com o preenchimento da câmara com água. Após 24h de imersão, esvaziou-se a câmara e se realizou o ensaio de resistência à compressão não confinada.

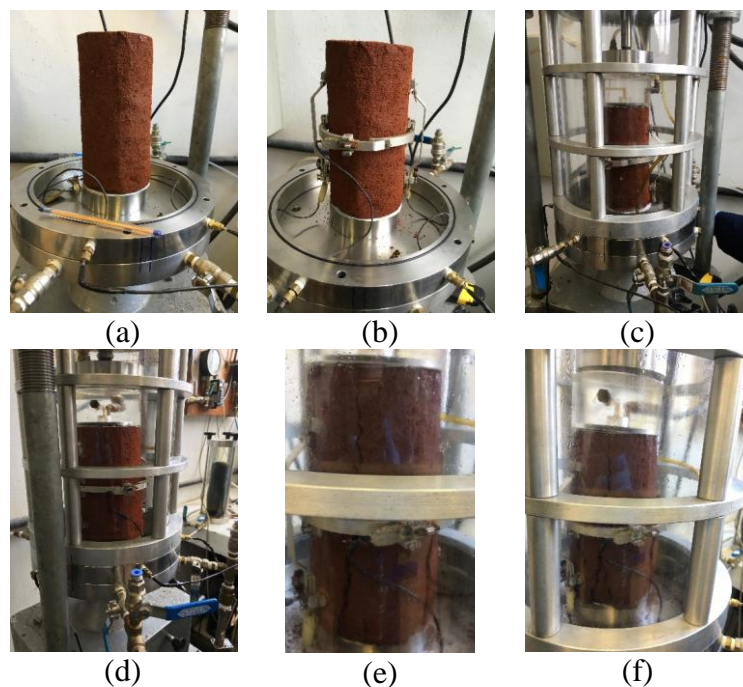


Figura 4.13: Ensaio de resistência à compressão simples instrumentado a) Corpo de prova b) Sensores de efeito *hall* c) Imersão d) Saturação do corpo de prova e) Início da ruptura no corpo de prova f) Finalização do ensaio após rompimento da amostra

4.2.2 Ensaios de resistência à tração por compressão diametral

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral foram executados de acordo com a NBR 7222 (2011) que prevê a disposição do corpo de prova conforme ilustrado na Figura 4.14.

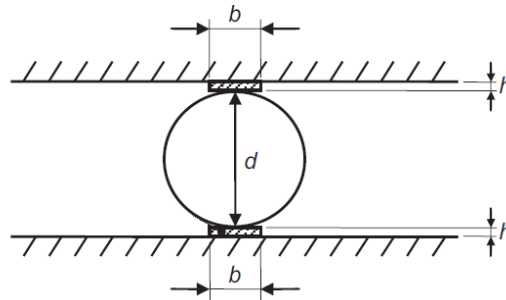


Figura 4.14: Esquema do ensaio de resistência à tração por compressão diametral (ABNT, 2011)

O ensaio, realizado da mesma forma como o de resistência à compressão simples no que diz respeito à prensa automática, às dimensões dos corpos de prova e à imersão por 24 horas para eliminação da possível sucção atuante, foi executado nas etapas conforme segue a Figura 4.15.

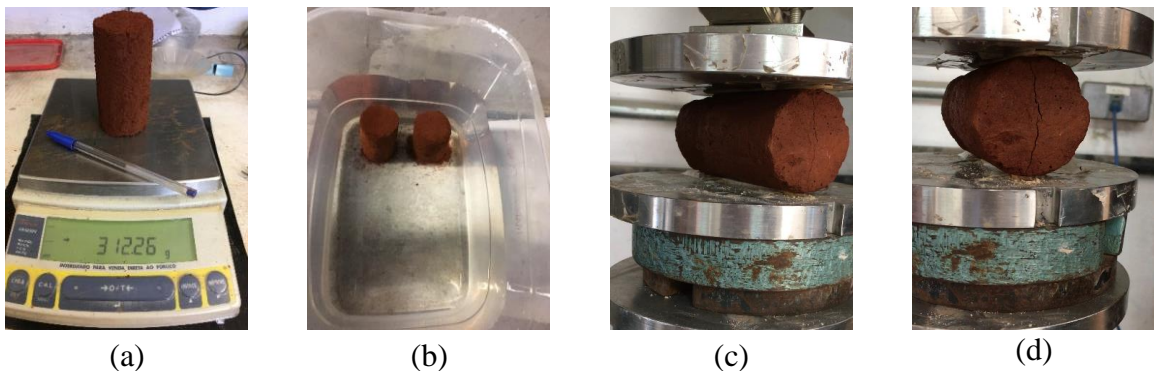


Figura 4.15: Etapas do ensaio de resistência à tração por compressão diametral. a) Aferição de massa e medidas do corpo de prova esculpido. b) Fase de imersão prévia à realização do ensaio. c) Disposição do corpo de prova na prensa. d) Ensaio após ruptura da amostra.

4.2.3 Ensaios de compressão confinada (oedométricos)

Prosseguindo ao programa experimental do presente trabalho, ensaios de compressão confinada (ensaios oedométricos) foram executados segundo a norma ASTM D2435 (2011a). O solo confinado no ensaio oedométrico, ao sofrer uma sollicitação por carregamento, deforma-se no sentido de absorver essa sollicitação. Assim, conforme afirma Scott (1980), esse tipo de ensaio é capaz de estabelecer a relação entre o índice de vazios e a tensão vertical efetiva, ao final das 24h de carregamento, quando se assume que a poropressão atuando na amostra é nula.

Como já afirmado nos capítulos anteriores, o solo residual com a presença de cimentação natural, não sofre influência do histórico de tensões, mas há uma variação na curva de adensamento que considera o índice de vazios pela tensão aplicada, representando o ponto de cedência da estrutura formada pelas ligações de cimentação. Com o intuito de conhecer essa tensão intitulada pela literatura como “tensão virtual de pré-adensamento”, executaram-se dois ensaios oedométricos em amostras saturadas nas condições indeformada e remoldada.

Os ensaios foram executados no laboratório LEGG – UFRGS, em célula de adensamento que possibilita além da aplicação de carga vertical na amostra, o monitoramento da variação da altura do corpo de prova nas diferentes etapas de carregamento do ensaio. Os corpos de prova possuíam 50 mm de diâmetro por 20 mm de altura, como ilustrado na Figura 4.16. A variação da altura foi monitorada por um transdutor de deslocamento linear (LVDT) acoplado à célula de adensamento. A Figura 4.17 demonstra as etapas do processo de montagem e disposição da amostra na célula de compressão uniaxial, bem como da etapa de imersão da amostra.



Figura 4.16: Amostra para ensaio de compressão oedométrica. a) Amostra antes da execução do ensaio. b) Amostra após executado o ensaio

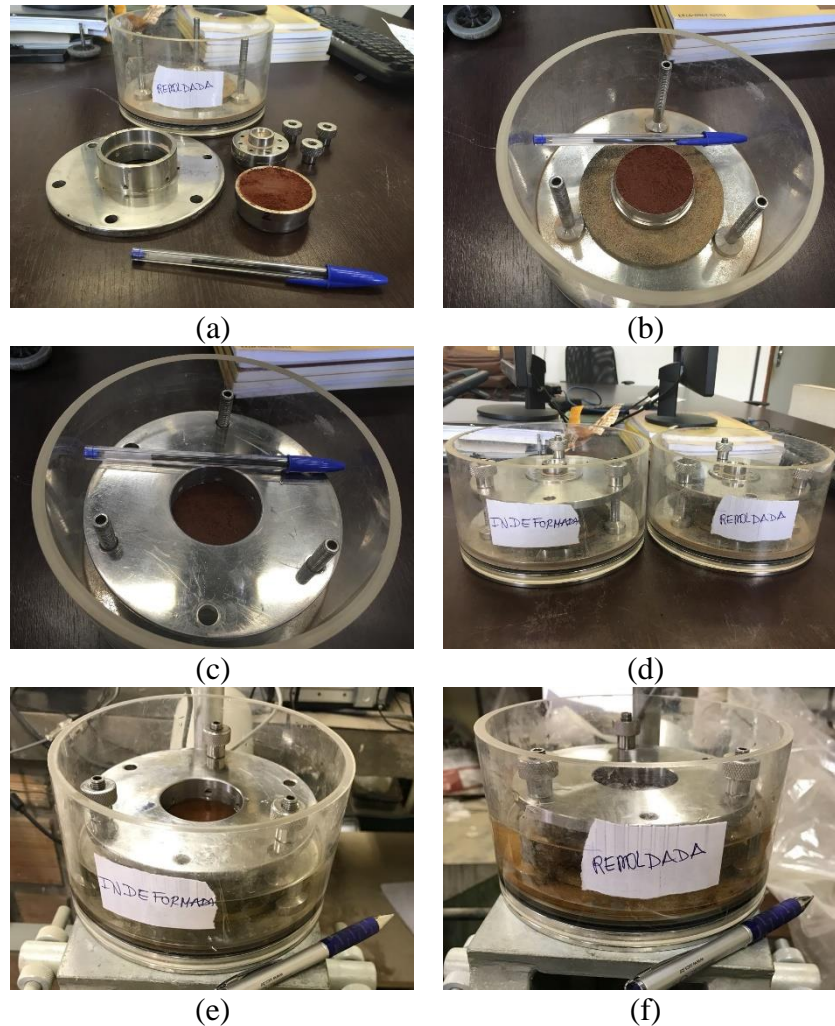


Figura 4.17: Montagem da célula de compressão oedométrica e saturação das amostras para execução de ensaio. a) Peças componentes da célula oedométrica e corpo de prova a ensaiar. b) Corpo de prova disposto sobre pedra porosa. c) Sistema de fechamento da amostra disposta na célula. d) Células montadas para a execução do ensaio. e) Saturação da amostra indeformada. f) Saturação da amostra remoldada.

O ensaio abrangeu um campo de tensões relevante para a problemática estudada, variando as tensões aplicadas de 12,5 kPa a 800 kPa. As amostras foram dispostas na célula de compressão oedométrica no dia anterior ao início do carregamento, para que assim se mantivesse imersas por pelo menos 24h. Esse procedimento foi realizado para garantia da execução do ensaio na condição saturada. O carregamento foi realizado gradualmente, de forma que sempre se carregasse o dobro da carga do estágio anterior, até que se atingisse a tensão que se objetivava.

Um intervalo menor de carregamento foi executado entre as tensões que se julgava mais relevante para o comportamento do solo residual. Portanto, ao atingir 50 kPa, optou-se por avaliar os pontos intermediários de 75 kPa, 87,5 kPa e 100 kPa, prosseguindo a partir daí com a premissa inicial de incremento do dobro da carga anterior.

Ao final da trajetória de carregamento, efetuou-se o descarregamento, monitorando da mesma forma a variação da altura do corpo de prova. Durante a fase de carregamento, deixava-se que as pressões estabilizassem por 24h antes de realizar um novo carregamento. Já no descarregamento, a carga permanecia atuante somente até o ponto em que não se observasse mais variação de altura do corpo de prova, em torno de 1h.

4.2.4 Ensaio de compressão isotrópica

Como fator de extrema importância para o reconhecimento do comportamento do solo residual estudado, realizou-se o ensaio de compressão isotrópica. Dessa forma, esse procedimento objetivou o reconhecimento do nível de tensão efetiva no qual se inicia a quebra das ligações de cimentação natural entre as partículas. Sabe-se que nesse ponto, ocorre a passagem do comportamento do material do regime elástico para o plástico. As tensões provocam deformações permanentes e se percebe uma variação volumétrica considerável. Tal fato é perceptível, uma vez que a tendência da variação de volume é alterada a partir do momento onde ocorre a plastificação do material. Em virtude desse comportamento, realizou-se um ensaio de compressão isotrópica em corpo de prova remoldado, podendo assim avaliar a influência da estrutura cimentada do material frente ao incremento de tensão efetiva média atuante no material.

Assim, foram executados nesse trabalho ensaios de compressão isotrópica no equipamento triaxial cíclico do LEGG – UFRGS. A importância do uso desse equipamento se dá pelo fato de que as dimensões desse ensaio são maiores que os demais equipamentos de triaxial (comumente 50mm x 100mm) e, sendo assim, a precisão das medidas de deformação é facilitada, bem como a influência de possíveis perturbações na amostra é minimizada. O programa experimental foi constituído por três ensaios de compressão isotrópica, sendo dois deles em amostras indeformadas e um em amostra remoldada, com estrutura reconstituída por compactação e moldagem nos mesmos índices físicos do material indeformado.

Os corpos de prova moldado para esse ensaio consistia em uma amostra de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura, esculpido a partir do bloco indeformado coletado no campo experimental. Após moldado, o mesmo foi pesado, medido e então posicionado no pedestal da câmara triaxial (Figura 4.18) para que se procedesse com a montagem do equipamento. Devido a necessidade de precisão dos resultados e, principalmente da leitura das deformações da amostra, foram utilizados, para controle interno das deformações, sensores de efeito *hall* axiais (dois sensores) e radial – um sensor (ilustração na Figura 4.19).

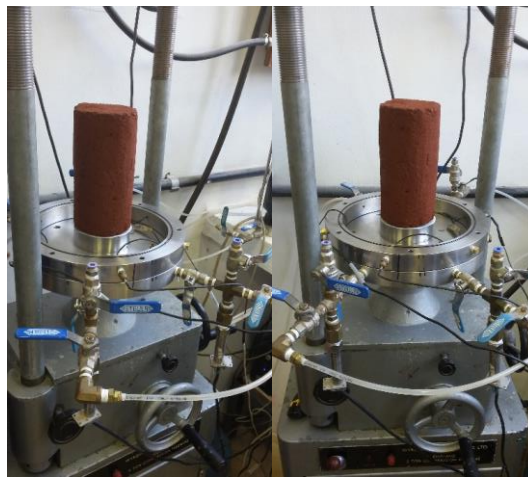


Figura 4.18: Corpo de prova posicionado no pedestal da câmara triaxial

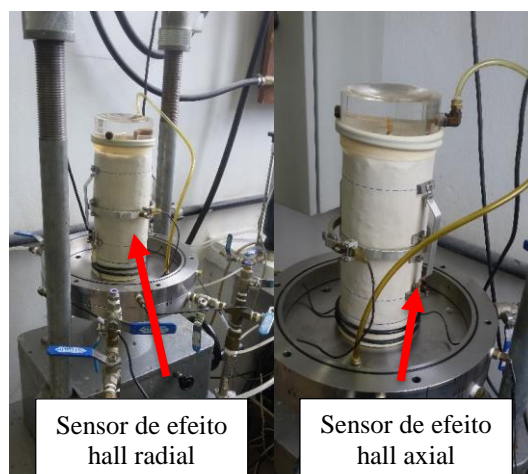


Figura 4.19: Sensores de efeito *hall* posicionados no corpo de prova durante a montagem do equipamento

O processo inicial do ensaio, seguiu os mesmos procedimentos do ensaio triaxial convencional com as fases de percolação de CO₂, seguida de percolação de água, saturação e por fim, o procedimento de compressão isotrópica. Seguido à montagem da câmara (Figura 4.20), nas fases iniciais de percolação de água e de saturação da amostra, a tensão efetiva foi mantida em 10 kPa para que não houvesse nenhum tipo de interferência dessa tensão que pudesse contribuir com a quebra da estrutura de forma precoce ao desenvolvimento do ensaio. Nessa fase e na subsequente, há a necessidade de aplicação de contrapressão (na base e no topo da amostra) para a total dissolução das bolhas de ar que porventura estejam inseridas no corpo de prova. Ao longo da fase de saturação, os resultados de parâmetro B de Skempton (1954), apontaram valores de boa representatividade, permitindo afirmar que o corpo de prova já estivesse saturado. Foram encontrados valores de parâmetro B superiores a 0,90.



Figura 4.20: Câmara triaxial montada para execução de ensaio

Com incrementos de carga extremamente lentos, para que se pudesse verificar o ponto exato de carregamento em que houvesse a quebra da estrutura, o primeiro ensaio foi realizado até atingir a tensão efetiva de 400 kPa. Foram realizados incrementos constantes a uma taxa de 0,4 kPa/min. Desse modo, visando a amplitude e riqueza dos resultados, a etapa de compressão isotrópica atingiu a tensão de 400 kPa, com aquisição de dados a cada 5 segundos de carregamento. Também foi permitido o funcionamento do medidor volumétrico nessa etapa, registrando a deformação volumétrica do corpo de prova em função da variação do seu volume. Com base no resultado do primeiro ensaio, após realizado e análise prévia de resultados, percebeu-se a viabilidade de executar o ensaio seguinte até o limite de tensão efetiva média de

200 kPa, uma vez que se observou que na sequência do procedimento de ensaio, o material se comportava da mesma forma. Para confiabilidade dos resultados, repetiu-se o ensaio de compressão isotrópica até 200 kPa.

Da mesma forma, a fim de confrontar com os resultados obtidos para as amostras indeformadas, executou-se um ensaio de compressão isotrópica para uma amostra desestruturada, ou seja, compactada e remoldada nas mesmas condições de teor de umidade e peso específico aparente seco, a partir de uma amostra deformada. O ensaio também foi executado até tensão efetiva média de 200 kPa.

4.2.5 Ensaio triaxiais

Das (2011) afirma que o ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais confiáveis dentre os disponíveis para determinar a resistência ao cisalhamento de um solo. Esse ensaio que, conforme Ortigão (2007), refere-se a compressão de uma amostra cilíndrica na qual se variam as tensões radiais e axiais. Para o autor, as condições de pressão impostas à amostra são pressões verdadeiramente axissimétricas. Esse ensaio se realiza em duas etapas, sendo a primeira delas a de compressão isotrópica onde se aplica uma tensão confinante isotrópica. A segunda, que caracteriza a fase de cisalhamento, ocorre com incrementos de uma tensão axial aplicada à amostra, mantendo-se a tensão confinante constante. Esse incremento de tensão axial é denominado tensão desviadora. Sendo assim, segundo afirma Ortigão (2007), a trajetória de tensões é estabelecida por dois trechos que representam essas etapas de ensaio.

Durante o carregamento, em diversos intervalos de tempo, é medido o acréscimo de tensão axial que atua e a deformação vertical do corpo de prova, que, dividida pela altura inicial do corpo de prova dá origem à deformação vertical específica, função da qual se expressam as tensões desviadoras, variações de volume ou de poropressão (PINTO, 2006).

Na execução de um ensaio, em seu modo convencional, o ensaio triaxial aplica dois níveis de pressões diferentes na amostra. São as pressões confinante e a contrapressão. A pressão confinante atua em todas as direções (incluindo a direção vertical), submetendo o corpo de prova a um estado hidrostático de tensões. Já a contrapressão é aplicada diretamente na amostra pela base e pelo topo. O carregamento axial se dá pela aplicação de forças pelo pistão que

penetra na câmara – caso de ensaio de carga controlada; ou em um ensaio de deformação controlada, a prensa é deslocada verticalmente de forma ascendente pressionando o corpo de prova contra o pistão.

4.2.5.1 Ensaio triaxial convencional

Os ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados foram executados no equipamento triaxial Bishop-Wesley do LEGG – UFRGS, conforme norma da ASTM D7181 (2011b). O equipamento é composto por duas interfaces ar-água responsáveis pela aplicação das tensões confinante e contrapressão. Assim, dois transdutores de pressão (Figura 4.21 b e c), devidamente calibrados, controlam separadamente essas duas tensões aplicadas à amostra.

A variação volumétrica externa ao corpo de prova, que se dá ao longo do ensaio é medida através do medidor volumétrico externo, do tipo *Imperial College* (Figura 4.21d), amplamente empregado nos equipamentos triaxiais do laboratório. Esse tipo de medidor é constituído internamente por duas membranas opostas – *bellofram* -, pelas quais se permite a entrada e saída de água, a partir da deformação do corpo de prova. Um sensor LVDT previamente calibrado converte o volume de água mobilizado em voltagem registrada pela aquisição de dados do ensaio.

Três sensores de efeito *hall* monitoram as deformações internas do corpo de prova ensaiado (dois sensores axiais e um sensor radial). O carregamento aplicado a uma taxa de deformação constante é realizado por meio de uma bomba hidráulica, responsável pela tensão desvio do ensaio em questão. A deformação axial externa é controlada pelo sensor axial externo (Figura 4.21e) e a medida da carga que a prensa impõe é obtida por uma célula de carga, ilustrada na Figura 4.21(f).

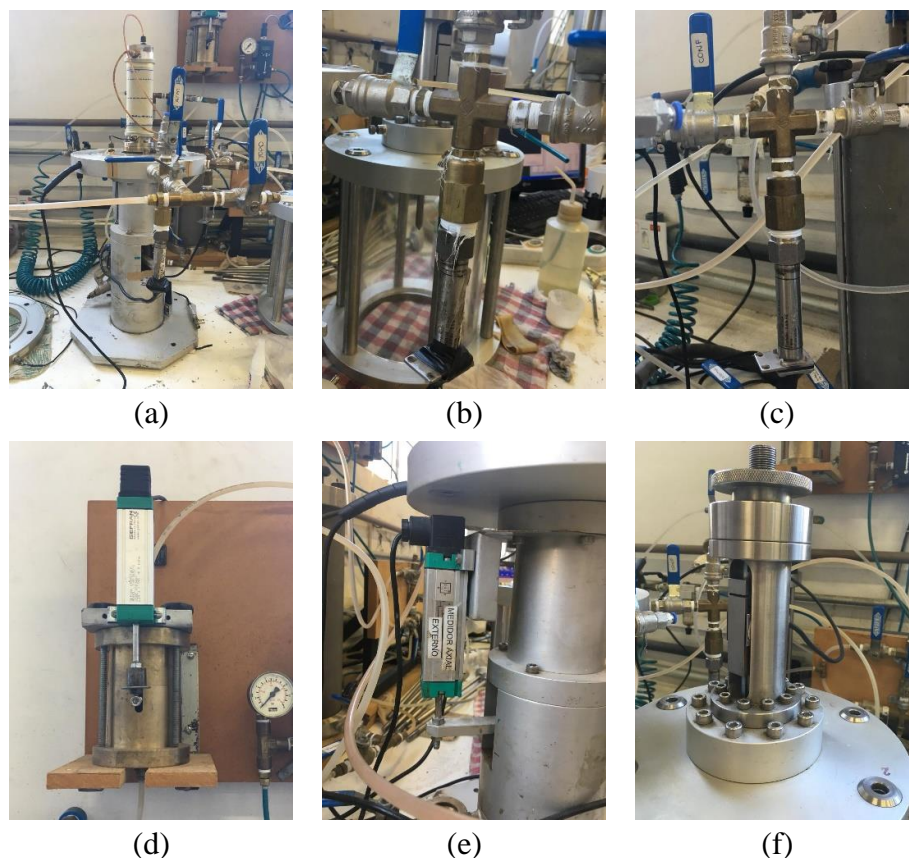


Figura 4.21: Conjunto equipamento triaxial Bishop-Wesley. a) Conjunto principal, composto por prensa e base. b) Transdutor de contrapressão c) Transdutor de pressão confinante d) Medidor volumétrico externo e) Medidor axial externo f) Célula de carga

Os ensaios triaxiais que compõe esse trabalho foram do tipo CID (consolidado isotropicamente drenado) em amostras de 50mm x 100 mm. Esses ensaios objetivam a caracterização do material quanto aos seus parâmetros de resistência de coesão e ângulo de atrito, quanto ao comportamento tensão-deformação, além de uma melhor compreensão do desempenho do solo quanto ao arranjo e movimento das partículas de sua estrutura. Para obtenção de uma envoltória de ruptura, foram ensaiados corpos de prova nas tensões efetivas de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. Acredita-se, com base nos ensaios de compressão isotrópica realizados no início dessa pesquisa, que para essas tensões de confinamento efetivas, ainda não tenha se atingido a plastificação do material residual e se obtenha uma envoltória representativa da estrutura do solo levemente cimentado.

Os ensaios foram conduzidos por etapas, sendo estas a montagem, percolação, saturação, consolidação e cisalhamento:

- a) montagem: o corpo de prova é disposto no pedestal da câmara triaxial e nele são posicionados a membrana, os *o'rings* destinados a impedir o contato entre o corpo de prova e a câmara, bem como os sensores de efeito *hall* previamente calibrados (Figura 4.22);
- b) Percolação (Figura 4.22 c e d): é a etapa que exerce ação contribuinte para a saturação do corpo de prova. Isso é, para a completa saturação, percola-se inicialmente, no sentido da base para o topo do corpo de prova, Dióxido de Carbono (CO₂), uma vez que esse gás é facilmente dissolvido pela água durante a saturação. Assim, inserido o gás pela base e deixando a abertura da câmara para o topo do corpo de prova livre, deixava-se percolando em torno de 30 minutos, mantendo uma tensão efetiva constante de 10 kPa. A partir daí, partia-se para a percolação de água, da mesma forma sendo executada, da base para o topo. Mantendo a tensão efetiva em 10 kPa, percolava-se aproximadamente duas vezes o volume de água quanto fosse o volume de vazios da amostra;
- c) saturação: foram aplicados incrementos de contrapressão e pressão confinante de igual magnitude em 37 estágios com duração de 10 minutos cada a fim de atingir tensões de 390 kPa (confinante) e 380 kPa (contrapressão), para que assim pudesse se garantir a completa saturação do material. Dessa forma, incrementava-se aproximadamente 10 kPa por estágio, determinando a cada início de estágio e, portanto, incremento de pressão, o valor do parâmetro B (SKEMPTON, 1954) capaz de atestar a condição de saturação. Foram atingidos valores satisfatórios de parâmetro B para todos os ensaios, chegando a atingir o valor de 0,99;
- d) consolidação: nessa etapa, aplica-se a tensão confinante desejada para a realização do ensaio, monitorando a variação volumétrica do corpo de prova, obtendo-se assim, novas dimensões do mesmo para a fase de cisalhamento. Os incrementos de tensão confinante nessa etapa foram constantes (0,5 kPa/min);
- e) cisalhamento: nessa fase final do ensaio, imprime-se uma tensão desvio axial no corpo de prova. O cisalhamento se dá a uma velocidade de aproximadamente 0,015mm/min.

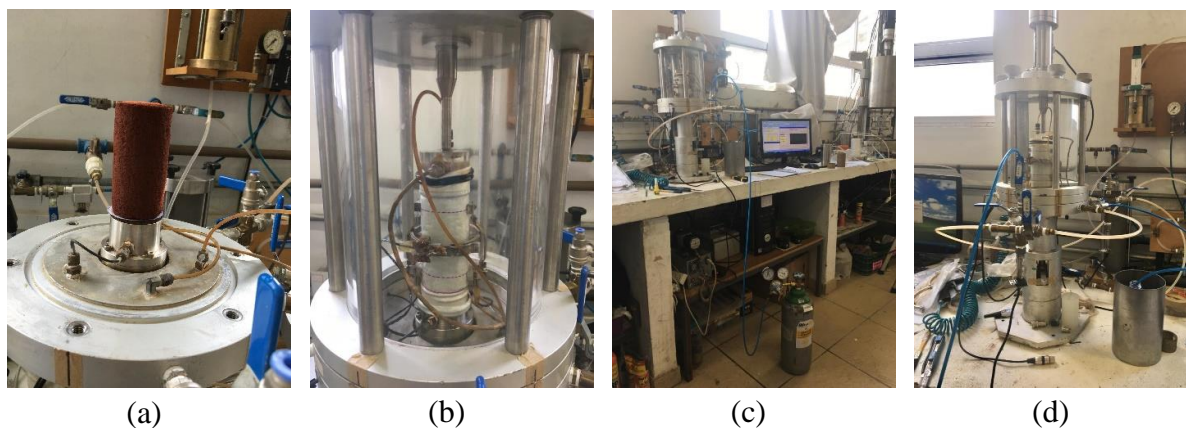


Figura 4.22: Etapas ensaio triaxial. a) Disposição do corpo de prova na base b) Corpo de prova com membrana, sensores axiais e câmara fechada c) Percolação de gás CO_2 d) Percolação de água (entrada pela base e saída pelo topo)

4.2.5.2 Ensaio triaxial com *bender elements* (BE)

O ensaio *bender elements* executado nesse trabalho para o reconhecimento da degradação do módulo cisalhante ao longo dos incrementos de carga foi conduzido em duas etapas. A primeira, realizada no carregamento isotrópico, onde há o incremento de tensão confinante e consequente incremento da tensão efetiva. A segunda, na etapa de cisalhamento, onde consolidou-se a amostra a 300 kPa e a seguir procedeu-se com o incremento da tensão axial atuante no corpo de prova.

O uso do equipamento de *bender elements* permite que sejam enviados e registrados tantos dados de onda cisalhante quanto se julgar necessário durante um carregamento. Assim, pode-se avaliar a evolução e performance da rigidez do material ao longo do incremento de carga. Representando importância a esse trabalho pelo referido motivo, foram realizados ensaios em amostras de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura dispostas no equipamento triaxial Bishop-Wesley com *bender elements* acoplados para a medição do módulo cisalhante a pequenas deformações. Para a inserção dos sensores de BE (*bender elements*), uma cava era aberta no topo e na base do corpo de prova, Figura 4.23. As fases iniciais de montagem, percolação e saturação foram cumpridas da mesma forma que no ensaio triaxial convencional (CID), explicitado no item 4.2.5.1. Esses procedimentos podem ser visualizados na Figura 4.24.

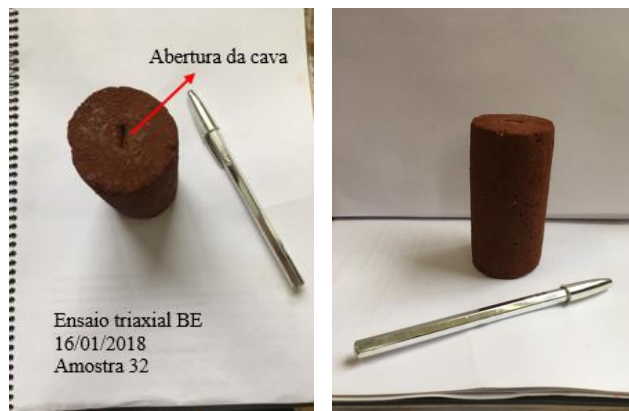


Figura 4.23: Características do corpo de prova para ensaio triaxial com BE. a) Abertura a cava para inserção do dispositivo de BE b) Amostra moldada 50 mm x 100 mm

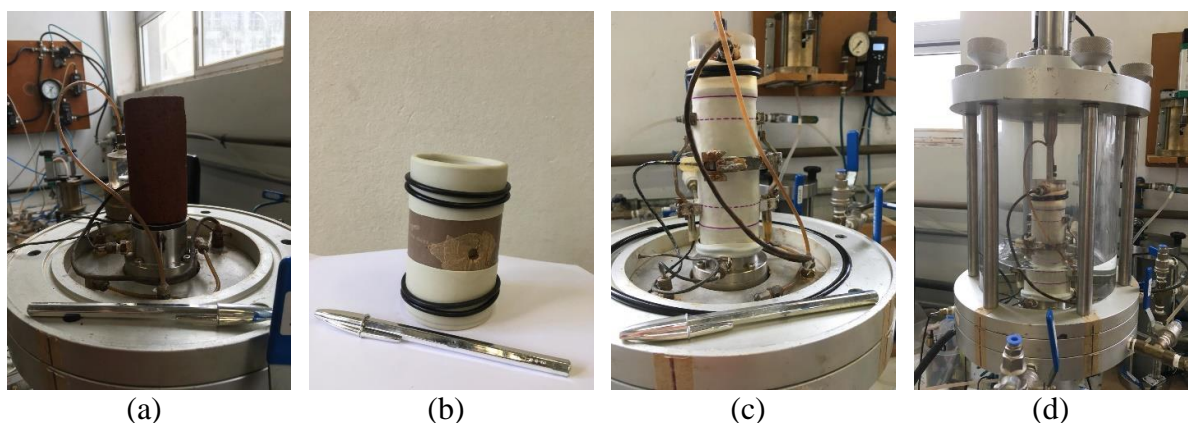


Figura 4.24: Procedimentos de montagem triaxial Bishop-Wesley. a) Disposição da amostra no pedestal b) Suporte para colocação da membrana e o-rings c) Posicionamento do topcap e sensores de efeito *hall* d) Fechamento e preenchimento da câmara com água

O dispositivo de *bender elements*, acoplado no pedestal e no *top-cap* da câmara triaxial foi desenvolvido por Bortolotto (2017) em sua dissertação de Mestrado no LEGG – UFRGS, é constituído por um sistema de osciloscópio, gerador de função e amplificador de sinal, tal como apresentado pela proposição de Alvarado e Coop (2012), na Figura 4.25. A Figura 4.26 apresenta o esquema completo do equipamento desenvolvido no LEGG para realização do ensaio descrito nesse subitem.

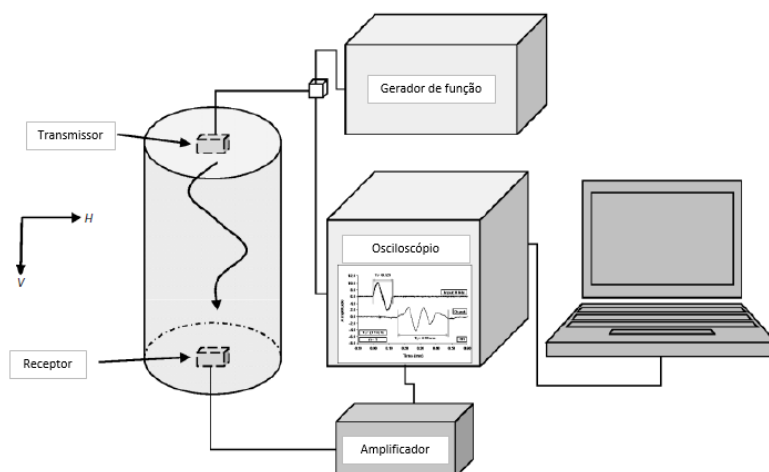


Figura 4.25: Esquema de equipamento de Bender Elements (adaptado de ALVARADO; COOP, 2012)

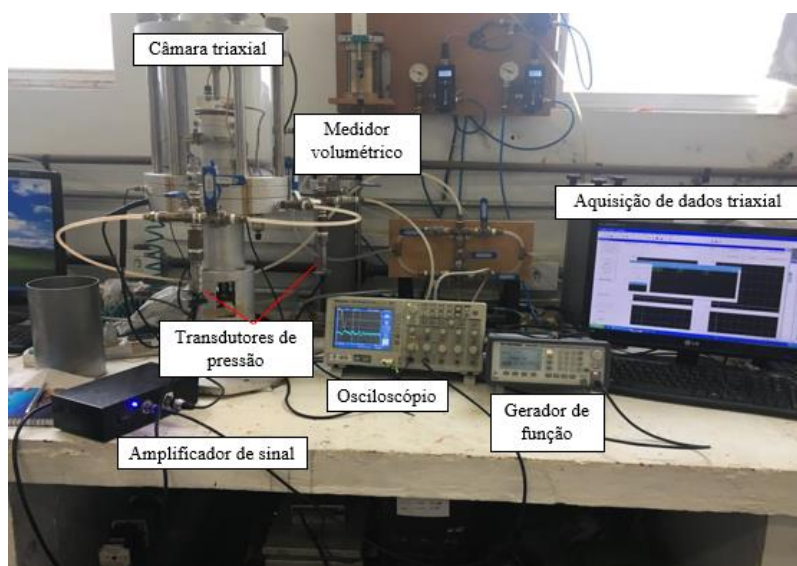


Figura 4.26: Esquema equipamento triaxial Bishop-Wesley com dispositivo de BE

A aquisição de dados e o envio de ondas sísmicas ao longo do ensaio é de responsabilidade do sistema de gerador de função, osciloscópio e amplificadores de sinal. O primeiro é responsável por gerar os sinais elétricos enviados pelo dispositivo de BE (Figura 4.27a). O segundo, (Figura 4.27b) designado para fazer a aquisição das ondas transientes atuantes no corpo de prova,

trabalhando com “Canal 1” (sinal de entrada) e “Canal 2” (sinal recebido), ajusta e registra os dados visualizados na tela do mesmo. A piezocerâmica inserida no corpo de prova através do encaixe do *top-cap* é demonstrada na Figura 5.27(c) e da base, ilustrada na Figura 5.27(d). Considerando que o sinal recebido pelo osciloscópio se mostrava muito pequeno, Bortolotto (2017) optou por acoplar um sistema de amplificação do sinal para que o osciloscópio fosse capaz de capturar tais menores faixas de sinal. Assim, o equipamento passou a utilizar como parte componente, o amplificador de sinal mencionado.

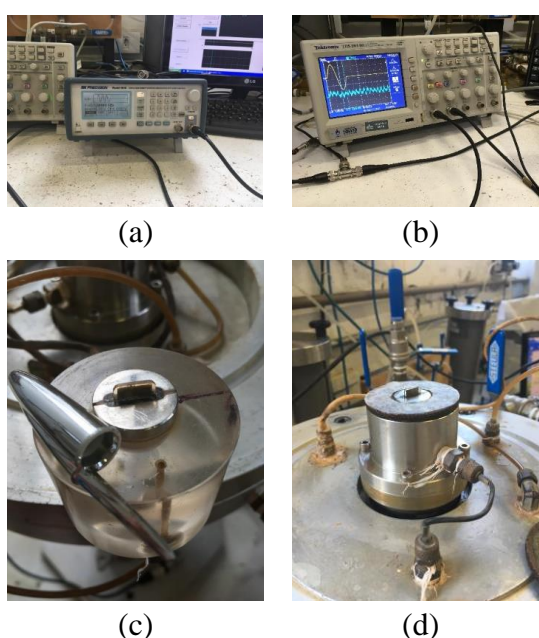


Figura 4.27: Componentes do dispositivo de BE a) Gerador de função b) Osciloscópio c) *Top-cap* com placa piezocerâmica d) Pedestal do equipamento

A partir da compressão isotrópica, procedeu-se de forma diferente aos demais ensaios triaxiais desse programa experimental. Para que se pudessem realizar medidas de módulo cisalhante com o uso de *bender elements*, definiu-se um incremento de tensão confinante a cada 10 kPa. Após cada incremento, eram realizadas medidas de tempo de resposta para definir a velocidade de chegada da onda cisalhante. Assim se procedeu até atingir a tensão efetiva média de 200 kPa. A partir dessa tensão, os incrementos foram de 20 kPa até que se atingisse 300 kPa de tensão efetiva no ensaio. Durante o cisalhamento, executado à tensão confinante de 300 kPa,

também foram realizadas medidas de tempo de passagem da onda cisalhante de uma placa piezocerâmica para a outra.

As ondas sísmicas transferidas de uma extremidade a outra do corpo de prova através do uso de *bender elements* foram analisadas identificando o tempo da primeira chegada da onda emitida. Um pulso de onda do tipo senoidal foi enviado com amplitude de $\pm 10V$. Previamente ao início do ensaio, procedeu-se com uma breve varredura de frequências para definir qual o intervalo mais adequado a se utilizar durante o ensaio. Assim, o intervalo definido para as frequências utilizadas foi de 3 a 9,5 kHz.

4.2.5.3 Ensaio triaxial cíclico

O ensaio triaxial cíclico executado durante a pesquisa seguiu as definições da norma ASTM D5311 (2013), além dos procedimentos já adotados pelo grupo de pesquisa do laboratório LEGG da UFRGS. As etapas de ensaio até a fase de consolidação por compressão isotrópica, são realizadas da mesma forma como os demais ensaios triaxiais. Contudo, o cisalhamento ocorre em processo diferente, além de se dar de forma não drenada. O equipamento utilizado é o mesmo triaxial cíclico, já descrito no item 4.2.4 e o ensaio se desenvolve a partir do carregamento cíclico executado sob tensão controlada.

Dentre as principais diferenças entre o cisalhamento desse ensaio e dos demais, está a ocorrência da inversão de tensões principais no corpo de prova. Quando há aplicação da tensão negativa é necessário que seja garantida a conexão entre o pistão que aplica a carga e o corpo de prova. Para isso, foi concebido por Flórez-Gálvez (2018), responsável pelo desenvolvimento do equipamento no LEGG em sua tese de doutorado, um mecanismo de sucção acoplado ao *top-cap* que compõe o sistema do equipamento triaxial. Esse sistema, intitulado *suction cap* deve ser empregado por meio de uma série de procedimentos antes do início da etapa de cisalhamento.

Previamente, durante a montagem e instalação do corpo de prova na câmara triaxial, o cabeçote em acrílico é fixado à membrana e ao corpo de prova de modo a garantir que estejam devidamente conjugados ao longo da realização do ensaio, Figura 4.28 (a). Antes do início do cisalhamento, o pistão de aplicação de carga deve descer ou a câmara triaxial ser elevada até

que haja contato entre este e o cabeçote do corpo de prova de acrílico (Figura 4.28b). A abertura da válvula de controle de fluxo disposta no topo da câmara (Figura 4.28c) aciona a sucção no *top-cap* a partir do contato desse com a atmosfera. Nesse momento, a sucção aplicada é equivalente à tensão total de confinamento atuando na amostra. Essa válvula de controle de fluxo tem função específica de permitir o acionamento lento e a saída de água para aplicação da sucção sem que haja quedas de pressão dentro da câmara. Quando não há mais indício de saída de água pela válvula, pode-se assumir que o pistão e o *top-cap* estão inteiramente em contato.

No processo seguinte, são fixados os anéis de reação de tração, indicados na Figura 4.28(d), projetados por Flórez-Gálvez (2018) para garantia de que não existam alterações no momento da aplicação de extensão axial nem mesmo levantamento da câmara nessa etapa. Finalizado esse processo, a drenagem do corpo de prova foi fechada para o início da aplicação das cargas cíclicas.

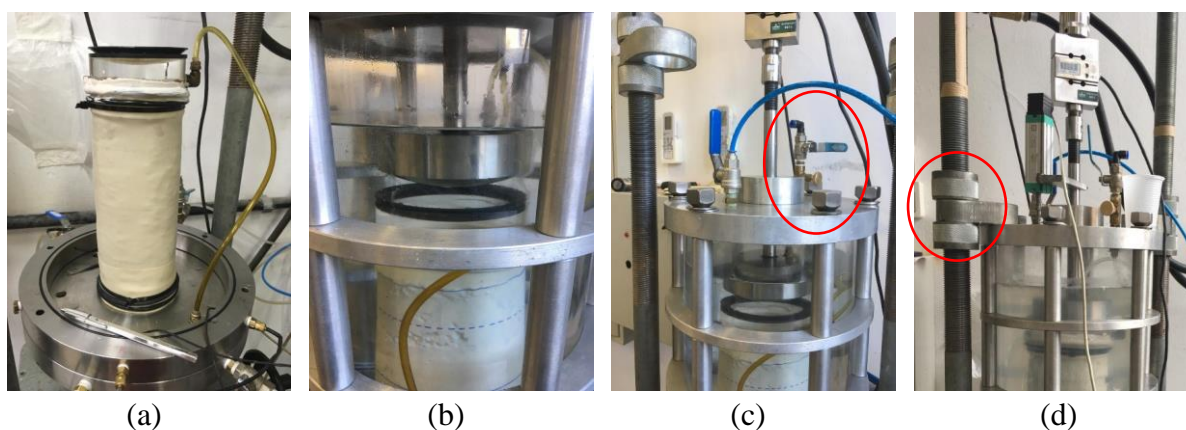


Figura 4.28: Processo de montagem do corpo de prova e sistema *suction cap*. a) *Top-cap* e fixação dos *o’rings* b) Ajuste de espaçamento entre pistão e cabeçote acoplado ao corpo de prova. c) Válvula controladora do sistema *suction cap*. d) Etapa de abertura da válvula controladora

A aplicação das tensões desvio seguiram uma trajetória senoidal, sendo metade de sua amplitude aplicada na forma de compressão e metade na forma de extensão. Uma calibração prévia foi executada a fim de definir as constantes de incremento e redução necessárias para

atingir as tensões desvio cíclicas requeridas no carregamento imposto ao corpo de prova para a tensão de confinamento utilizada.

Visto que a amostra tende a desfazer sua estrutura cimentada em tensões de confinamento elevadas e que, de acordo com ensaios prévios executados nesse trabalho, a tensão efetiva de 50 kPa mantinha a cimentação do solo residual, optou-se, a critério de caracterização e avaliação do comportamento, adotar a tensão $p'_{\text{inicial}} = 50$ kPa. Assim, a calibração foi executada para as ondas de carregamento em frequência única de 0,1 Hz e nas amplitudes de ± 20 kPa; ± 25 kPa; ± 30 kPa; ± 40 kPa e ± 50 kPa. A Figura 4.29 ilustra a calibração realizada para a amplitude de tensão empregada no ensaio dessa pesquisa, na qual demonstra em linha cheia a curva teórica enviada pelo comando do equipamento e em linha tracejada os valores medidos pela célula de carga componente do equipamento e transformados em tensão. Dessa forma, a calibração foi julgada apta para aplicação no ensaio executado.

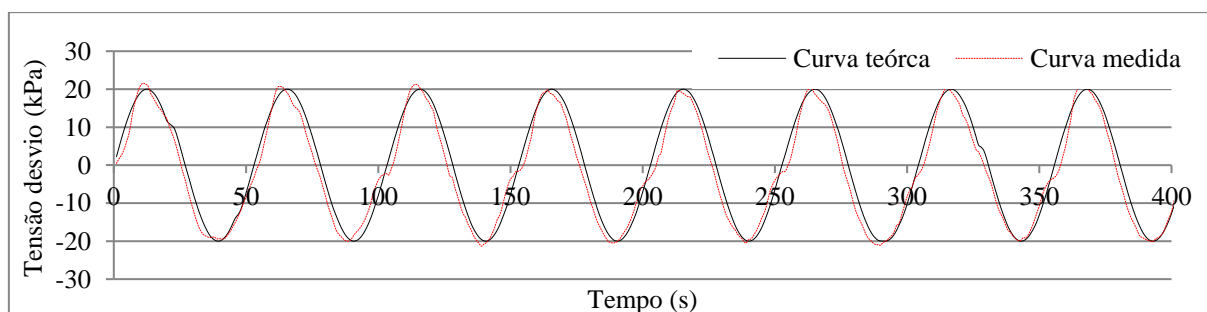


Figura 4.29: Calibração do pulso senoidal da tensão desvio ($\sigma_d = \pm 20$ kPa) utilizada para os ensaios

A previsão inicial para a pesquisa era de que se executassem pelo menos três ensaios no solo residual estudado, variando as frequências para que se pudesse caracterizar o comportamento do material frente ao carregamento cíclico. No entanto, uma série de ensaios sem êxito nos processos de execução impediu que fosse seguido o plano do programa experimental. Dessa forma, somente um ensaio triaxial cíclico foi considerado válido para aplicação nessa pesquisa como proposição de inicial para um estudo a cargas cíclicas em solos levemente cimentados. A amplitude a cada ciclo adotada para o ensaio foi de ± 20 kPa, com frequência de 0,1 Hz em uma amostra consolidada a tensão efetiva média inicial de 50 kPa.

4.3 DESENVOLVIMENTO DO MÉTODO DE ESTIMATIVA DE CAPACIDADE DE CARGA

O desenvolvimento da pesquisa, focado na concepção de uma estimativa de carga de ruptura máxima de adequada aplicabilidade às estacas solicitadas horizontalmente quando inseridas em solo residual, estende-se na análise da resposta das estacas aos ensaios de prova de carga executados por Faro (2014) nas condições impostas pelo solo natural e pelo solo cimentado no topo. Salienta-se ainda que as medidas geradas pelos inclinômetros, publicadas por Consoli et al. (2017) que apontam os deslocamentos em função da profundidade da estaca representam um elemento essencial para a compreensão do mecanismo de propagação do carregamento ao longo da estaca.

Dessa forma, para o desenvolvimento do método estudado, apresentam-se, nesse subitem, algumas das principais abordagens e meios de desencadear o objetivo principal desse trabalho.

4.3.1 Mecanismo de ruptura

Após estudos e revisão percorrida nesse trabalho acerca do assunto, pode-se concluir que quando se trata de carregamento lateral de uma estaca, a porção mais solicitada do solo consiste na posição do terço superior do elemento estrutural. É nessa região onde ocorrem os maiores momentos fletores e deslocamentos de maior magnitude. Por esse motivo, é de suma importância que se constate qual a influência da área mobilizada nessa região da estaca para a absorção das cargas que a ela são impostas. Além disso, é fundamental constatar a importância que a camada de solo cimentado exerce em função de sua área e qual sua contribuição para o ganho de resistência e redução da deformada da estrutura solo-estaca.

Sendo assim, para compreender o mecanismo de propagação das tensões ao longo da estaca a partir da superfície do solo até estabelecer o equilíbrio das forças horizontais, é necessário que se instaure, inicialmente, uma configuração do comportamento da estaca frente às tensões desenvolvidas pela aplicação do carregamento lateral. Propõe-se então, o estabelecimento de um mecanismo de ruptura para estacas curtas e longas inseridas em solo natural e inseridas em solo natural com camada de topo cimentada radial às estacas.

4.3.1.1 Estaca inserida em solo natural

Das estacas inseridas em solo natural residual, longa e curta, podem ser retiradas premissas imprescindíveis para a proposição do método de cálculo para obtenção da capacidade de carga lateral última. Para as estacas curtas de diâmetro $D = 0,60$ m e comprimento $L = 3,00$ m, com relação $L/D = 5$, através de dados de inclinômetro demonstrados por Consoli et al. (2017), obtém-se como resposta que a profundidade de giro se dá a aproximadamente 2,00 m.

Em se tratando das estacas longas de diâmetro $D = 0,40$ m e comprimento $L = 8,00$ m, relação $L/D = 20$, observam-se os dados obtidos por Consoli et al. (2017) para a deformada das estacas e o ponto de giro indicado por essas no item 3.3.4, especificamente ilustrada na Figura 3.23. Destaca-se que o ponto de plastificação indicado pelo gráfico de deslocamento horizontal das estacas é desenvolvido em torno de 2,00 m de profundidade, igualmente às estacas curtas. Abaixo desse valor, é possível constatar que os deslocamentos horizontais são extremamente pequenos e tendem a zero.

4.3.1.2 Estaca inserida em solo melhorado no topo

Sabe-se do trabalho de Faro (2014), que a camada de solo melhorado posicionada ao topo das estacas estudadas é capaz de aumentar a resistência das estacas curtas e longas (para ambas, maior percentual corresponde às estacas de maior volume de solo cimentado). Assim sendo, as estacas inseridas em solo que recebe camada cimentada no topo da estaca, acabam por agir como uma estaca de topo fixo, dada a diferença de rigidez entre a camada de solo residual e a camada de solo melhorado com cimento.

Além disso, conforme a obtenção de resultados de deslocamentos das estacas, o ponto de equilíbrio da estaca, onde se dá o giro em torno desse eixo, ocorre em aproximadamente 3,00 m de profundidade. Assim, pode-se assumir que a área mobilizada de solo que contribui para a parcela de resistência do material equivale de forma aproximada a essa profundidade.

5 RESULTADOS DA PESQUISA

Nessa seção, são apresentados os resultados obtidos no desenvolvimento da presente dissertação. Com os resultados e com base na análise do compilado de dados existente, o trabalho visa o alcance dos objetivos propostos que substanciam a pesquisa. Assim, se encontra nesse item a apresentação da caracterização do material, resultados de ensaios de laboratório e a proposição da estimativa de capacidade de carga.

5.1 CARACTERIZAÇÃO SUPLEMENTAR DO MATERIAL

5.1.1 Granulometria

Após realizadas as etapas de ensaio de granulometria, os resultados foram plotados em gráfico, em escala logarítmica, formando a curva granulométrica. Essa curva indica para cada diâmetro assinalado no eixo de abscissas qual é a porcentagem de material passante por cada peneira de diferentes malhas progressivamente menores. A Figura 5.1 ilustra a composição granulométrica do material indicando a curva composta pelo ensaio fazendo o uso de defloculante.

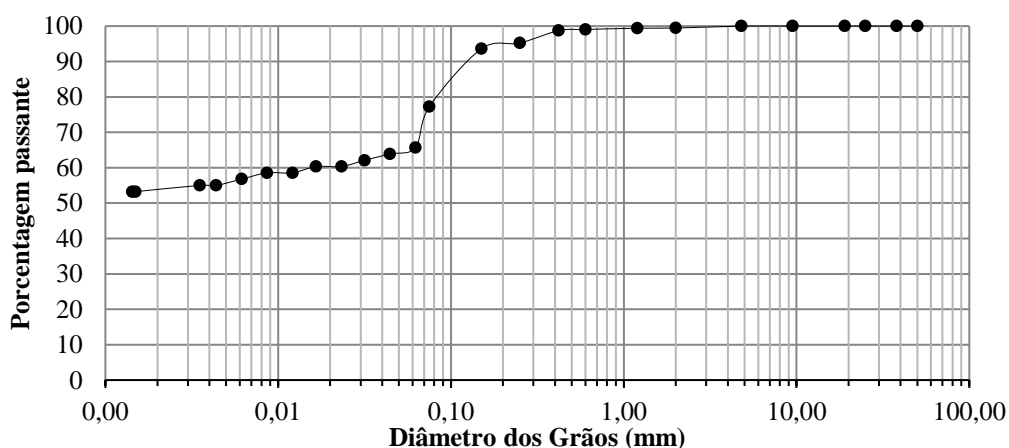


Figura 5.1: Curva granulométrica do solo residual de Passo Fundo

Dos resultados obtidos, apresenta-se a Tabela 5.1 com a porcentagem de cada tipo de material existente no solo residual estudado, conforme diâmetro das partículas, seguindo as disposições da NBR 6502 (ABNT, 1995).

Tabela 5.1: Distribuição granulométrica do material estudado

Fração	Porcentagem
Pedregulho ($2 \text{ mm} < D \leq 60 \text{ mm}$)	0%
Areia ($0,06 \text{ mm} < D \leq 2 \text{ mm}$)	35%
Silte ($0,002 \text{ mm} < D \leq 0,06 \text{ mm}$)	5%
Argila ($D \leq 0,002 \text{ mm}$)	60%

Dessa forma, o solo pode ser classificado, através da classificação pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) como um material ML (silte de baixa plasticidade).

5.1.2 Limites de Atterberg

Da etapa de caracterização do solo realizada na presente pesquisa, os resultados obtidos para os Limites de Atterberg estão ilustrados na Tabela 5.2. Os dados foram comparados aos obtidos por Ruver (2011) em sua tese de doutorado.

Tabela 5.2: Limites de Atterberg obtidos para os ensaios executados

	Obtido	Ruver (2011) *
LL	42%	41%
LP	31%	32%
IP	11%	9%

*Valores médios obtidos por Ruver (2011)

5.1.3 Índices físicos do solo e condições das amostras ensaiadas

Durante a realização desse trabalho, foram moldados corpos de prova entre remoldados e indeformados a partir das amostras extraídas do campo experimental. Dessa forma, para as amostras indeformadas, foram obtidos os índices físicos característicos do material em campo. A Tabela 5.3, representa os corpos de prova esculpido manualmente a partir dos blocos indeformados e os respectivos ensaios executados com cada amostra. A tabela apresenta, portanto, o número de identificação da amostra, o ensaio executado com cada elemento esculpido, o teor de umidade do material nas condições de campo (w), o peso específico

aparente seco da amostra (γ_d), o peso específico natural do material (γ), o índice de vazios (e), o grau de saturação (S) e a porosidade (η).

Tabela 5.3: Relação de amostras indeformadas, ensaios executados e índices físicos obtidos

Amostra	Ensaio	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	S (%)	η (%)
1	Não ensaiada	35,8%	11,264	15,294	1,349	70,2%	57,4%
2	Não ensaiada	35,8%	11,715	15,906	1,259	75,2%	55,7%
3	Não ensaiada	35,8%	11,496	15,608	1,302	72,7%	56,6%
4	RCS	36,0%	10,860	14,771	1,437	66,3%	59,0%
5	RCS	34,5%	11,280	15,171	1,346	67,8%	57,4%
6	Não ensaiada	34,4%	11,500	15,462	1,301	70,1%	56,5%
7	Não ensaiada	35,2%	11,833	15,999	1,236	75,4%	55,3%
8	RCS	35,2%	11,502	15,552	1,301	71,6%	56,5%
9	RCSI	35,2%	10,979	14,846	1,410	66,1%	58,5%
10	RTCD	35,8%	11,264	15,294	1,349	70,2%	55,4%
11	RTCD	35,2%	11,580	15,659	1,285	72,5%	56,2%
12	CI	35,1%	11,976	16,180	1,210	76,8%	54,7%
13	CI	35,6%	12,074	16,370	1,192	79,0%	54,4%
14	CI	36,2%	11,876	16,172	1,228	77,9%	55,1%
15	Não ensaiada	36,0%	11,290	15,359	1,344	71,0%	57,3%
16	CID	35,9%	10,907	14,822	1,426	66,6%	58,8%
17	Não ensaiada	35,4%	11,238	15,212	1,355	69,1%	57,5%
18	CID	35,5%	11,011	14,920	1,403	66,9%	58,4%
19	CID	35,1%	11,756	15,879	1,251	74,2%	55,6%
21	Não ensaiada	35,1%	12,995	17,553	1,036	89,6%	53,8%
22	CC	33,1%	11,566	15,396	1,288	68,0%	50,9%
24	Não ensaiada	32,0%	11,997	15,842	1,206	70,3%	56,3%
26	Não ensaiada	32,0%	11,371	15,015	1,327	63,9%	54,7%
28	Não ensaiada	31,2%	12,121	15,906	1,183	69,8%	57,0%
29	Não ensaiada	32,4%	11,731	15,532	1,256	68,3%	54,2%
30	Não ensaiada	33,3%	11,713	15,618	1,259	70,1%	55,7%
31	TC	33,6%	12,005	16,043	1,204	73,9%	55,7%
32	CID_BE	32,4%	11,893	15,745	1,225	70,0%	54,6%
Médias		34,56%	11,612	15,623	1,282	71,60%	55,1%
Desvio Padrão		1,47%	0,459	0,588	0,088	5,22%	1,73%

As amostras 1, 2, 3, 6, 7, 15, 17, 21, 24, 26, 28, 29 e 30, ilustradas na tabela, foram utilizadas apenas para obtenção dos índices físicos da amostra esculpida e, por motivos diversos, não foram executados ensaios de laboratório com esses corpos de prova.

A partir dos índices físicos calculados, buscou-se na literatura dados referentes aos mesmos índices para o solo em questão. Assim, pode-se constituir a Tabela 5.4 em um comparativo dos trabalhos de Thomé et al. (2017) e Rizzon (2016) com os dados obtidos para este trabalho.

Tabela 5.4: Dados obtidos nos ensaios de laboratório em comparativo com dados existentes na bibliografia

Índice físico	Obtido	Thomé et al., 2017	Rizzon, 2016
γ_a (kN/m ³)	11,6	-	12,1
γ (kN/m ³)	15,6	16,3	16,1
γ_s (kN/m ³)	26,5	26,7	-
e	1,28	1,20	1,21
S	72%	75,7%	73%
η	55%	54%	-
W_{campo}	35%	34%	33%

Observa-se frente aos valores encontrados na bibliografia, que os dados obtidos nos ensaios de laboratório e verificados a partir do material que compunha o bloco coletado em campo apontam similaridades e coerência na ocorrência de seus valores. Considera-se assim, que os valores são representativos e estão aptos a caracterizar o material em laboratório.

Para os ensaios executados em corpos de prova remoldados, a fim de confrontar sua desestruturação com as amostras indeformadas e, portanto, estruturadas, também foram obtidos os índices físicos que permitiram avaliar se a amostra se mostrava apta à execução do ensaio, uma vez que se esperava que a mesma mantivesse condições análogas de teor de umidade e peso específico aparente seco do material em campo. A Tabela 5.5 apresenta os valores obtidos para as amostras moldadas e o coeficiente de variação em relação à média dos índices físicos das amostras indeformadas. Considerando o coeficiente de variação menor de 10% para os critérios analisados, os corpos de prova foram considerados aptos devido ao baixo valor de dispersão dos resultados obtidos. A amostra 25 não foi ensaiada já que houve a perturbação da

mesma que poderia contribuir com a obtenção de um resultado de comportamento distinto do característico para o material.

Tabela 5.5: Índices físicos dos corpos de prova remoldados

Amostra	Ensaio	w (%)	γ_a (kN/m ³)	γ (kN/m ³)	e	S (%)	η (%)
23	CO	36,9%	11,896	16,282	1,225	79,7%	55,59%
25	Não ensaiada	33,3%	11,198	14,930	1,363	64,7%	57,68%
27	CI	36,0%	11,338	15,422	1,334	71,5%	57,15%
Coefficiente de variação		4,45%	1,01%	2,08%	1,85%	5,94%	0,80%

5.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

Dos ensaios executados, quatro ensaios de resistência à compressão simples foram considerados válidos e representativos. Dentre esses, um deles corresponde ao ensaio de resistência à compressão simples instrumentada com sensores de efeito *hall* para medição das deformações ao longo do ensaio. Os demais foram eliminados desse programa experimental devido à dispersão significativa dos resultados ou devido a algum sinistro durante a imersão, uma vez que os corpos de prova moldados eram amostras sensíveis a qualquer tipo de perturbação. Com isso, obtiveram-se os valores de resistência à compressão simples (q_u) apresentados na Tabela 5.6 e Figura 5.2, considerando o desvio padrão para as amostras.

A resistência à compressão simples média para o material estudado é de aproximadamente 89,4 kPa. O resultado para resistência à compressão simples instrumentado não foi considerado ao avaliar o valor médio de q_u , uma vez que os corpos de prova não possuem a mesma dimensão e há, portanto, um fator de tamanho da amostra capaz de influenciar na resistência, conforme afirmam Omar e Sadrekarimi (2015).

Tabela 5.6: Resultados de resistência à compressão simples

Amostra	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	qu (kPa)
4	10,261	5,014	10,86	36,01%	84,67
5	9,940	4,877	11,28	34,49%	91,91
8	10,332	4,822	11,50	35,22%	91,56
qu (média)					89,38
9	20,433	10,094	10,98	35,22%	72,09

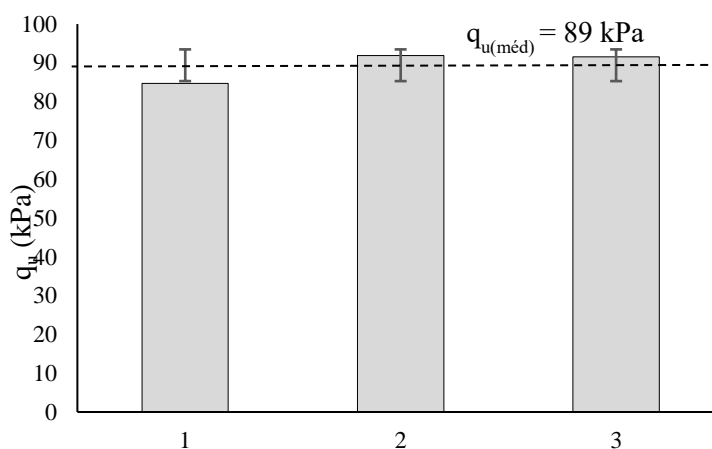


Figura 5.2: Resistências obtidas para os corpos de prova ensaiados à resistência à compressão simples

A curva tensão x deformação para a resistência à compressão simples instrumentada apresentada na Figura 5.3 demonstra o comportamento do corpo de prova durante o ensaio. Os dados foram plotados para o trecho inicial composto pelas medidas de sensores axiais internos até o final de seu trecho de leitura e a seguir continuados com as leituras do medidor axial externo. Uma segunda série de dados plotada na figura demonstra o comportamento tensão deformação dado somente pelo sensor axial externo. O corpo de prova se mantém com rigidez elevada na fase inicial do ensaio, indicado pelo módulo de elasticidade tangente máximo ($E_{máx}$) de 133 MPa. Após atingir resistência máxima, o corpo de prova perde carga, apresentando um pico de resistência que demarca a carga de ruptura do ensaio.

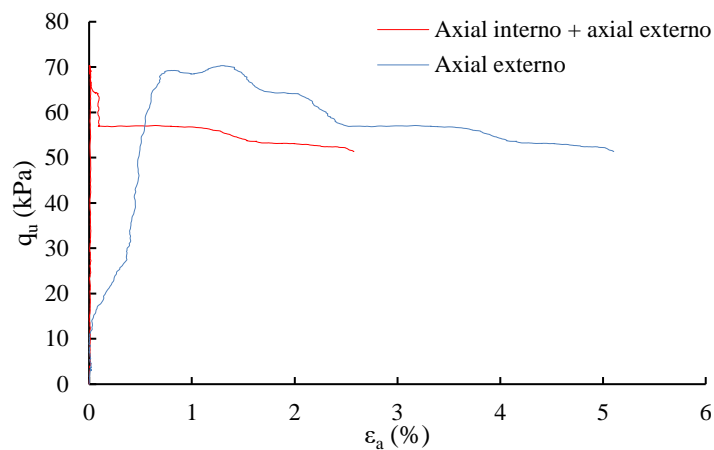


Figura 5.3: Resultado de resistência à compressão simples instrumentada

A Figura 5.4 apresenta a variação volumétrica para o referido ensaio, a partir das deformações captadas pelos sensores de efeito *hall*, os sensores internos na fase inicial. Após atingido o curso total dos sensores internos, os dados são plotados em função dos sensores externos de deformação. Tal figura demonstra que o solo residual apresenta, de fato, o mesmo comportamento trivial de solos cimentados. Isto é, em um primeiro momento de aplicação do carregamento ele comprime e após determinado ponto, muda essa tendência, passando a expandir.

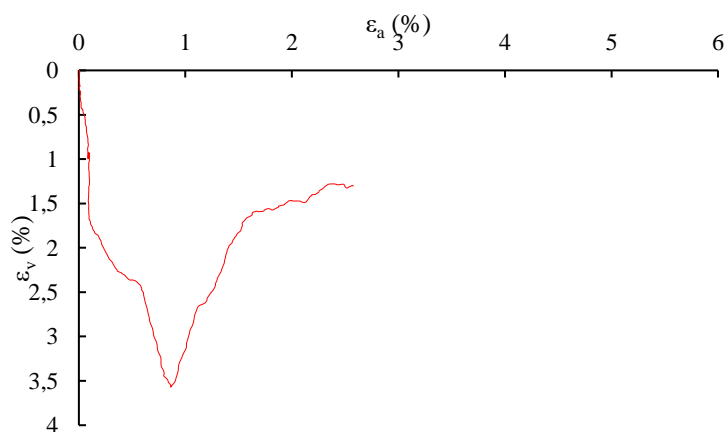


Figura 5.4: Resultado de variação volumétrica do ensaio de resistência à compressão simples instrumentada

5.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A critério de se obter uma caracterização do solo estudado tanto completa quanto possível, realizaram-se dois ensaios de tração por compressão diametral. A Tabela 5.7 apresenta os resultados obtidos. A resistência média à tração foi de 24,1 kPa, conforme também é demonstrado pela Figura 5.5.

Tabela 5.7: Resultados de resistência à tração por compressão diametral

Amostra	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	q_t (kPa)
10	11,053	4,990	11,80	35,77%	20,651
11	10,259	4,889	11,58	35,22%	27,638
q_t (média)					24,144

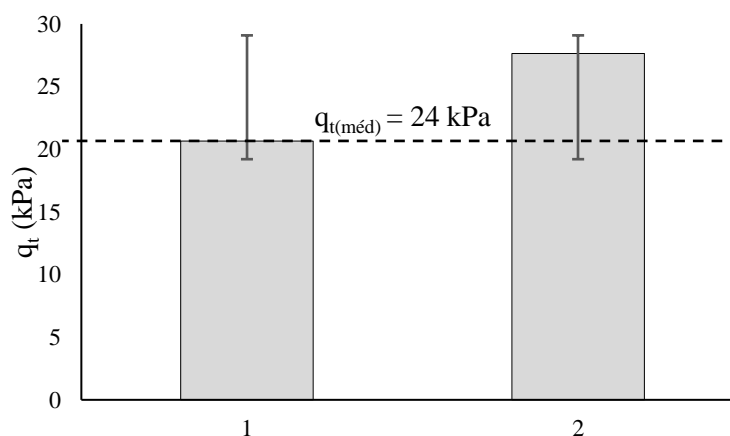


Figura 5.5: Resistências obtidas para os corpos de prova ensaiados à resistência à tração por compressão diametral

5.4 COMPRESSÃO CONFINADA (OEDOMÉTRICO)

Dos dois ensaios oedométricos saturados executados em amostra indeformada e remoldada, foram obtidos os resultados de índice de vazios das amostras em função da tensão vertical efetiva aplicada. Os ensaios objetivavam, além da obtenção da tensão virtual de pré-adensamento, uma possibilidade de avaliar a influência da alteração da estrutura indeformada

do material e o quanto esta exerce influência no comportamento do solo. Os resultados obtidos são ilustrados na Figura 5.6.

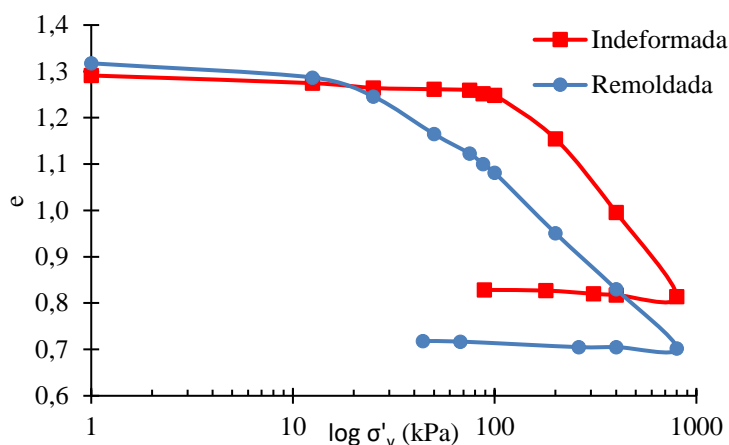


Figura 5.6: Resultado do ensaios oedométricos em escala logarítmica

Para os resultados obtidos, a tensão virtual de pré-adensamento para o ensaio indeformado, pelo método de Pacheco Silva é de aproximadamente 170 kPa e para a amostra remoldada é de 28 kPa. Para o método de Casagrande, a tensão de pré-adensamento para a amostra indeformada é de 140 kPa, aproximadamente, enquanto que a remoldada para esse método apresentou tensão de pré-adensamento de 34 kPa. O índice de compressão (C_{co}) obtido para os ensaios é de 0,42 e 0,34 para o material indeformado e remoldado, respectivamente. Já o coeficiente de recompressão (C_r) é de 0,025 para o corpo de prova indeformado e 0,014 para o remoldado.

Observa-se, a partir desses ensaios, que há uma perda de linearidade na curva de compressão da amostra indeformada, a partir de aproximadamente 87,5 kPa. O material começa a desenvolver redução mais acentuada do índice de vazios, reduzindo volume. Tal fator pode representar a ocorrência da plastificação do material e de sua desestruturação, a partir da tensão vertical efetiva aplicada de 87,5 kPa.

Conforme já afirmado no item 2.2.1 dessa pesquisa, conforme Wesley (2010), ao plotar um resultado de compressão oedométrica em escala logarítmica, acaba por se produzir efeito errôneo acerca da tensão de pré-adensamento do solo avaliado, visto que essa última não se caracteriza como uma propriedade do solo residual e sim como uma aparência criada

simplesmente pela forma pela qual se plotam os resultados. A partir dessa assertiva, os resultados foram plotados em escala natural na Figura 5.7.

Na figura, pode-se visualizar, então um ponto de inflexão na curva de adensamento da amostra indeformada que se apresenta como potencial indicativo de desagregação da estrutura cimentada. Esse ponto, destacado na Figura 5.7 ocorre com a aplicação de uma tensão vertical efetiva de aproximadamente 87,5 kPa.

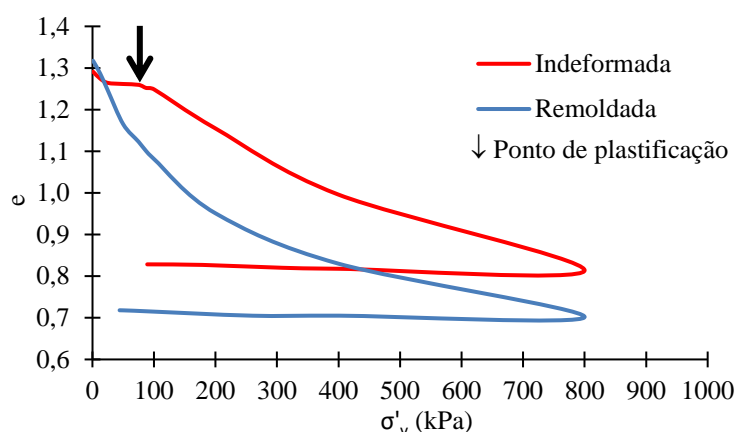


Figura 5.7: Resultado de ensaios oedométricos em escala natural

Ao prosseguir a análise da matriz de cimentação existente no solo residual, pode-se apontar a tendência de, após sofrer a desestruturação, a amostra indeformada atingir o mesmo comportamento da remoldada. Isso é, quando ocorre a quebra da estrutura, a curva de compressão da amostra tende a atingir o mesmo índice de vazios para a aplicação de mesma tensão do corpo de prova que não apresenta estrutura de cimentação natural, convergindo em um mesmo ponto do gráfico, como apresenta a Figura 5.8.

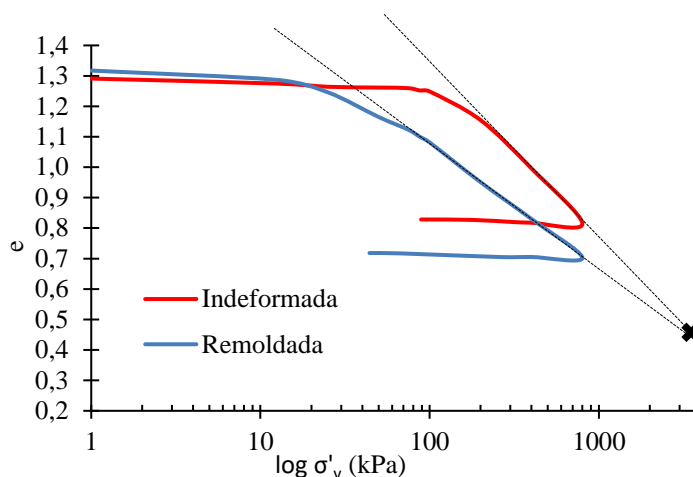


Figura 5.8: Tendência do material após desestruturação de amostra indeformada

5.5 COMPRESSÃO ISOTRÓPICA E TENSÃO DE PLASTIFICAÇÃO

No total de ensaios executados válidos, procedeu-se com 2 ensaios de compressão isotrópica em amostra indeformada, e um ensaio em amostra remoldada. Visando delinear o comportamento do material, para que se pudesse identificar a tensão de plastificação da estrutura, foi extremamente importante a utilização dos sensores de efeito *hall* na precisão dos dados de deformação dos ensaios.

O primeiro desses ensaios, executado até a tensão efetiva de 400 kPa, demonstrou um ponto de perda de linearidade e hipotética plastificação do solo que compunha a amostra antes mesmo que se atingisse a tensão de 100 kPa, como se observa na Figura 5.9, a qual considera deformação axial plotada a partir dos sensores internos, até o limite do trecho de trabalho dos mesmos - a partir desse ponto, a deformação é plotada pelos sensores de deformação externos. Por esse motivo e, ainda, considerando que após determinado ponto, a deformação do corpo de prova segue determinada tendência, optou-se por executar os demais ensaios somente até a tensão efetiva de 200 kPa.

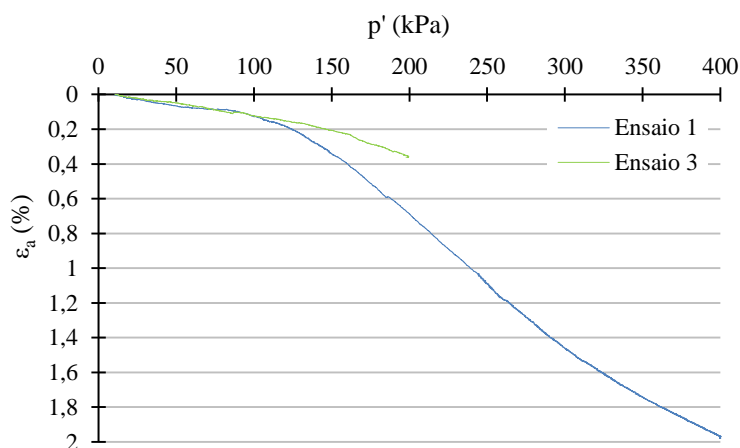


Figura 5.9: Resultados de deformação axial versus tensão efetiva no primeiro ensaio de compressão isotrópica realizado

Os autores Rotta et al. (2003) afirmam que o ponto de plastificação do material em ensaio sob carregamento isotrópico é indicada pela primeira descontinuidade na curva tensão-deformação, indicando a quebra da cimentação existente entre as partículas. Na Figura 5.10 observa-se a semelhança de comportamento para as amostras indeformadas ensaiadas. Há um ponto onde há a perda de linearidade da curva com possível indício de quebra da cimentação da estrutura.

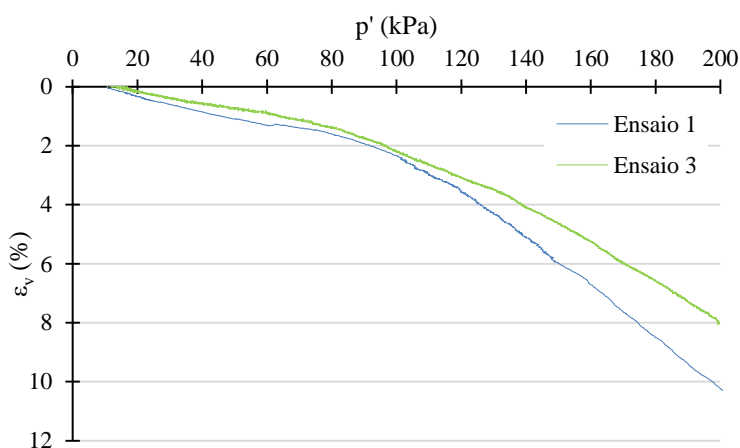


Figura 5.10: Comportamento tensão-deformação volumétrica interna para os ensaios de compressão isotrópica em amostras indeformadas

Para os ensaios 1 e 3 executados, foram plotadas a Figura 5.11 e Figura 5.12, respectivamente. Ambos os ensaios mostraram comportamento similar e indicam, por meio da perda de

linearidade da curva tensão x deformação, que há a quebra da estrutura em aproximadamente 80 kPa e 79 kPa, respectivamente, demonstrando, dessa forma, o início da plastificação. A partir desse ponto, a deformação volumétrica, dada pela Equação 5.1, muda o comportamento, manifestando maior variação.

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

Equação 5.1

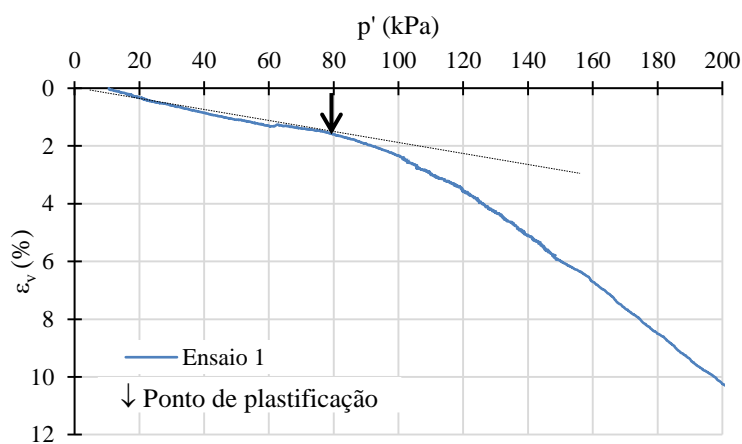


Figura 5.11: Definição da tensão de plastificação na compressão isotrópica para o ensaio 1

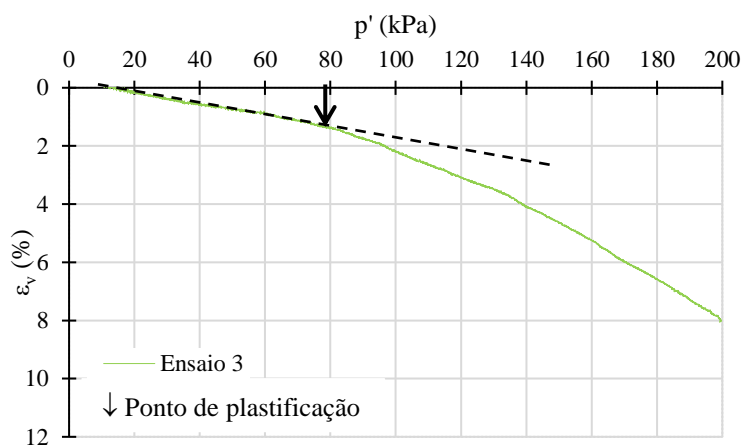


Figura 5.12: Definição da tensão de plastificação na compressão isotrópica para o ensaio 3

5.5.1 Influência da estrutura cimentada

De acordo com as afirmativas relatadas no item 2.2.1, a estrutura cimentada do material exerce grande influência no comportamento quando submetida a tensões de compressão. Ensaios de compressão isotrópica executados em amostras remoldadas corroboram de forma a consolidar essa declaração para o solo objeto desse trabalho.

A Figura 5.13 demonstra a diferença de variação volumétrica ($\epsilon_{v(\text{ext})}$), plotada a partir da aquisição apenas de medidas do medidor volumétrico externo para dois ensaios indeformados em comparação ao ensaio remoldado. Os ensaios na condição da amostra de estrutura intacta demonstram semelhança na variação volumétrica em relação à tensão efetiva aplicada no ensaio, o que atribui confiabilidade e sustentação à tendência do comportamento.

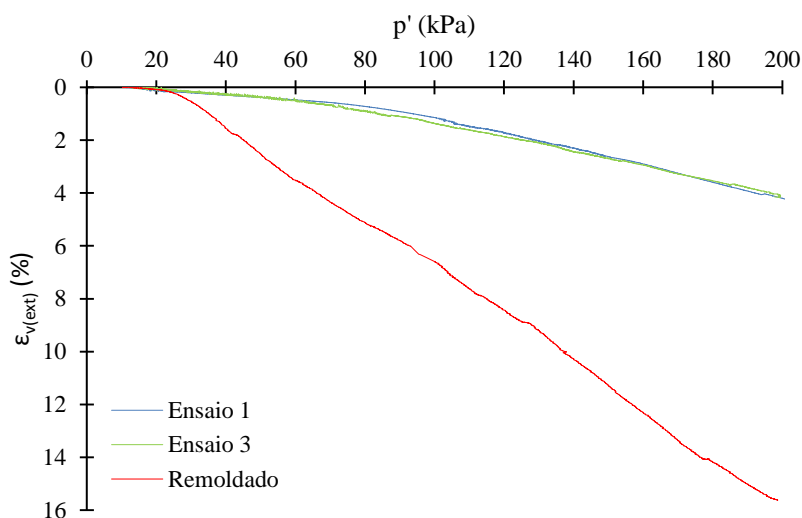


Figura 5.13: Influência da estrutura cimentada para amostras indeformadas e remoldadas

Pode-se observar que para uma mesma tensão efetiva, a variação de volume é consideravelmente maior quando se trata do corpo de prova remoldado. Esse último atinge deformação volumétrica próxima a 16% ao final do ensaio, enquanto que as amostras indeformadas deformam aproximadamente 4% do seu volume. Esse fato indica o quão importante é o papel que a estrutura cimentada desempenha nos padrões de deformabilidade e compressibilidade do solo.

5.6 TRIAXIAIS DRENADOS

Para os ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados, foi atentado para que se utilizassem tensões efetivas iniciais, obtidas após a consolidação que garantissem que as amostras ainda não tinham tido sua cimentação danificada. Para tanto, os resultados desses ensaios demonstram três ensaios triaxiais executados nas tensões efetivas (p'_{inicial}) de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa.

As curvas tensão (q) x deformação axial (ϵ_a), na Figura 5.14, demonstram o comportamento de cada amostra. Os valores plotados levaram em consideração as deformações adquiridas pelos sensores internos e externos. Conforme Lambe e Whitman (1969), as tensões efetivas podem ser consideradas como uma variável de controle primária, capaz de definir o comportamento triaxial das amostras ensaiadas. Por esse motivo, merece destaque a partir da figura, a análise de que o ensaio de 20 kPa, com menor tensão efetiva inicial apresenta rigidez inicial menor que os demais ensaios com 35 kPa e 50 kPa de tensão efetiva.

Um possível ponto de plastificação das amostras pode ser definido conforme sugerido por Rotta (2005). O início da plastificação do solo ensaiado é atribuído pelo autor como o ponto onde a curva tensão x deformação desvia do comportamento linear inicial, da mesma forma que para as análises dos resultados de compressão isotrópica.

Para as amostras de 20 kPa e 35 kPa, após a ocorrência do ponto de plastificação, há o indicativo de comportamento sugerido por Schnaid et al. (2001), no qual a tensão desvio se mantém em um valor aproximadamente constante com o aumento da deformação e a cimentação já não produz mais efeito nesse domínio. Os autores afirmam que nesse ponto, a amostra atinge um estado último, sendo percorrida de forma semelhante a de um material completamente desestruturado.

Para o ensaio de $p'_{\text{inicial}} = 50$ kPa, a tendência a um estado último não é observada. O que pode-se destacar é a ocorrência de propensão a um comportamento do tipo *strain-hardening* atingido após a plastificação da amostra, no qual ocorre crescimento da carga q com o incremento de tensão axial no corpo de prova ao longo do cisalhamento. Esse comportamento é típico de solos estruturados ensaiados a altas tensões confinantes, segundo abordagem de

Elliot e Brown (1985) quando definem a influência do nível de tensões confinantes no comportamento triaxial de uma rocha porosa e frágil.

Seguindo a abordagem de Cuccovillo e Coop (1999), a partir de ensaios triaxiais realizados em dois solos naturais cimentados, a detecção do final do trecho linear no desempenho tensão x deformação é o suficiente para que se consiga definir a tensão de plastificação. Esses pontos, para o ensaio apresentado estão destacados na Figura 5.14. Além disso, detectou-se as maiores tensões de ruptura quanto maior fosse a tensão confinante de execução do ensaio.

O comportamento compressivo também é demonstrado para os ensaios triaxiais executados, conforme se pode visualizar na Figura 5.15 em função da deformação volumétrica. A figura demonstra comportamento compressivo durante o cisalhamento para os três ensaios, sendo que quanto maior a tensão efetiva inicial de confinamento, maiores deformações volumétricas de compressão se atinge.

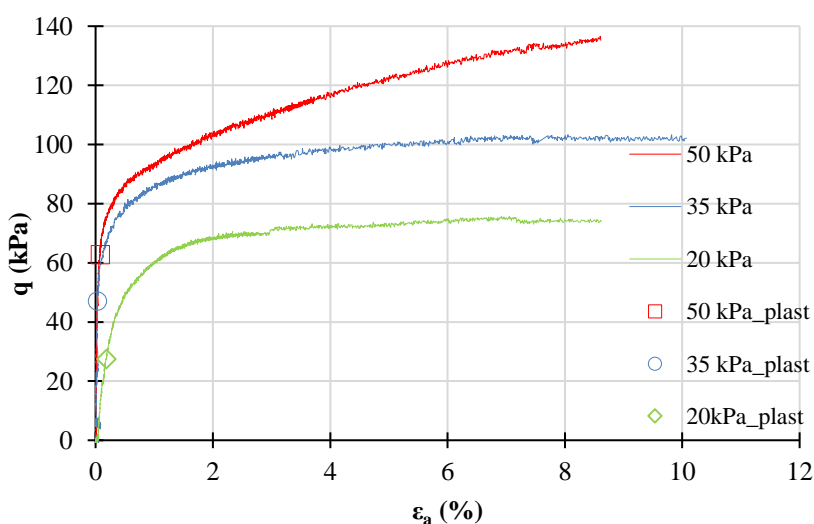


Figura 5.14: Comportamento tensão x deformação para os ensaios triaxiais

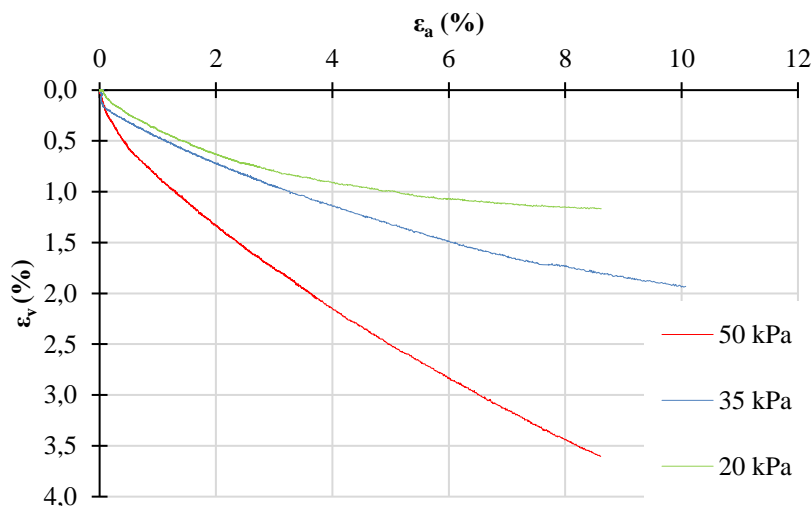


Figura 5.15: Deformação volumétrica x deformação axial

As trajetórias de tensão para os ensaios realizados na pesquisa, Figura 5.16, é demonstrada no espaço p' x q , definidos conforme Equação 5.2 e Equação 5.3. Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito definidos para esse ensaio são de coesão $c' = 9,52$ kPa e ângulo de atrito $\phi = 30,5^\circ$.

$$p' = \frac{1}{3} (\sigma'_a + 2\sigma'_r) \quad (\text{Equação 5.2})$$

$$q = (\sigma'_a - \sigma'_r) \quad (\text{Equação 5.3})$$

Ainda para a Figura 5.16, são destacados os pontos onde se considerou a ocorrência da plastificação das amostras durante o cisalhamento, para as tensões efetivas iniciais e, para o ensaio de compressão isotrópica (demonstrado no item 5.7.1), que demonstrou a ocorrência de plastificação em $p' \approx 90$ kPa. Assim, sugere-se a existência da superfície de plastificação do material estudado, conforme demonstrado na figura.

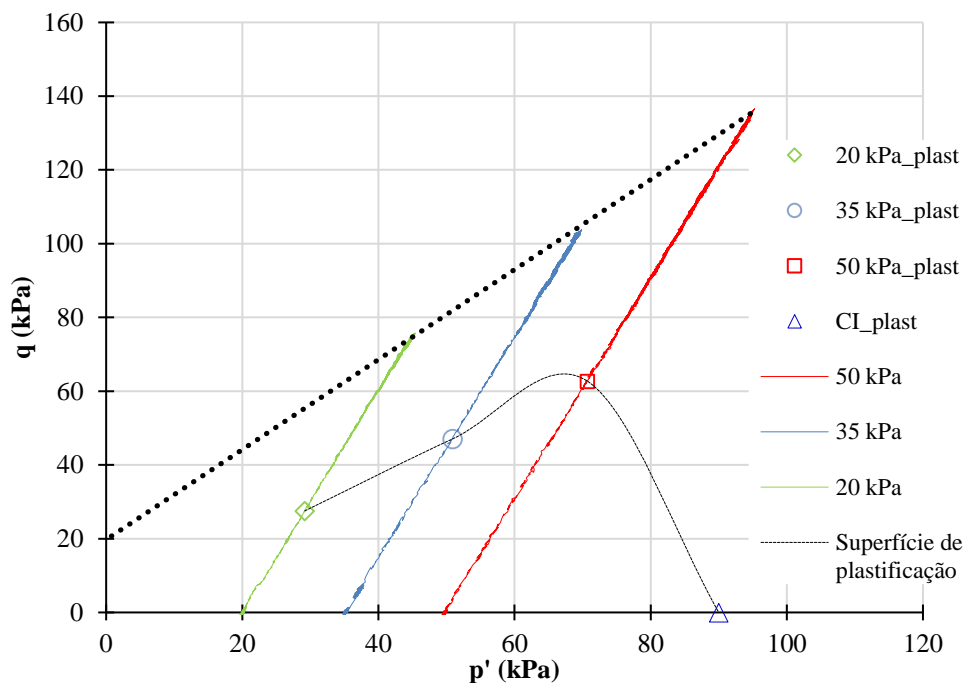


Figura 5.16: Trajetória de tensões e definição dos pontos de plastificação

A Figura 5.17 demonstra a forma de ruptura dos corpos de prova para os três ensaios executados. As amostras não demonstraram a formação de uma superfície de cisalhamento, caracterizada pelo escorregamento e, portanto, foram realizadas correções de área por embarrigamento, conforme definições de La Rochelle et al. (1988).

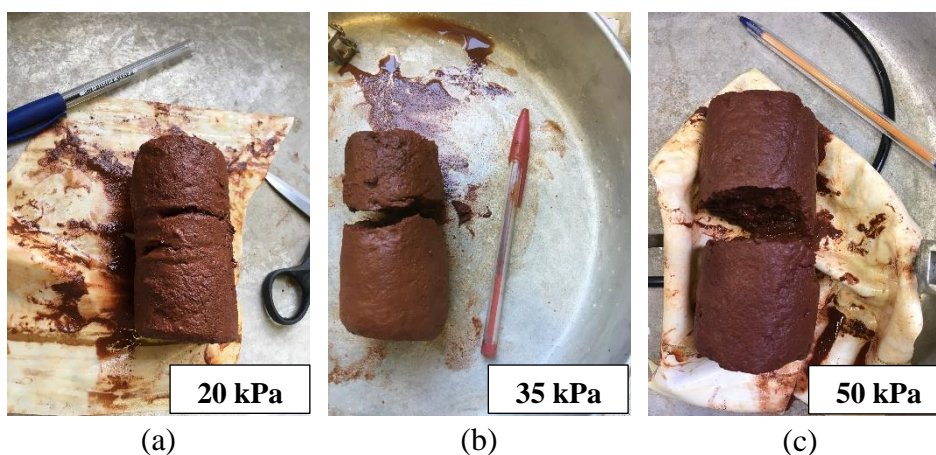


Figura 5.17: Modos de ruptura dos corpos de prova. a) Ensaio $p'_{inicial} = 20\text{kPa}$ b) Ensaio $p'_{inicial} = 35\text{kPa}$ c) Ensaio $p'_{inicial} = 50\text{kPa}$

5.7 TRIAXIAL COM MEDIDAS DE BENDER ELEMENTS

Na realização do ensaio triaxial com medidas de bender elements, foram feitas aquisições de dados para verificação da degradação da rigidez em duas etapas: fase de compressão isotrópica e fase de cisalhamento. Nessa seção, serão abordados primeiramente os resultados provenientes da compressão isotrópica e, em seguida, os resultados do cisalhamento.

5.7.1 Compressão isotrópica

Dados os incrementos de tensão confinante durante o carregamento isotrópico, pode-se gerar os resultados de tensão efetiva *versus* deformação volumétrica externa. A Figura 5.18, semelhante às figuras já apresentadas no item 5.5, demonstra uma perda de linearidade no comportamento tensão-deformação qualificada de forma a contribuir com a premissa de quebra da cimentação da estrutura do solo residual. Conforme descrito por autores como Rotta (2005), Cuccovillo e Coop (1999) e Rotta et al. (2003), a definição do ponto de plastificação dado pela perda de linearidade também é demonstrada na Figura 5.18.

Ressalta-se que, para esse resultado, em comparativo com os ensaios de compressão isotrópica elencados no item 5.5 há efeito de escala pelo fato de se utilizarem corpos de prova de diferentes dimensões. Ainda, para o presente ensaio, não houve possibilidade do uso de sensores axiais internos, o que também acarreta em disparidades entre os resultados exatos de tensão de quebra de cimentação. Apesar disso, para essa amostra, a tensão de início de plastificação se manifesta em torno de 90 kPa.

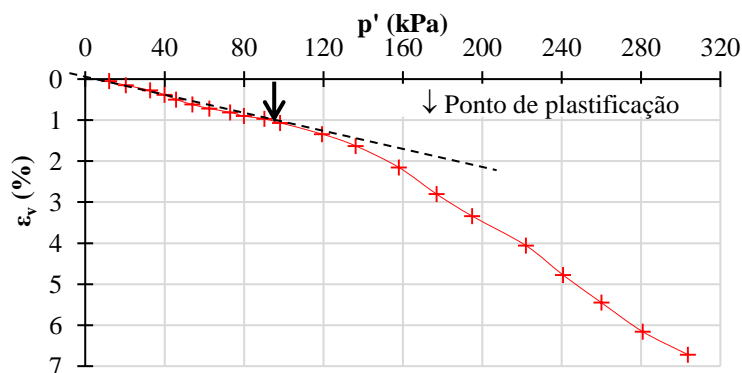


Figura 5.18: Resultados de compressão isotrópica em ensaio triaxial com bender elements

Ao longo da execução do ensaio, durante os incrementos de tensão, leituras foram realizadas com o uso de *bender elements*, para que se pudesse avaliar a rigidez do corpo e prova com o acréscimo de confinamento. Inicialmente, as leituras foram realizadas a cada 10 kPa de tensão efetiva incrementados até que se atingisse 100 kPa. Após atingir essa tensão, procedeu-se com incrementos de 20 kPa até completar o ensaio com tensão efetiva de 300 kPa. Os pontos destacados na Figura 5.18 demarcam as fases do ensaio em que foram realizadas as leituras de velocidade de onda cisalhante por meio do dispositivo supracitado.

Para cada leitura de BE, foram utilizadas sete diferentes frequências que melhor pudessem permitir a detecção da chegada da onda cisalhante de uma extremidade a outra do corpo de prova. Assim, obteve-se um valor médio de tempo de chegada e velocidade de onda para cada medida, a partir das sete frequências (variáveis para cada tensão de confinamento atingida). A variação de frequências ao longo de todo ensaio realizado foi de 3,0 kHz a 9,5 kHz.

O tempo de chegada é observado a partir do pico de onda senoidal enviado até o primeiro pico recebido. Uma vez obtido o tempo de chegada de onda, subtrai-se o tempo de resposta do par de BE, isto é, o tempo que o sinal leva para ser processado no amplificador e transmitido pelos cabos até o osciloscópio. Bortolotto (2017), a partir de calibração realizada em seu trabalho, define esse tempo de resposta como 22,085 μ s.

Os dados extraídos do osciloscópio foram processados por meio de programação no *software* Matlab, a partir do script elaborado por Bortolotto (2017) em sua dissertação de mestrado. Os resultados de tempo de chegada de sinal para cada incremento de tensão, bem como os picos de onda atribuídos se encontram no APÊNDICE A.

A Figura 5.19 demonstra o comportamento do módulo cisalhante da amostra ensaiada durante a compressão isotrópica. Há indício de um aumento de rigidez com o aumento da tensão efetiva verificado pelo aumento do módulo cisalhante (G) e, em aproximadamente 90 kPa, esse incremento muda de comportamento. Esse ponto coincide com aquele pré-definido como a tensão de plastificação da compressão isotrópica a partir da Figura 5.18. Contudo, até o final do ensaio, não foram identificados pontos de decréscimo de módulo cisalhante que pudesse ocorrer a partir da degradação da estrutura. Acredita-se que a degradação da cimentação acaba

sendo compensada pelo incremento de tensão efetiva aplicada na amostra. Esse comportamento pode ser visto pela mesma perspectiva na Figura 5.20 que correlaciona o módulo cisalhante (G) com a deformação volumétrica obtida pelos sensores internos.

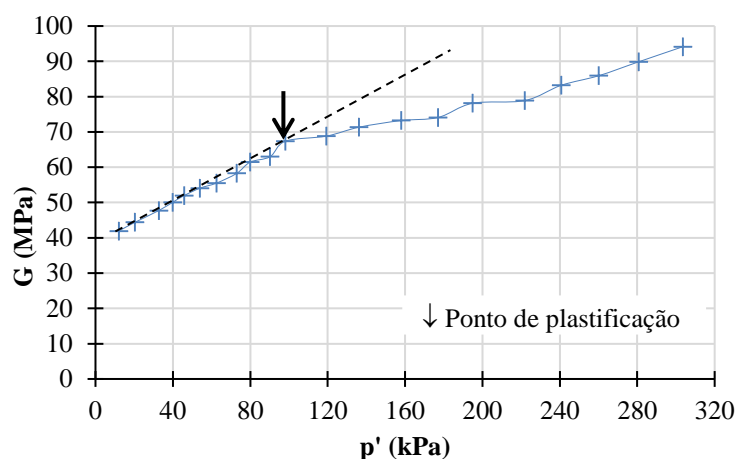


Figura 5.19: Módulo cisalhante x tensão efetiva no ensaio de compressão isotrópica

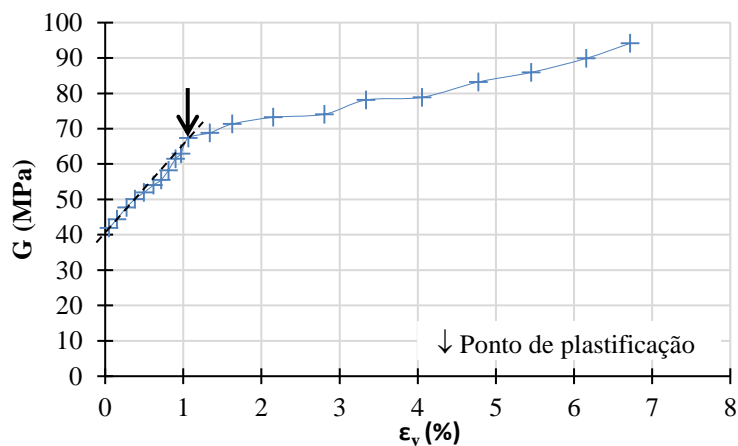


Figura 5.20: Módulo cisalhante x deformação volumétrica no ensaio de compressão isotrópica

5.7.2 Cisalhamento

Após consolidação em compressão isotrópica, foi iniciado o cisalhamento com tensão efetiva $p'_{\text{inicial}} = 300$ kPa. Considerando que já houvesse ocorrido a quebra da cimentação, esperava-se

a existência de contraste entre esse ensaio e os demais triaxiais executados. Isso porque, quando ocorre a quebra da cimentação com o confinamento, como afirmam Cecconi et al. (1998), a máxima resistência só é alcançada após atingir grandes deformações e considerável nível de contração do material. Ainda, Cuccovillo e Coop (1999) observaram que a envoltória de resistência quando se trata de materiais estruturados apresenta-se em formato de curva. Tal constatação se relaciona com a afirmativa que amostras cisalhadas a baixas tensões, que apresentam comportamento dilatante, se apresentam de forma diferente das cisalhadas em altas tensões de confinamento, as quais demonstram comportamento compressivo.

A Figura 5.21 demonstra o resultado do comportamento tensão x deformação para a amostra desse ensaio, com $p'_{\text{inicial}} = 300$ kPa. A rigidez inicial demonstrada pela curva plotada na figura se assemelha à curva do ensaio de $p'_{\text{inicial}} = 20$ kPa, demonstrando que, com a quebra da cimentação, ocorre a desestruturação da amostra e perda de comportamento mais rígido, conforme sugerido por Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999). O comportamento para esse ensaio reforça a premissa inicial da tendência *strain-hardening* já demonstrado no item 5.6 para a amostra cisalhada com $p'_{\text{inicial}} = 50$ kPa. O material demonstra ductilidade e deformações dadas pela característica compressiva.

A curva foi plotada com o uso de sensores axiais internos até o ponto onde os mesmos se encontravam dentro do trecho linear de calibração (aproximadamente 3%), para a deformação axial. A partir disso, a deformação axial foi obtida a partir do medidor de deformação axial externo.

Os pontos destacados na curva demonstram o momento do ensaio em que se realizaram medidas de módulo cisalhante com *bender elements*. Nesses pontos, há uma queda de carga q , uma vez que havia necessidade de que o motor fosse desligado para que as leituras fossem realizadas.

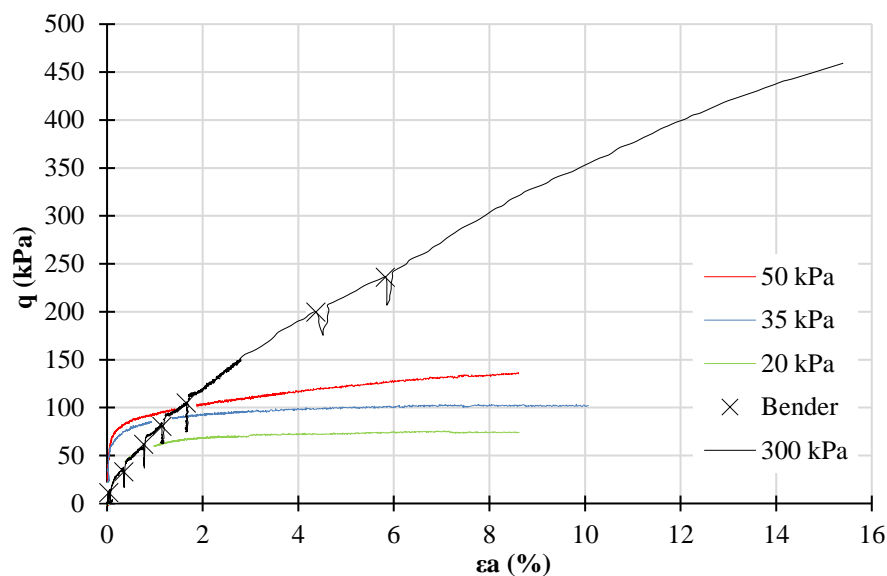


Figura 5.21: Comportamento tensão x deformação após cisalhamento do ensaio triaxial com medida de bender elements (p' inicial = 300 kPa)

O sensor radial interno não forneceu dados confiáveis para utilização como resposta do comportamento desse ensaio, portanto, as deformações demonstradas na Figura 5.22 são oriundas do medidor volumétrico externo. O comportamento compressivo da amostra corrobora com as afirmativas citadas até o momento ao longo desse trabalho em que o corpo de prova tem tendência a maior compressão quanto maior é a tensão efetiva utilizada na consolidação. A deformação volumétrica atingida foi até um valor próximo de 16%, o que corresponde, por consequência a uma considerável redução do índice de vazios.

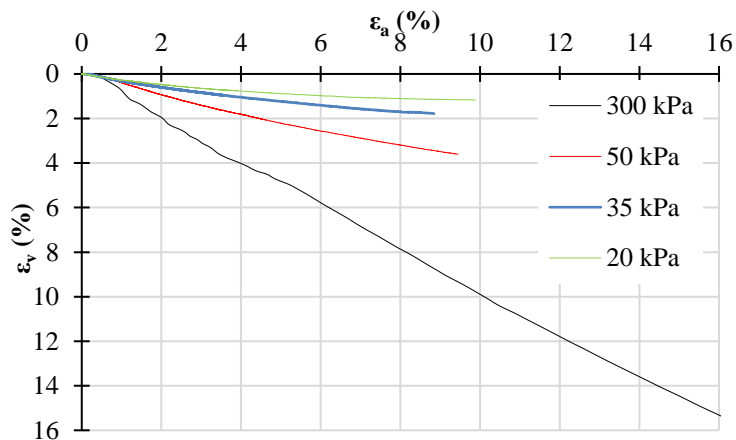


Figura 5.22: Deformação axial x deformação volumétrica para o ensaio triaxial ($p'_{\text{inicial}} = 300 \text{ kPa}$)

A trajetória de tensões no espaço p' x q demonstra o comportamento do ensaio triaxial de tensão efetiva inicial igual a 300 kPa na Figura 5.23. A envoltória de resistência já obtida para os demais ensaios triaxiais também é plotada na mesma figura. Contudo, não há convicção nem base suficiente para avaliar se o corpo de prova ensaiado atingiria a envoltória na ruptura, já que o mesmo não apresentou características capazes de caracterizar esse acontecimento e até a finalização do ensaio seguia incrementando tensão. Esse fato pode ser consolidado em análise a Figura 5.24, na qual o corpo de prova não apresenta a formação de um plano de ruptura e, além da significativa redução de volume, demonstra a amostra ainda em formato cilíndrico e em estado muito rígido.

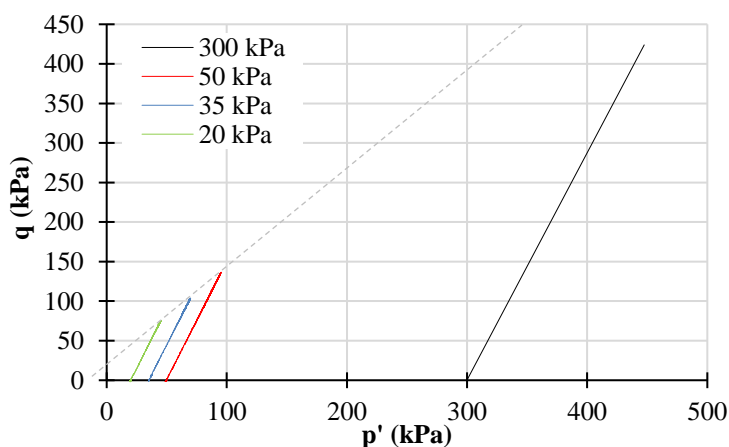


Figura 5.23: Trajetória de tensões ensaios triaxiais



Figura 5.24: Corpo de prova após execução do cisalhamento no ensaio de $p'_{\text{inicial}} = 300 \text{ kPa}$

Das leituras de *bender elements*, plotadas na Figura 5.25, pode-se avaliar o desempenho do módulo cisalhante a pequenas deformações. Os dados obtidos de tempo de propagação da onda cisalhante, bem como as frequências empregadas para o ensaio estão dispostos no APÊNDICE B. Observou-se, após a realização do ensaio que o módulo cisalhante (G) sofre incremento com o aumento da tensão aplicada. Acredita-se que esse acréscimo se dá devido à significativa redução de vazios e aumento dos pontos de contato da amostra que acabam tornando o mesmo em um corpo em estado mais rígido e, portanto, que apresenta maior módulo cisalhante.

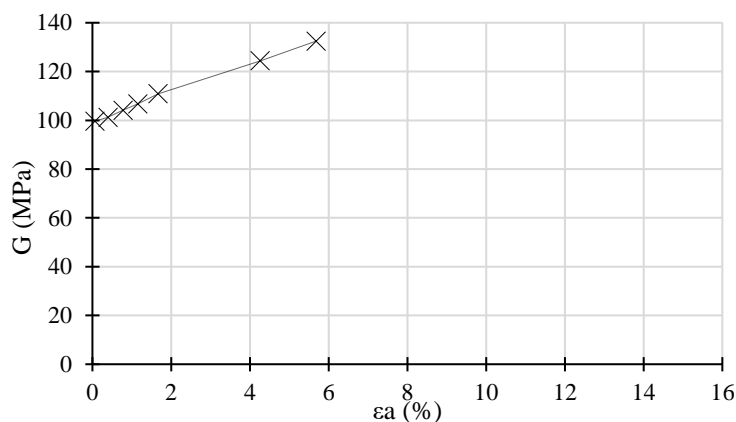


Figura 5.25: Módulo cisalhante x deformação axial

5.8 TRIAXIAL CÍCLICO

O ensaio triaxial cíclico executado nas condições de $p'_{\text{inicial}} = 50$ kPa, tensão desvio $\sigma_d = \pm 20$ kPa e frequência de 0,1 Hz. Por limitações da rotina de execução do ensaio, inicialmente desenvolvida para se aproximar de condições mais severas no campo, o ensaio foi conduzido, após a consolidação, em condições não drenadas. Assim, a amostra suportou 124 ciclos. A ruptura foi caracterizada pelo momento em que a tensão efetiva do ensaio reduz significativamente, chegando a atingir valores próximos de 0 kPa, dado o acréscimo da poropressão atuante na amostra ensaiada.

A Figura 5.26 demonstra a amplitude das tensões desvio controladas nos valores estabelecidos para os primeiros ciclos, bem como a deformação axial acumulada que se apresenta em magnitude menor do que 1%. A amplitude imposta é mantida até o momento em que ocorre a

ruptura do corpo de prova, quando há a redução da tensão efetiva e, por consequência, a perda de resistência da amostra.

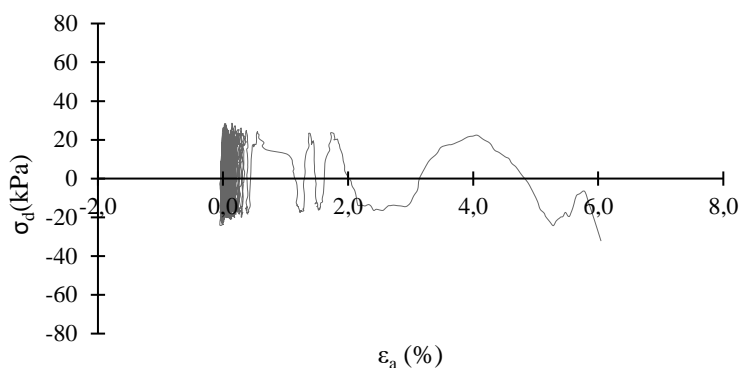


Figura 5.26: Variação da tensão desvio em função da deformação axial imposta ao corpo de prova durante a aplicação do carregamento cíclico

A Figura 5.27 apresenta a trajetória de tensões no espaço $p' \times q$ para o ensaio executado. O ensaio tem início em tensão efetiva $p'_{\text{inicial}} = 50$ kPa que já nos primeiros ciclos passa a sofrer redução pela geração de poropressão positiva. Por fim, quando se atinge a ruptura, apresenta valores de tensão q e p' negativos já que a tensão efetiva é reduzida a próximo de zero. Ainda nessa figura, foi plotada em linhas tracejadas a envoltória de ruptura para os ensaios triaxiais estáticos. Então, pode-se observar que ao tocar a envoltória, se dá a ruptura do corpo de prova ensaiado.

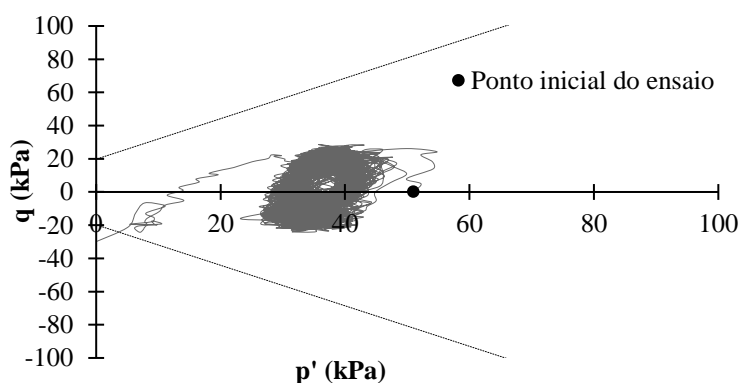


Figura 5.27: Trajetória de tensões espaço $p' \times q$ para ensaio cíclico e envoltória de ruptura para ensaios triaxiais estáticos

A Figura 5.28 detalha a variação da tensão desvio “q” em função do número de ciclos aplicados durante o ensaio. A tensão segue a tendência estipulada previamente ao início dos ciclos e reduz significativamente quando a amostra atinge a ruptura. A seguir, a Figura 5.29 demonstra o desenvolvimento da poropressão durante o carregamento, podendo ser visualizado o ponto no qual a amostra rompe, dado pelo aumento da poropressão a aproximadamente 50 kPa, levando o ensaio a ter tensão efetiva igualada a 0 kPa.

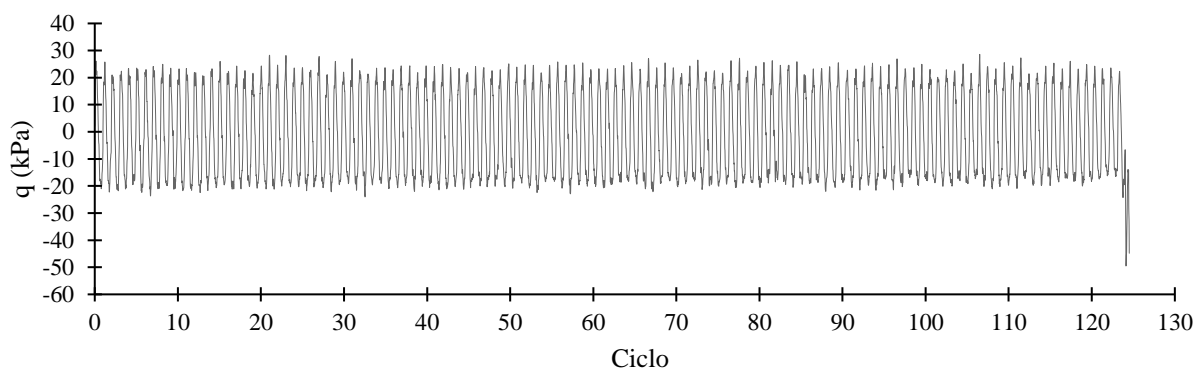


Figura 5.28: Progresso da carga tensão desvio (q) por ciclo

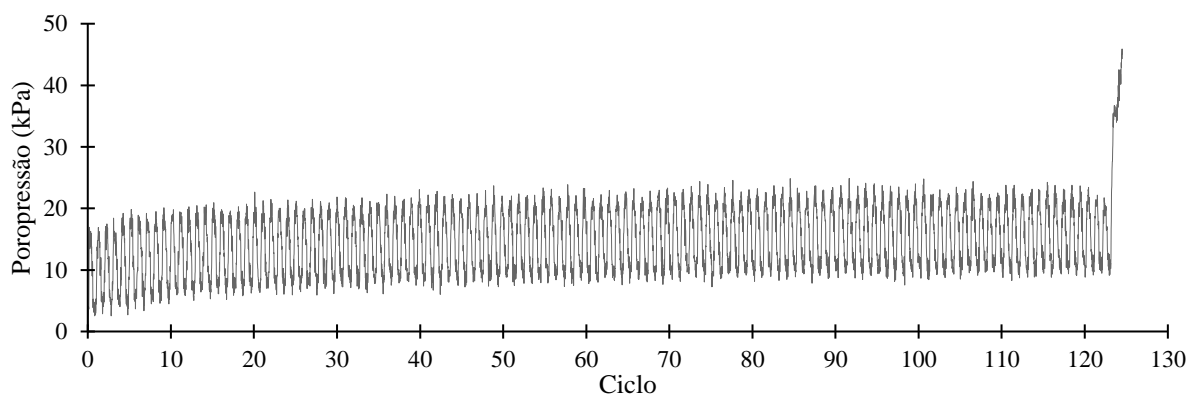


Figura 5.29: Desenvolvimento da poropressão por ciclo de carga

Nos ensaios cíclicos, o parâmetro de poropressão, ou poropressão normalizada é definido como o excesso de poropressão (Δu) gerado ao longo do cisalhamento cíclico e a tensão efetiva no início da fase de cisalhamento (σ'_0). Tal parâmetro, que adota variação entre 0,0 (fase inicial do ensaio) e 1,0 (quando se atinge a condição de ruptura e a poropressão equivale ao mesmo valor da tensão efetiva inicial) é plotado na Figura 5.30 e demonstra o número do ciclo 124

onde se dá a ruptura do corpo de prova, com a tendência de atingir o valor de parâmetro de poropressão igual a 1,0. A Figura 5.31 demonstra a evolução de poropressão ao longo da ocorrência da deformação axial.

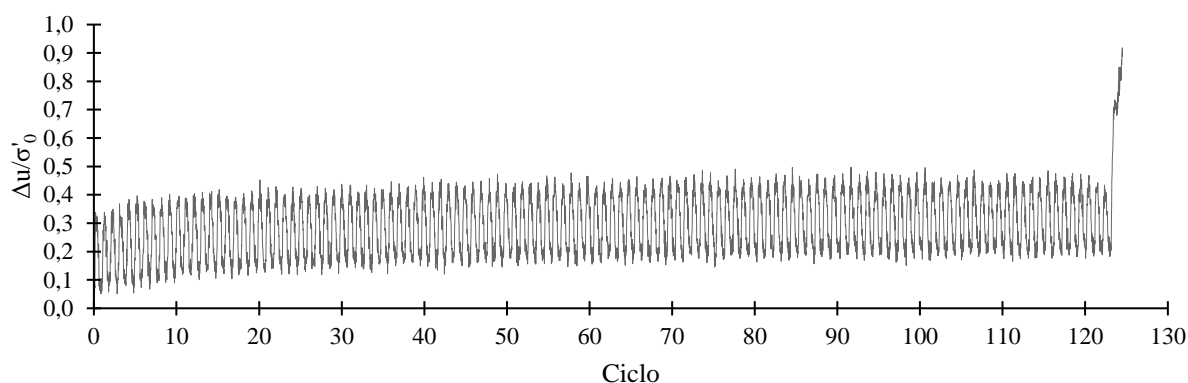


Figura 5.30: Variação da poropressão normalizada com o número de ciclos aplicados ao corpo de prova

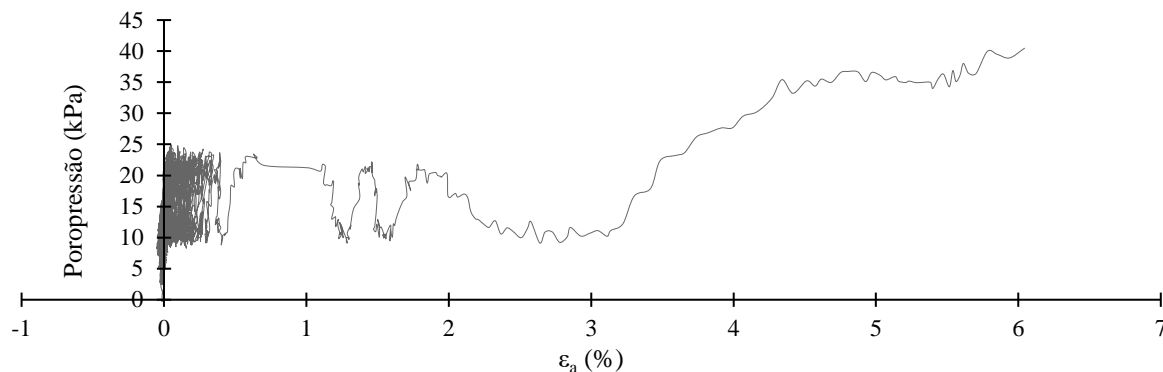


Figura 5.31: Evolução da poropressão ao longo da deformação axial apresentada durante o carregamento cíclico

A Figura 5.32 ilustra o desenvolvimento da deformação axial a cada ciclo aplicado. A amplitude de deformações axiais demonstra uma taxa muito pequena durante os 100 primeiros ciclos. Essa baixa amplitude representa um comportamento rígido do material até atingir a ruptura, quando a deformação axial atinge o valor máximo de aproximadamente 6% ao final do ensaio, a partir da deformação medida pelos sensores internos.

Em escala ampliada, pode-se observar o desenvolvimento da deformação axial na Figura 5.33, demonstrando claramente que as deformações desenvolvidas até aproximadamente 100 ciclos são elásticas e, portanto recuperáveis. A partir desse ponto, há um acúmulo de deformação, na ordem de 0,2% e a progressiva ruptura do corpo de prova.

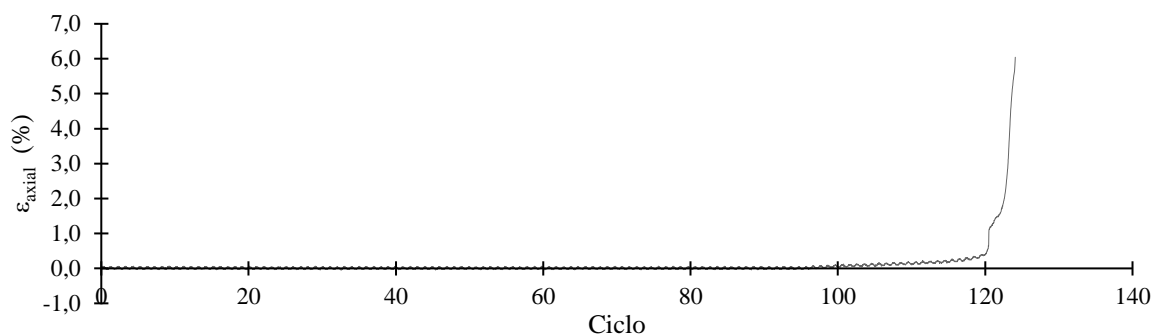


Figura 5.32: Deformação axial por ciclo aplicado

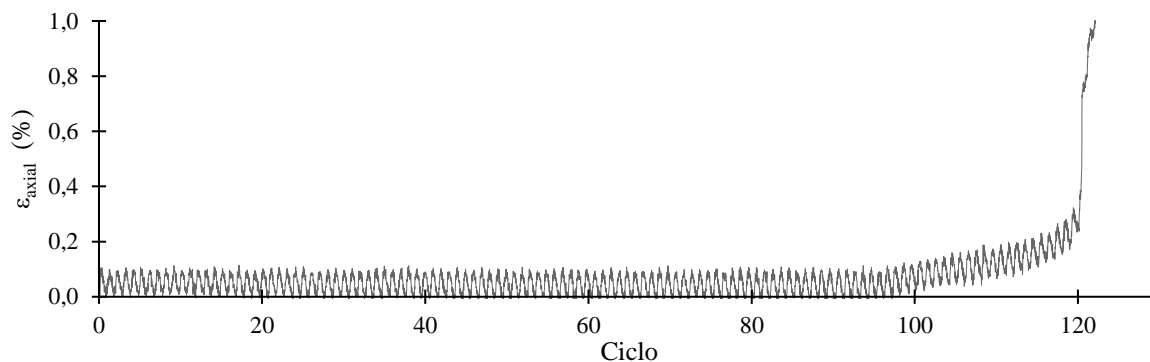


Figura 5.33: Deformação axial por ciclo aplicado em escala ampliada

O módulo de elasticidade secante, plotado pela amplitude total das tensões e deformações, apresentado na Figura 5.34 demonstra a degradação da rigidez ao longo da aplicação dos ciclos de carregamento. O comportamento observado na figura retrata que determinada rigidez do material é mantida pelo módulo de elasticidade até o ponto em que passa a reduzir próximo de a amostra atingir a ruptura.

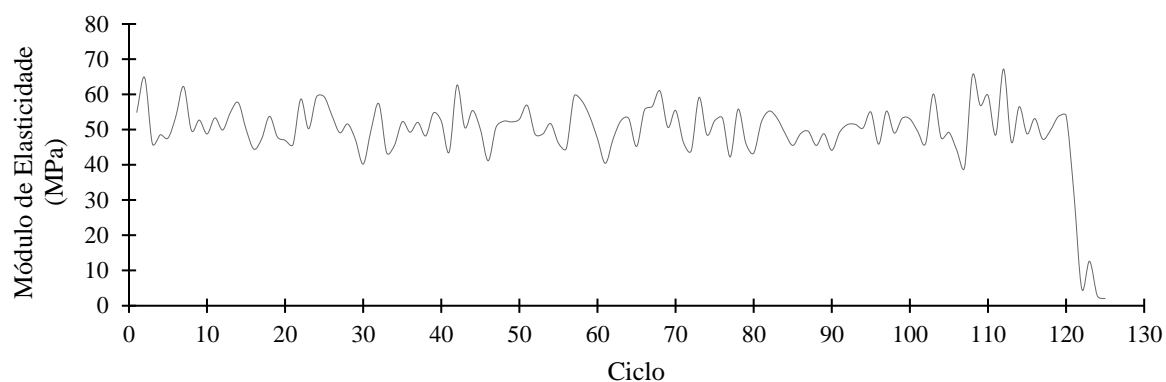


Figura 5.34: Variação do módulo de elasticidade secante com o número de ciclos aplicados

A Figura 5.35 ilustra o modo de ruptura da amostra após realizado o ensaio triaxial cíclico. Não há a formação clara de um plano de ruptura após o cisalhamento e a amostra sofre deformação semelhante à deformação do tipo embarrigamento.

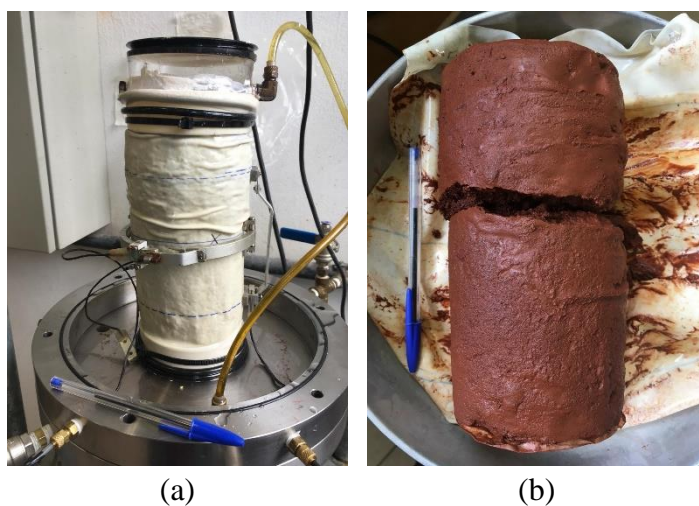


Figura 5.35: Forma de ruptura da amostra submetida ao ensaio de carregamento cíclico

5.9 PROPOSTA DE MECANISMO DE RUPTURA PARA ESTACAS INSERIDAS EM SOLO RESIDUAL

A formação de pequenas fissuras no solo na parte posterior da estaca, contrária à aplicação da carga, para os elementos inseridos em solo residual e posterior à camada de solo tratado para

os elementos com camada de solo cimentado radial às estacas, indicam que uma área específica do solo sofre as tensões de compressão geradas pelo deslocamento que a carga horizontal impõe. Conforme observado no campo experimental, tanto para estacas curtas como estacas longas, uma área correspondente ao diâmetro da estaca ou da camada de solo tratado e a profundidade do ponto de plastificação comprime o solo residual desde o início do carregamento, até a ruptura do material pela quebra de sua estrutura.

A Figura 5.36 ilustra o mecanismo de ruptura proposto no presente trabalho para estacas rígidas com e sem melhoramento radial à estaca. Nas estacas curtas, o momento de plastificação é maior que o momento máximo aplicado e, por isso, a estaca sem o topo restrito é livre para girar em torno de um ponto ao longo do eixo da estaca, Figura 5.36 (a). Conforme previamente comentado no desenvolvimento da metodologia de pesquisa (item 4.3), a formulação de Broms (1964a) sugere que esse valor esteja limitado a aproximadamente 2,00 m. Já a estaca curta inserida em solo de topo composto por areia cimentada artificialmente, Figura 5.36 (b), trabalha como uma estaca de topo engastado e, conforme os dados de inclinômetro demonstrados por Consoli et al. (2017), apontam que os deslocamentos horizontais na estaca atingem a profundidade de 3,00 m para os casos estudados.

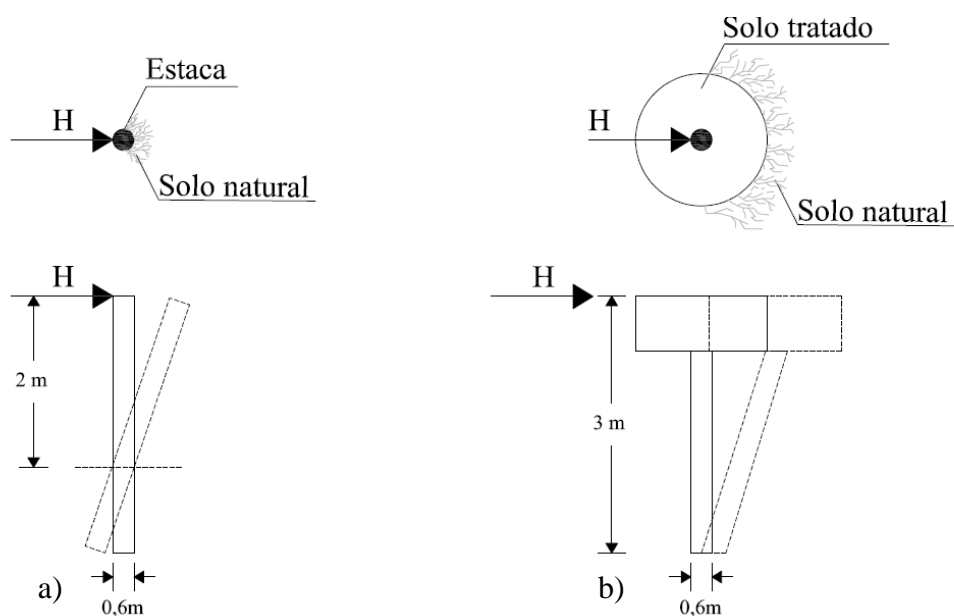


Figura 5.36: Mecanismo de ruptura proposto para estacas curtas inseridas em solo natural (a) e inseridas em solo natural com camada do topo cimentada (b)

Nas estacas longas, o mecanismo de ruptura proposto, ilustrado na Figura 5.37, fundamenta-se especificamente nos dados de deslocamentos horizontais das estacas publicados por Consoli et al. (2017) com o acréscimo da profundidade. Pode-se perceber de forma evidente, na Figura 3.23, ilustrada na seção 3.2.4.3 do presente trabalho, que para as estacas longas inseridas em solo natural, o ponto de plastificação da estaca é desenvolvido a aproximadamente 2,00 m de profundidade a partir da superfície (Figura 5.37a). Já nas estacas de topo cimentado, o bloco rígido formado pela cimentação artificial se desloca juntamente com a estaca e apresenta deslocamentos horizontais até em torno de 3,00 m de profundidade (Figura 5.37b).

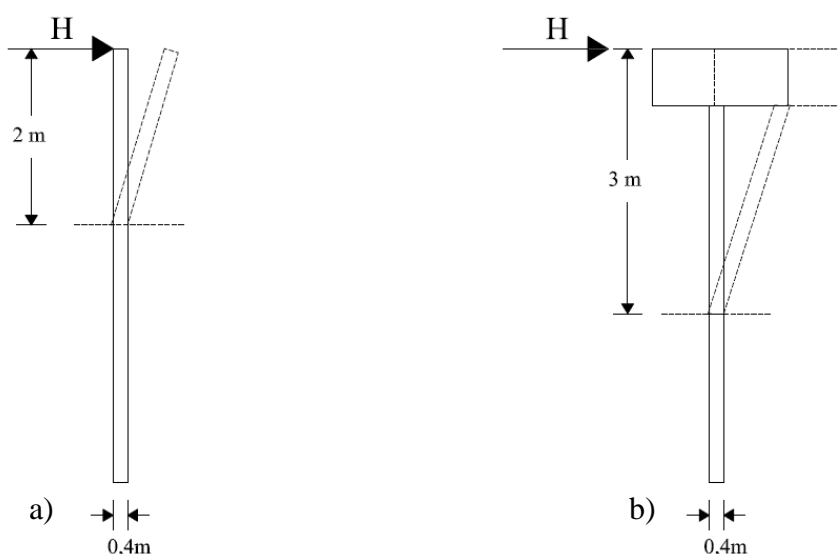


Figura 5.37: Mecanismo de ruptura proposto para estacas longas inseridas em solo natural (a) e inseridas em solo natural com camada do topo cimentada (b)

Dada a observação do movimento do solo adjacente à estaca, um mecanismo de interação estaca-solo pode ser pressuposto para que, por fim, seja constituído um conceito de projeto. Como a camada de melhoramento é considerada como um elemento de alta rigidez, essa se move como um bloco rígido comprimindo o solo residual levemente cimentado, que por demonstrar ser mais propenso à deformação passa a apresentar fissuras e rompe pela ocorrência da plastificação.

Assim, conforme as premissas da proposta apresentada, a ruptura das estacas carregadas horizontalmente pode ser constituída pela máxima pressão de contato que o substrato de solo residual levemente cimentado atinge antes da ruptura. Ou seja, o solo residual próximo à superfície controla a resistência da fundação solicitada ao carregamento lateral, já que, tanto a estaca como a camada de solo cimentado agem como um corpo que trabalha apenas distribuindo o carregamento aplicado sobre o referido solo.

5.10 CARGA DE RUPTURA PARA ESTACAS INSERIDAS EM SOLO RESIDUAL

Além do mecanismo de ruptura já mencionado nesse capítulo, cabe citar a importância de outro aspecto de relevância ao desenvolvimento do método de estimativa da capacidade de carga: os deslocamentos que induzem a deformada das estacas, aliados a deformações volumétricas e propagação de fissuras no solo, produzem a quebra da estrutura do solo residual e é nesse estágio que a fundação atinge sua capacidade de carga máxima. A resistência lateral máxima mobilizada é determinada como a reação do solo desenvolvida ao longo da estaca até a profundidade de plastificação, para estacas longas, ou até o ponto de giro, para estacas curtas.

De volta à análise dos resultados das provas de carga, a Tabela 5.8 apresenta a carga de ruptura máxima (H_u) medida em campo, a área mobilizada (pressionada) pela aplicação da carga (A_{mob}) e a pressão resultante. Cabe ressaltar, que a carga de ruptura máxima obtida representou em todas as circunstâncias o ponto onde ocorria a ruptura geotécnica, sendo que não houve a ruptura do elemento estrutural. Assim, a mesma representa a carga máxima atingida até que ocorresse a ruptura do solo residual. A área mobilizada, no caso de estacas locadas apenas em solo natural, corresponde à superfície resultante do diâmetro da estaca e sua respectiva profundidade de plastificação (estacas longas) ou profundidade de rotação (estacas curtas) – Equação 5.2. Para estacas com solo melhorado no topo, a área mobilizada corresponde ao diâmetro de solo tratado multiplicado pela profundidade melhorada mais o diâmetro da estaca multiplicado pela profundidade restante até atingir o ponto de plastificação ou de giro – Equação 5.3.

$$A_{mob} = d_{est} \times L_y \quad \text{Equação 5.2}$$

$$A_{mob} = (d_{SC} \times L_{SC}) + (d_{est} \times (L_y - L_{SC})) \quad \text{Equação 5.3}$$

Sendo assim, d_{est} representa o diâmetro da estaca; L_y é a profundidade de plastificação (longas) ou profundidade de rotação (curtas); d_{SC} é igual ao diâmetro da camada de solo-cimento; e L_{SC} indica a profundidade da camada melhorada pela mistura solo cimento.

Tabela 5.8: Carga de ruptura das estacas, área mobilizada e pressão aplicada no solo adjacente à estaca conforme o método proposto

Tipo	n°	Identificação	Vol _{cim} (m ³)	A _{mob} (m ²)	H _u (kN)	Pressão (kN/m ²)
ESTACAS RÍGIDAS (CURTAS)	1	Nat_5_D0,6_L3	-	1,20	84,5	70,42
	2				79,2	66,00
	3	Cim_5_2D_0,1L	0,25	1,98	144,0	72,73
	4				142,5	71,97
	5	Cim_5_3D_0,1L	0,6	2,16	163,5	75,69
	6				159,5	73,84
	7	Cim_5_3D_0,2L	1,36	2,52	225,8	89,60
	8				217,0	86,11
	9	Cim_5_4D_0,1L	1,27	2,34	156,0	66,67
	10				140,0	59,83
	11	Cim_5_4D_0,2L	2,54	2,88	254,0	88,19
	12				249,0	86,46
	13	Cim_5_4D_0,3L	3,82	3,42	247,5	72,37
	14				249,9	73,07
ESTACAS FLEXÍVEIS (LONGAS)	15	Nat_20_D0,4_L8	-	0,80	59,3	74,13
	16				58,0	72,50
	17	Cim_20_2D_0,1L	0,30	1,52	162,4	106,84
	18				158,5	106,84
	19	Cim_20_3D_0,1L	0,80	1,84	180,5	98,10
	20				179,0	97,28
	21	Cim_20_3D_0,2L	1,61	2,48	188,5	76,01
	22				181,0	72,98
	23	Cim_20_4D_0,2L	3,02	3,12	304,5	97,60
	24				300,0	96,15
	25	Cim_20_4D_0,3L	4,52	4,08	309,9	75,96
	26				300,5	73,65

Na Figura 5.38, ao plotar a carga de ruptura *versus* a área de solo mobilizada, incluindo estacas curtas e longas em solo natural e cimentado, estabelece-se uma relação linear ($R^2 = 0,86$) entre esses valores. Apesar da dispersão, conforme Schnaid e Huat (2012), sempre que se considera um carregamento horizontal em solos residuais, há evidências que comprovam que a carga horizontal aumenta linearmente com o aumento da área mobilizada na camada de solo. A relação estabelecida pode ser descrita pela Equação 5.4.

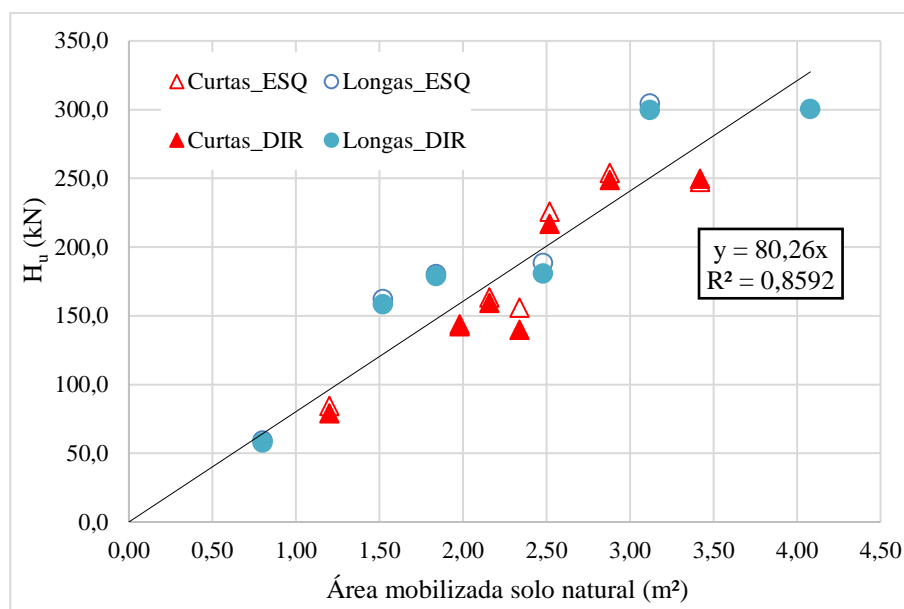


Figura 5.38: Carga de ruptura (H_{rup}) x área comprimida de solo natural (A_{mob})

$$H_u(\text{kN}) = 80,26 \times A_{mob} (\text{m}^2) \quad \text{Equação 5.4}$$

Essa relação linear é considerada um indicativo que demonstra o mecanismo da mobilização do solo associado a transferência de carga horizontal, a qual vem a ser um simples somatório das pressões geradas na área correspondente à estaca ou camada de solo cimentado. A Figura 5.39, de forma a contribuir com essa afirmativa, demonstra as pressões atuantes na área solicitada por cada tipo estaca em função da carga de ruptura obtida pelos ensaios de campo. Observa-se nessa figura, que a média das pressões corresponde a aproximadamente 81 kPa, com base na proposição de área mobilizada pelo mecanismo de ruptura sugerido.

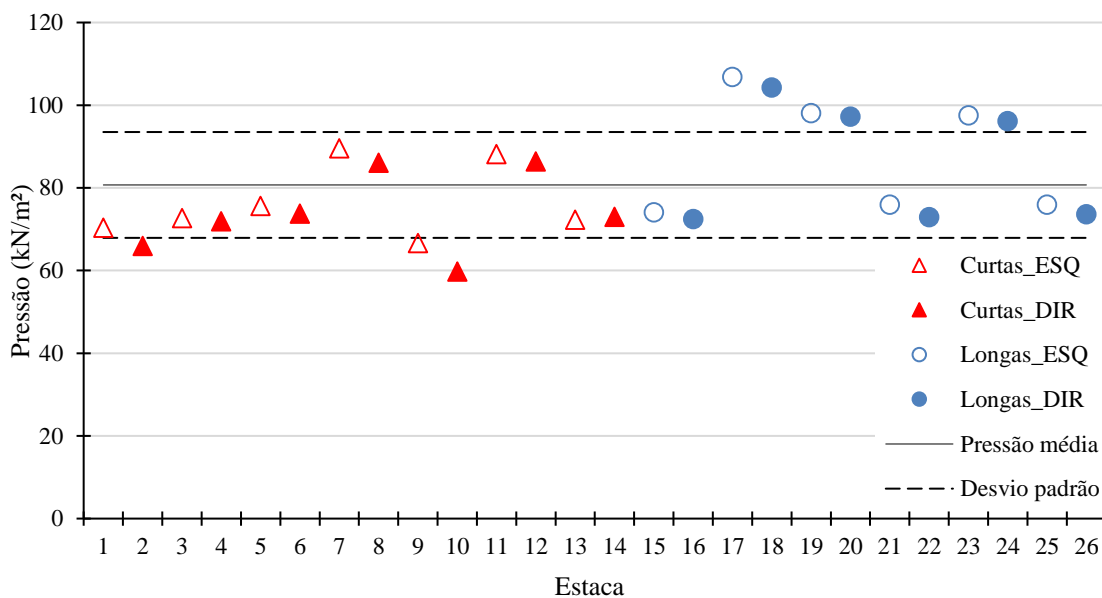


Figura 5.39: Pressões atuantes por estaca

5.10.1 Estimativa de capacidade de carga pelo modelo proposto

Com base nos ensaios executados na presente pesquisa, propõe-se um compilado de resultados que preveem a tensão de plastificação do solo residual estudado, demonstrados pela Tabela 5.9.

Tabela 5.9: Compilado de resultados de tensão de plastificação do solo residual

Ensaio	Plastificação (kPa)
RCS	89,4
CI	79
CO	87,5
CI_BE	90
Média	86,5

Dado o fato de que o resultado médio obtido se apresenta em valor muito similar à média das pressões atuantes no solo residual que causam a ruptura geotécnica da estaca, demonstradas na Figura 5.39, pode-se supor que a carga de ruptura das estacas é dada pela tensão de plastificação do solo e de sua área lateral pressionada durante o carregamento horizontal. A partir daí, é

possível que se proponha uma estimativa de capacidade de carga, na qual se obtém a carga de ruptura (H_u) baseada na tensão de plastificação do material (σ_Y) e na área de solo mobilizada pela aplicação do carregamento, conforme a equação 5.5.

$$H_u(\text{kN}) = \sigma_Y \times A_{\text{mob}} (\text{m}^2) \quad \text{Equação 5.5}$$

É factível a validação da equação proposta, através da carga de ruptura medida pelos ensaios de campo e da carga de ruptura estimada pela Equação 5.5, considerando a tensão de plastificação média obtida para os ensaios executados na pesquisa, conforme Tabela 5.9. Esse resultado é demonstrado na Figura 5.40. O coeficiente de determinação (R^2) para a proposta corresponde a 0,85 e a razão entre as cargas de ruptura é de aproximadamente 1,06, representando percentagem de erro de 6%.

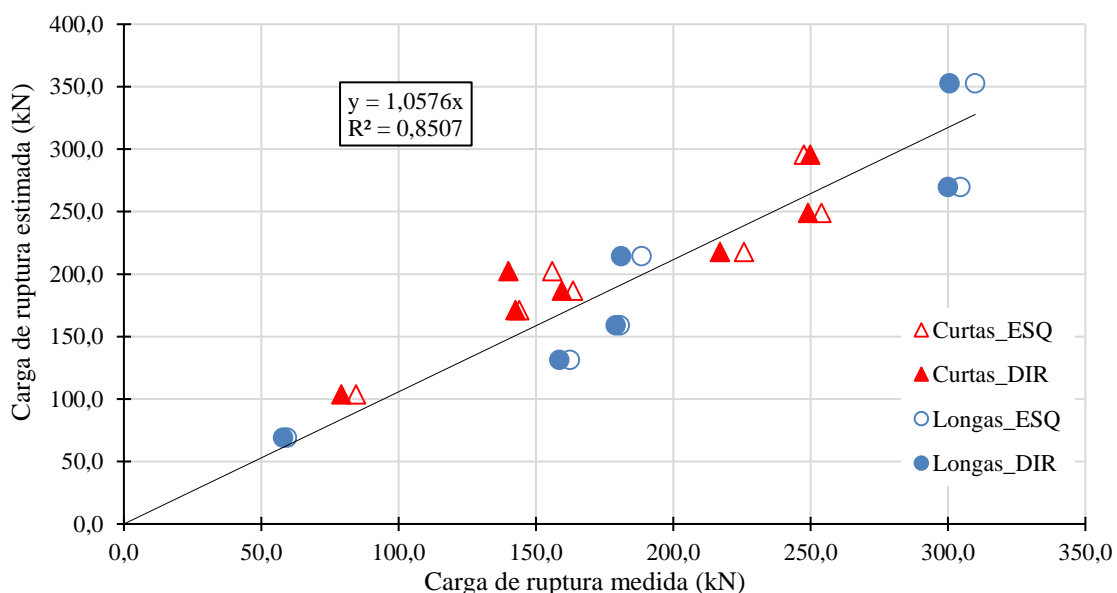


Figura 5.40: Validação da equação proposta para estimativa da capacidade de carga em função da tensão de plastificação

Evidências apresentadas por Consoli et al. (2006) demonstram que há uma relação direta entre a resistência à compressão não confinada (q_u) e a tensão de plastificação do solo para os solos levemente cimentados. No caso do solo estudado nessa pesquisa, a resistência à compressão

não confinada (compressão simples), estabelecida no item 5.2 é de 89 kPa. Com essa afirmativa, pode-se propor a estimativa de capacidade de carga baseada em um ensaio deveras simplificado como o de resistência à compressão simples. Então, a equação que prevê a carga de ruptura, seria dada pela Equação 5.6.

$$H_u(\text{kN}) = \text{RCS} \times A_{\text{mob}} (\text{m}^2) \quad \text{Equação 5.5}$$

A ratificação demonstrada pela Figura 5.41, a fim de validar a concepção da Equação 5.5, aponta uma razão de 1,09 e, por consequência 9% de porcentagem de erro. Contudo, indica um método simplificado de estimativa de capacidade de carga tanto para estacas curtas (rígidas) como para longas (flexíveis).

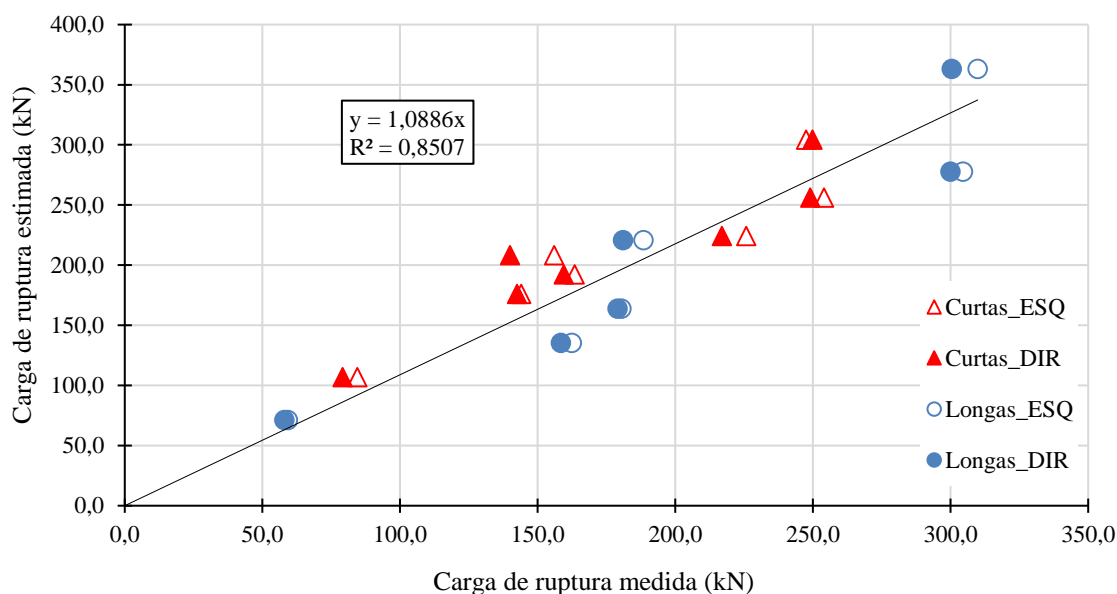


Figura 5.41: Validação da equação proposta para estimativa da capacidade de carga em função da resistência à compressão simples

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Uma vez realizado o programa experimental e executada a proposição de desenvolvimento de um método de estimativa de capacidade de carga, são elencadas nesse capítulo algumas conclusões acerca do comportamento do material estudado e a seguir, conclusões sobre o método proposto. Por fim, são sugeridos alguns procedimentos que podem ser empregados em trabalhos futuros como forma de continuidade ao estudo iniciado nessa dissertação de mestrado.

6.1 CONCLUSÕES

6.1.1 Solo residual

Em relação ao comportamento do solo residual empregado nesse trabalho, algumas conclusões podem ser destacadas. Primeiramente, pode-se afirmar que o solo residual se comporta de fato como um material estruturado, apresentando características típicas de um solo cimentado. São essas:

- resistência não confinada, dada pela cimentação entre as partículas que compõe sua estrutura;
- tendência de compressão inicial e posterior expansão para ensaios a baixas tensões, demonstrado pelo ensaio de compressão não confinada;
- desintegração da estrutura quando sujeita a compressão oedométrica e isotrópica, onde há comportamento diferenciado após o ponto de plastificação através da demonstração de significativa deformabilidade da amostra;
- distinção do comportamento de uma amostra de solo residual remoldada em contraposto a uma amostra sem perturbação na sua estrutura. Percebe-se significativa redução das tensões suportadas pelo material desestruturado quando observada uma mesma deformação em ensaios onde se aplicam as mesmas condições de carregamento para os corpos de prova.

A resposta do material estudado para os ensaios triaxiais componentes do programa experimental, permite concluir que o comportamento a altas tensões referenciado pela

bibliografia para solos cimentados, caracteriza o comportamento do solo residual estudado para as tensões utilizadas nos ensaios triaxiais. Essa afirmativa pode ser fundamentada no comportamento unicamente compressivo e na não existência de pico de resistência no comportamento tensão-deformação. Além disso, a tendência ao comportamento *strain-hardening* apresentado para as maiores tensões aplicadas nos ensaios triaxiais componentes do programa experimental é também característica dos solos cimentados ensaiados a altas tensões. Isso se dá devido ao fato de que a cimentação desse material é extremamente baixa e, portanto, o confinamento imposto representa o uso de altas tensões em solos que apresentam maior cimentação. Assim, pode-se dizer que o solo residual estudado é um material constituído por uma estrutura levemente cimentada.

As medidas de rigidez utilizando *bender elements* permitiram concluir que, apesar de haver a quebra da cimentação do solo residual, o mesmo continua reduzindo o índice de vazios, aumentando os pontos de contato entre as partículas e, por isso, aumentando a rigidez, mesmo que em taxa menor do que anteriormente à sua perda de estrutura. Esse fato também corrobora com o aumento da carga resistida pelo material nas maiores tensões aplicadas à amostra, traduzindo o comportamento *strain-hardening*. Conclui-se, portanto, que a quebra da estrutura cimentada do material é atenuada pelo incremento de tensão aplicada na amostra.

Considerando a variabilidade representada por um solo em condições naturais, isto é, condições indeformadas e a gama de possibilidades de perturbação de uma amostra, os ensaios foram considerados representativos do comportamento do material. A ínfima variabilidade na identificação dos pontos de plastificação do material estudado, bem como as diferentes formas de comprovação - através da realização de diferentes ensaios -, permitiu que fosse fundamentada a quebra da cimentação da estrutura do solo em aproximadamente 90 kPa.

6.1.2 Estimativa de capacidade de carga

A estimativa de capacidade de carga, desenvolvida inicialmente para carregamento lateral em estacas através da solitação estática demonstrou a dependência que o elemento estrutural tem em relação ao solo adjacente a ele. Essa dependência é demonstrada, uma vez que a capacidade de carga da estaca é influenciada pela tensão de plastificação do material e a área de solo mobilizada pelo deslocamento lateral, tanto para as estacas inseridas apenas em solo residual

quanto para as estacas inseridas em camada superficial de solo tratado. Ou seja, pode-se afirmar que a capacidade de carga tanto para estacas rígidas como longas, com topo composto por solo melhorado ou inseridas apenas em solo residual, é regida pela tensão de plastificação do solo residual.

Dessa forma, pode-se definir a capacidade de carga lateral das estacas com o emprego de ensaios relativamente simples, como resistência à compressão simples, utilizando a equação demonstrada pela relação linear estabelecida entre a carga máxima de ruptura e a área de solo mobilizada (definida pela seção transversal da estaca obtida na profundidade do ponto de giro do elemento estrutural dada pelo mecanismo de ruptura da referida estaca).

O estudo demonstra aplicabilidade especificamente ao solo residual estudado. Para abranger demais solos com esse comportamento, outros estudos devem ser realizados em materiais oriundos de outras regiões. Ressalta-se que essa dissertação é demonstrada como um estudo incipiente desse tipo de solicitação aplicado a fundações inseridas em solo residual.

Um alicerce inicial acerca do carregamento cíclico foi abordado nesse trabalho, uma vez considerada a importância da influência desse tipo de carregamento na fadiga e tendência à ruptura pela aplicação de ciclos de carregamento. No entanto, para emprego em uma possível previsão de capacidade de carregamento lateral a cargas cíclicas, análises adicionais seriam necessárias.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Dada a realização da presente pesquisa, sugere-se que possam ser realizados outros estudos em diferentes abordagens a fim de contribuir para a clara compreensão do tema discutido. Entre eles, elenca-se:

- Provas de carga em estacas inseridas no solo residual com aplicação de carregamentos cíclicos;

- Realização de maior quantidade de ensaios cíclicos no solo para que se tenha uma completa caracterização do material destacando seu comportamento e as variáveis de resposta em diferentes situações de amplitude e confinamento;
- Provas de carga em estacas constituídas por diferentes materiais e diferentes seções – tal como estacas metálicas, seções retangulares, quadradas, entre outros;
- Estudo e validação da estimativa proposta para outros tipos de solos residuais;
- Medidas de *bender elements* em ensaios triaxiais a baixas tensões.

REFERÊNCIAS

AIREY, D. W.; FAHEY, M. Cyclic response of calcareous soil from the North-West Shelf of Australia. **Géotechnique**, v. 41, n. 1, p. 101-121, 1991.

ALMEIDA, M.A.; MIGUEL, M.G.; TEIXEIRA, S. H. C. Horizontal Bearing Capacity of Piles in a Lateritic Soil. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 137, n. 1, p.59-69, jan. 2011. American Society of Civil Engineers (ASCE).

ALVARADO, G.; COOP, M. R. On the performance of bender elements in triaxial tests. **Géotechnique**, v. 62, n. 1, p 1-17, 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2435**. Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading. ASTM, 2011a.

_____. **ASTM-D5311**: Standard Test Method for Deep Foundations Under Lateral Load. ASTM, 2007.

_____. **ASTM-D5311**: Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil. ASTM, 2013.

_____. **ASTM-D6635**: Standard test method for performing the Flat Dilatometer. Philadelphia: 2007.

_____. **ASTM-D7181**: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken: ASTM, 2011b.

ANDERSEN, K. H. Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast, and on land. The 21st Bjerrum Lecture presented in Oslo, 23 November 2007. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 46, n. 5, p. 513–535, maio 2009.

ANDERSEN, K. H.; PUECH, A. A.; JARDINE, R. J. Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications. (A. Puech, Ed.) In: TC 209 Workshop 18th ICSMGE: Desing for cyclic loading: Piles and other foundations, September, Paris. **Anais...** Paris: 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12025**: Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio. Rio de Janeiro: 2012. 2 p.

_____. **NBR 12131**: Estacas - Prova de Carga Estática. Rio de Janeiro: 2006. 8 p.

_____. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: 2016a. 8 p.

_____. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: 2016b. 10 p.

_____. **NBR 6459**: Solo - Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro: 2016c. 5 p.

_____. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: 1995. 18 p.

_____. **NBR 7180**: Solo — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: 2016d. 3 p.

_____. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: 2016e. 12 p.

_____. **NBR 7222**: Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro: 2011. 12 p.

ATKINSON, J. H. Non-linear soil stiffness in routine design. **Géotechnique**, v.50, n.5, p 487-508, 2000.

BLIGHT, G. E. Origin and formation of residual soils. In: BLIGHT, G. E.; LEONG, E. **Mechanics of residual soils**. 2. ed.: Crc Press, 2012. Cap. 1. p. 3-40.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística. Ibge. **Mapa Político**. 2016. Disponível em:

<ftp://geoftp.ibge.gov.br/cartas_e_mapas/mapas_do_brasil/politico/brasil_politico5000k_2016.pdf>. Acesso em: 29 jul. 2017.

BRASIL. Serviço Geológico do Brasil. Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais. **Integrador de Mapas e Projetos**. 2017. Disponível em:

<<http://geociencias.cprm.gov.br/novointegrador/>>. Acesso em: 25 jul. 2017.

BORTOLOTTI, M. S. **Bender elements, Ultrasonic Pulse Velocity, and Local Gauges for the Analysis of Stiffness Degradation of na Artificially Cemented Soil**. 2017. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

BRENNER, A.; GARGA, E.; BLIGHT, G. (1997). **Shear strength of residual soils**. In: Mechanics of Residual Soils. Chapter 7.

BROMS, B. B.. Design of laterally loaded piles. **Journal Of The Soil Mechanic And Foundation Division**, v. 3, n. 91, p.77-99, 1965.

BROMS, B. B.. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. **Journal Of The Soil Mechanic And Foundation Division**, v. 3, n. 90, p.123-156, 1964b.

BROMS, B. B.. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal Of The Soil Mechanic And Foundation Division**, v. 2, n. 90, p.27-63, fev. 1964a.

CECCONI, M; VIGGIANI, G.; RAMPELLO, S. **An experimental investigation of the mechanical behavior of a pyroclastic soft rock**. The geotechnics of hard soil – soft rocks. Rotterdam: A. A. Balkema, 1998.

CHOI, H.; LEE, S.; PARK, H.; KIM, D. Evaluation of Lateral Load Capacity of Bored Piles in Weathered Granite Soil. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 9, p.1477-1489, set. 2013.

CLAYTON, C. R. I. Stiffness at small strain: research and practice. **Géotechnique**, v. 61, n. 1, p.5–37, 2011.

CONSOLI, N. C.; FARO, V.; MAGHOUS, S.; BORN, R.B. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. **Géotechnique Letters**, v. 6, n. 3, p.216-220, set. 2016.

CONSOLI, N. C.; FARO, V. P.; SCHNAID, F., BORN, R. B.; CARRETTA, M.S. Crosswise-loaded short and long piles in artificially cemented top sand layers embedded in lightly bonded residual soil. **Soils And Foundations**, v. 57, n. 6, p.935-946, dez. 2017.

CONSOLI, N. C.; ROTTA, G. V.; PRIETTO, P.D.M. Yielding-compressibility-strength for an artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**, v. 56, n.1, p 69-72, jul 2006.

CONSOLI, N. C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of Plate Load Tests on Residual Soil Site. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, [s.l.], v. 124, n. 9, p.857-867, set. 1998.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber. **Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 1, p.96-101, jan. 2003.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. *Géotechnique*, v. 1, n. 43, p.53-67, 1993.

CRUZ, R.C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente**. 2008. 216 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. On the mechanics of structured sands. *Géotechnique*, v. 6, n. 49, p.741-760, jun. 1999.

CUCCOVILLO, T.; COOP, M. R. Yielding and pre-failure deformation of structured sands. *Géotechnique*, v. 47, n. 3, p.491-508, 1997.

DALLA ROSA, F. **Efeito do estado de tensões de cura no comportamento de uma areia artificialmente cimentada**. 2009. 191 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DAS, B. M.. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2011. Tradução da 7ª edição norte-americana.

ELLIOT, G.; BROWN, E. T. (1985). Yield of a soft, high-porosity rock. *Géotechnique*, v.4, n. 35, 413-423.

FARO, V.P.; CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; THOMÉ, A.; LOPES, L. S. Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, v. 141, n. 6, p.060150031-060150037, jun. 2015.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 349 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

FLOSS, M. F. **Parâmetros de controle de resistência e rigidez de solos granulares artificialmente cimentados**. 2012. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

FLÓREZ-GÁLVEZ, J. H. **Efeito da adição de fibras no comportamento de uma areia sob carregamentos cíclicos**. 2018. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: análise experimental e micromecânica**. 2012. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

HEINECK, K. S. **Estudo da influência de cimentações introduzidas sob tensão**. 1998. 138 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais e permeáveis**. 2002. 275 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G. Introduction. In: HUAT, B. B. K.; TOLL, D. G.; PRASAD, A. **Hand book of tropical residual soils engineering**. London: Crc Press/Balkema, 2012. Cap. 1. p. 1-20.

ISHIHARA, K. **Soil behaviour in earthquake geotechnics**. New York: Oxford Science Publications, 1996.

JOVICIC, V.; COOP, M. R. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender elements in the triaxial apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.21, n.1, p. 3-10, 1998.

LA ROCHELLE, P.; LEROUEIL, S; TRAK, B; BLAIS-LEROUX, L; TAVENAS, F. **Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests**, Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1988, pp. 715-731

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R.. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Géotechnique**, v. 40, n. 3, p.467-488, 1990.

LOPES JÚNIOR, L. S. **Parâmetros de controle da resistência mecânica de solos tratados com cal, cimento e rocha basáltica pulverizada**. 2007. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

MARQUES, S. F. V. **Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento**. 2016. 379 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

OMAR, T.; SADREKARIMI, A. Effect of triaxial specimen size on engineering design and analysis. **International Journal of Geo-Engineering**. v. 6, n. 1, 2015. Springer Nature

O'REILLY, M. P.; BROWN, S. F. **Cyclic loading of soils: from theory to design**. Glasgow: Blackie and Son Ltd, 1991.

ORTIGÃO, J. A. R.. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H.. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York: John Wiley & Sons, 1980.

PRIETTO, P. D. M. **Resistência e dilatação de solos cimentados : uma abordagem teórico-experimental**. 2004. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

REIS, R. M. **Comportamento tensão-deformação de dois horizontes de um solo residual de gnaiss**. 2004. 222f. Tese (Doutorado) – Curso de Geotecnia, Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

RIZZON, M. M. **Efeitos da Compactação Dinâmica em Solo Residual**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

ROTTA, G.V. **Plastificação de um solo cimentado curado sob tensão**. 2005. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

ROTTA, G.V.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M; COOP, M.R.; GRAHAM, J. Isotropic yielding in artificially cemented soil curing under stress. **Géotechnique**, v.53, n.5, p. 493-501, dez 2003.

RUVER, C. A. **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. 2011. 333f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SCHNAID, F.; PRIETTO, P. D. M.; CONSOLI, N. C. Characterization of cemented sand intriaxial compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v.127, n. 10, p.857-868, 2001.

SCOTT, C.R. **An Introduction to Soil Mechanics and Foundations**. 3ed. Applied Science Publishers LTD. London, 1980.

SHARMA; FAHEY. Degradation of Stiffness of Cemented Calcareous Soil in Cyclic Triaxial Tests. **Journal of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 7, p. 619-629, 2003.

SIMONS, N.E.; MENZIES, B. K. **A short course in foundation engineering**. London: Newnes-butterworths, 1975.

SKEMPTON, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. **Géotechnique**, 12 jan. 1954.

STRECK, E. V. et al.. **Solos do Rio Grande do Sul**. Porto Alegre: UFRGS 2002.

THOMÉ, A.; CECCHIN, I; REGINATTO, C; COLLA, L. M.; REDDY, K. R. Biostimulation and rainfall infiltration: influence on retention of biodiesel in residual clayey soil. **Environmental Science And Pollution Research**, v. 24, n. 10, p.9594-9604, 28 fev. 2017. Springer Nature.

VAUGHAN, P. Engineering and hydraulic properties of in situ residual soils – general report. **Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks** (pp. 231-263). Athens: A. A. Balkema, 1985.

VAUGHAN, P. R.; MACCARINI, M.; MOKHTAR, S. M. Indexing the engineering properties of residual soil. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, v. 21, n. 1, p.69-84, 1 fev. 1988.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Fundações Profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. Volume 2.

VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. **Piles and Pile Foundations**. New York: Spon Press, 2012.

WESLEY, L. D. Influence of structure and composition on residual soils. **Journal of Geotechnical Engineering**. v.116, n. 4, p. 589-603, 1990.

WESLEY, L. D. **Fundamental of soil mechanics for sedimentary and residual soils**. Hoboken: John Wiley & Sons, 2010.

APÊNDICE A
LEITURAS DE *BENDER ELEMENTS* NA COMPRESSÃO
ISOTRÓPICA

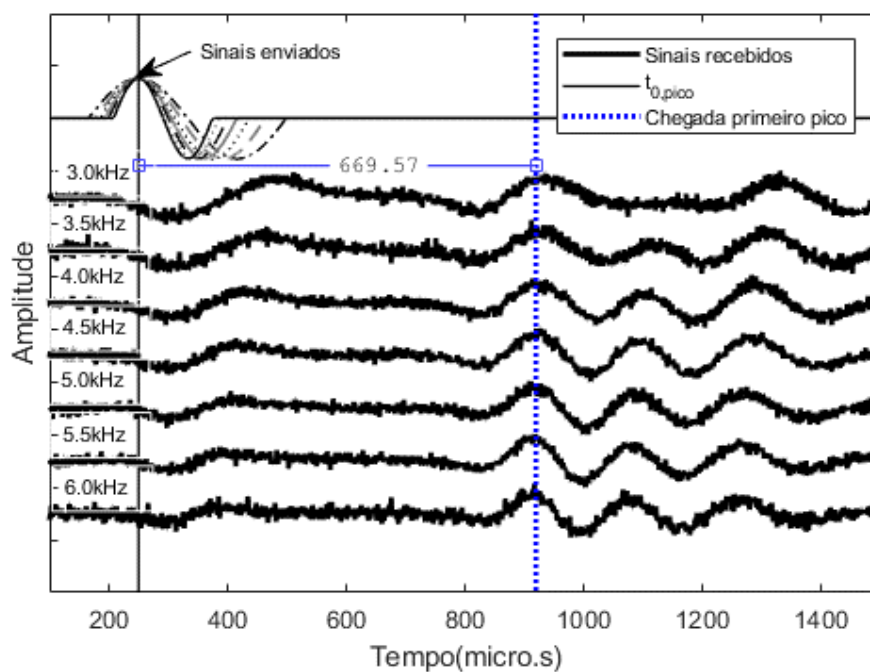


Figura A. 1: Leitura BE para incremento de carga n.1 (Compressão isotrópica_p' = 12 kPa)

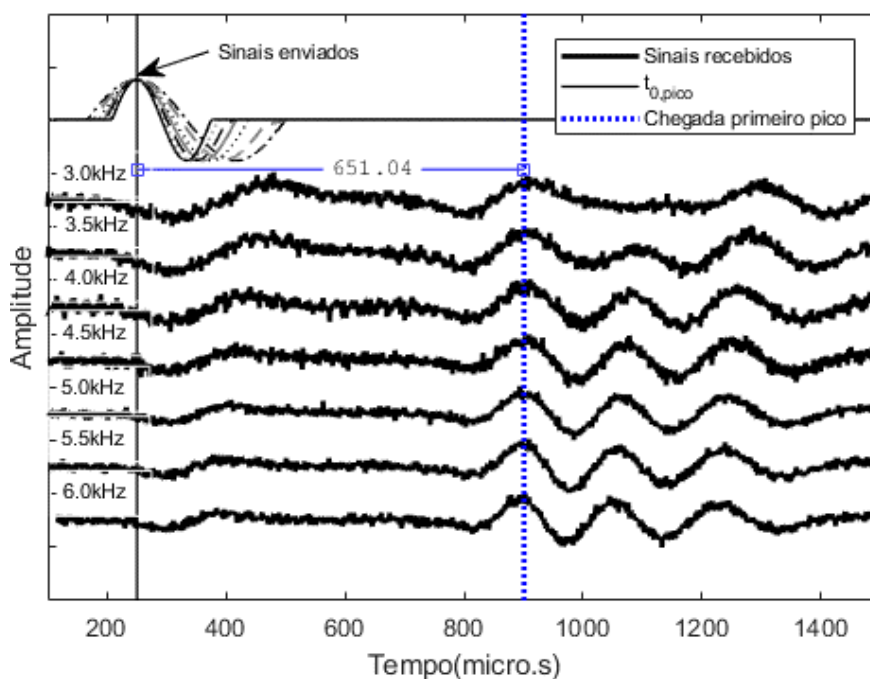


Figura A. 2: Leitura BE para incremento de carga n.2 (Compressão isotrópica_p' = 20 kPa)

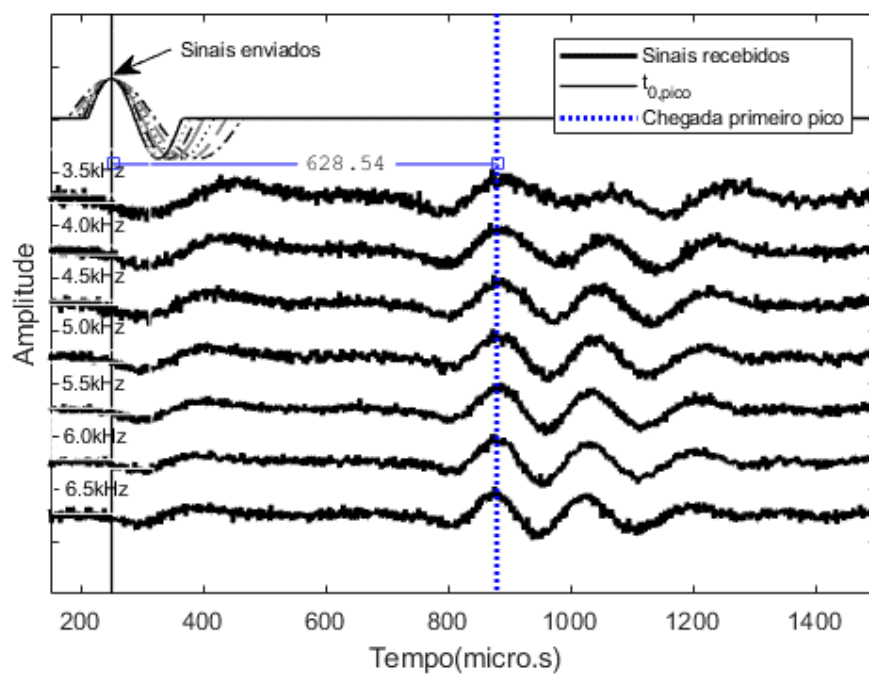


Figura A. 3: Leitura BE para incremento de carga n.3 (Compressão isotrópica_p' = 33 kPa)

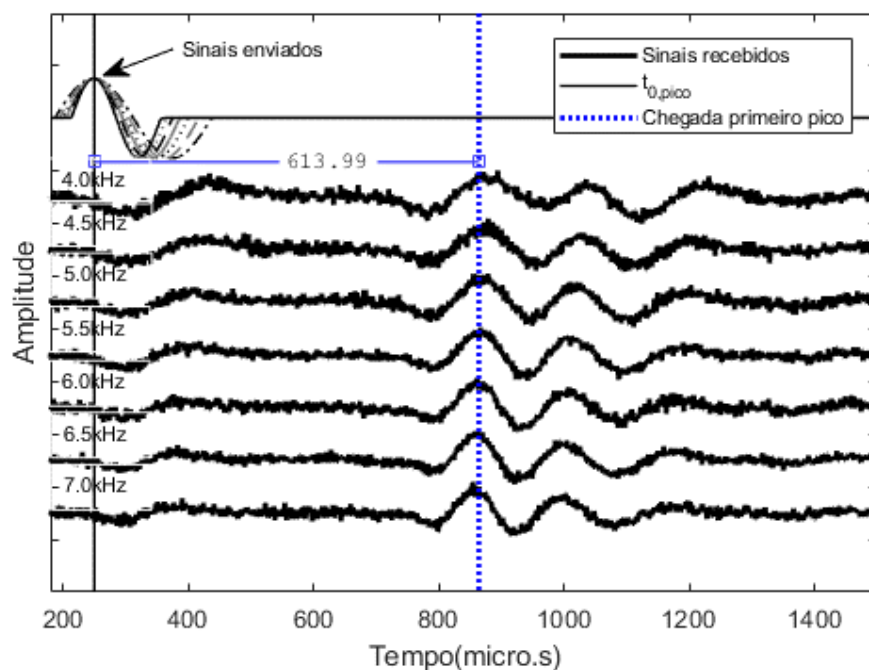


Figura A. 4: Leitura BE para incremento de carga n.4 (Compressão isotrópica_p' = 40 kPa)

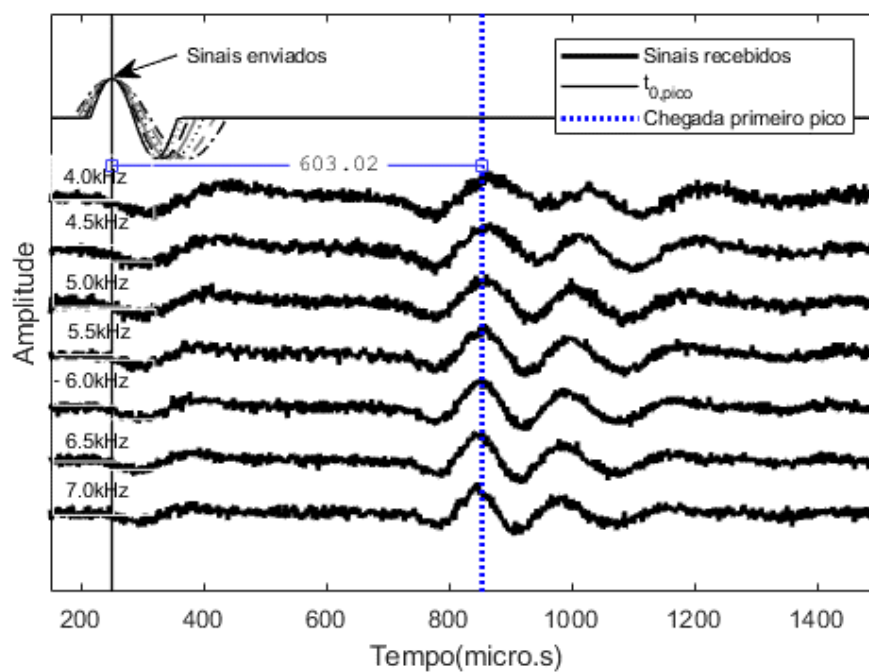


Figura A. 5: Leitura BE para incremento de carga n.5 (Compressão isotrópica_p' = 46 kPa)

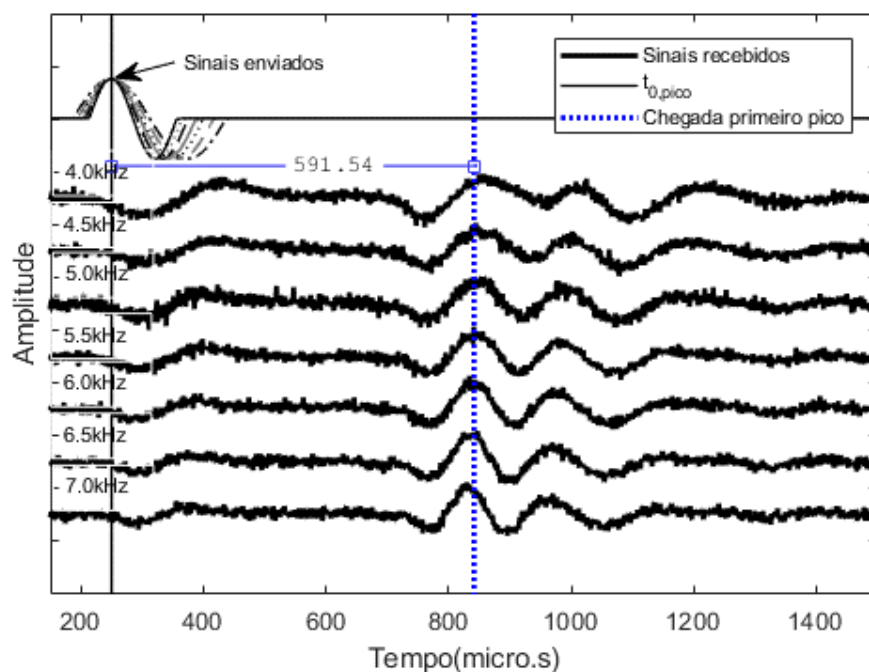


Figura A. 6: Leitura BE para incremento de carga n.6 (Compressão isotrópica_p' = 54 kPa)

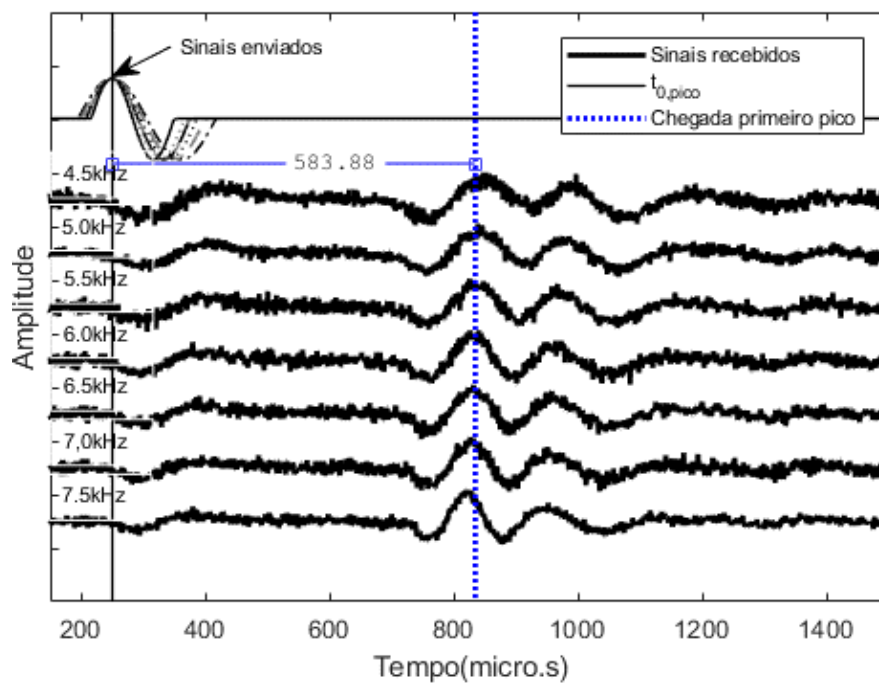


Figura A. 7: Leitura BE para incremento de carga n.7 (Compressão isotrópica_p' = 63 kPa)

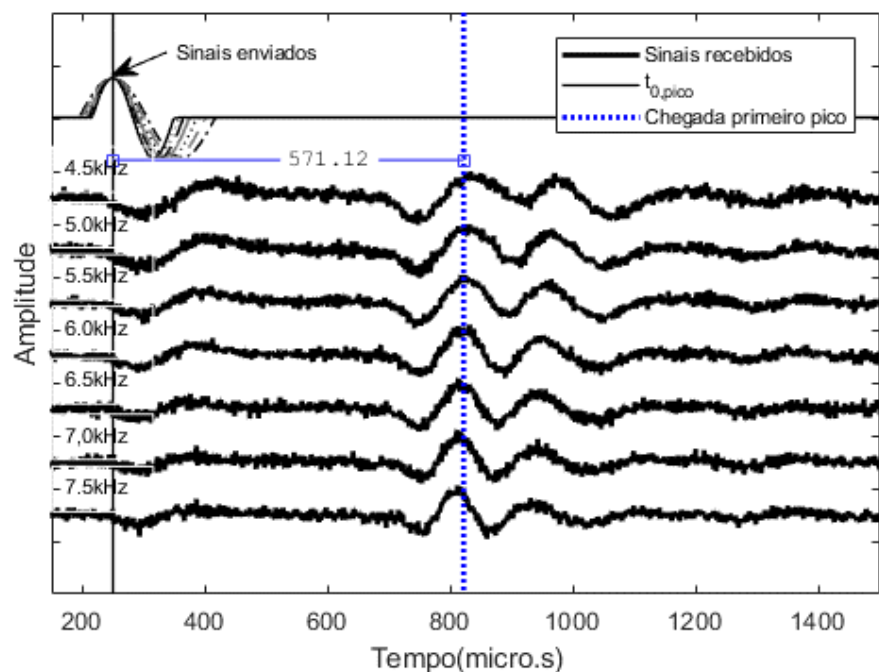


Figura A. 8: Leitura BE para incremento de carga n.8 (Compressão isotrópica_p' = 73 kPa)

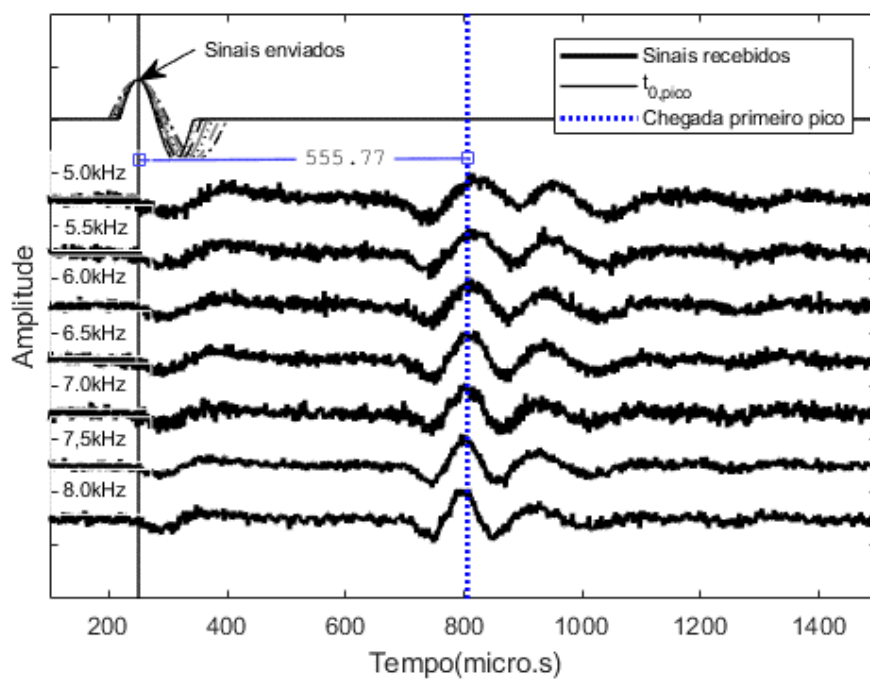


Figura A. 9: Leitura BE para incremento de carga n.9 (Compressão isotrópica $p' = 80$ kPa)

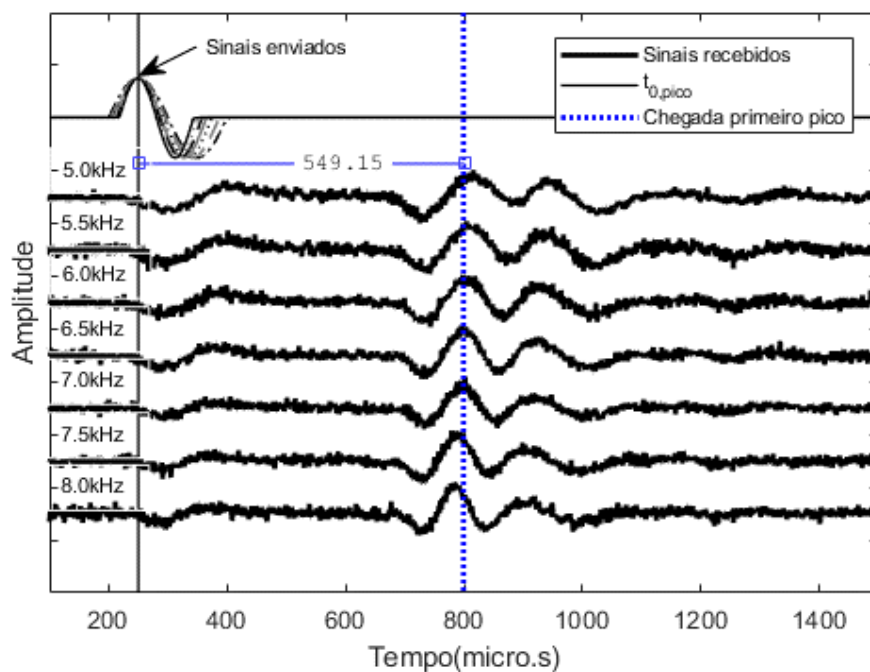


Figura A. 10: Leitura BE para incremento de carga n.10 (Compressão isotrópica $p' = 90$ kPa)

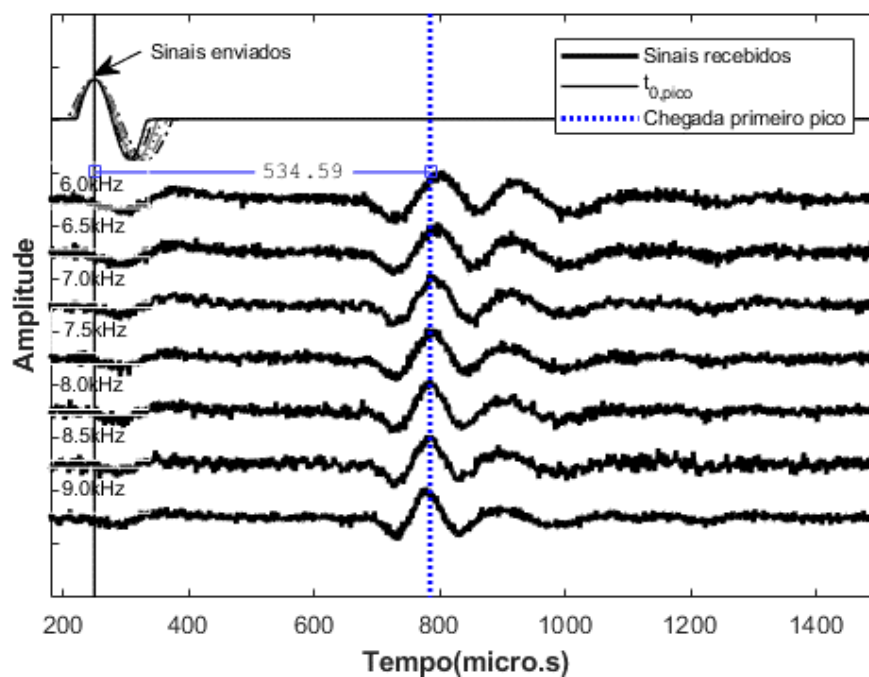


Figura A. 11: Leitura BE para incremento de carga n.11
(Compressão isotrópica $p' = 98$ kPa)

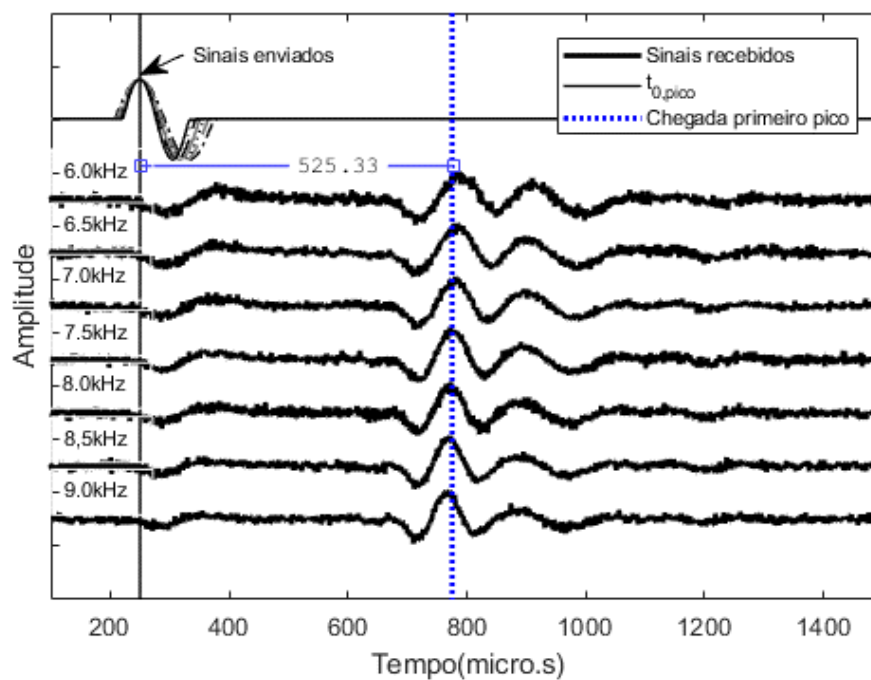


Figura A. 12: Leitura BE para incremento de carga n.12
(Compressão isotrópica $p' = 120$ kPa)

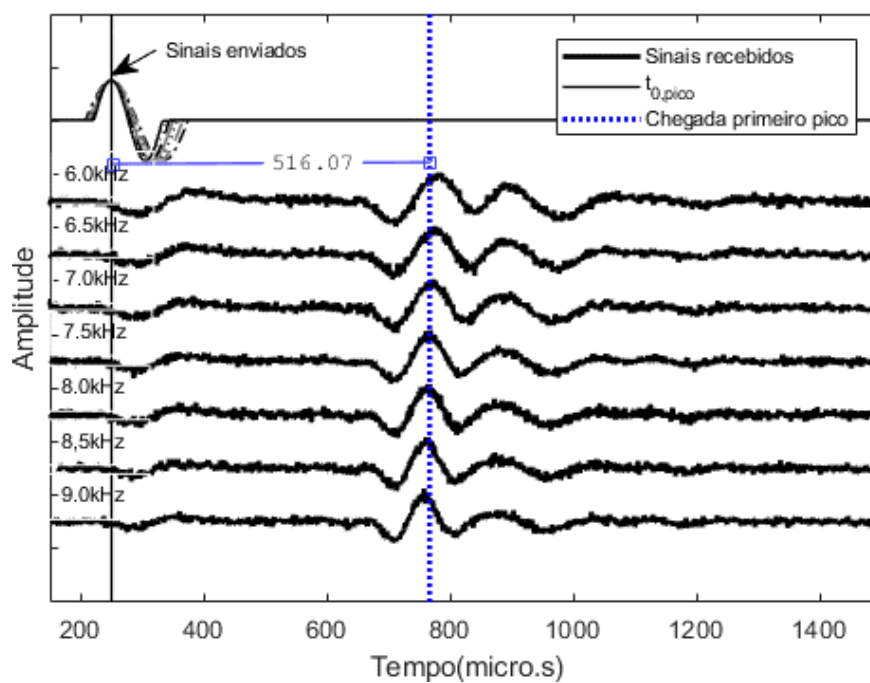


Figura A. 13: Leitura BE para incremento de carga n.13
(Compressão isotrópica $p' = 136$ kPa)

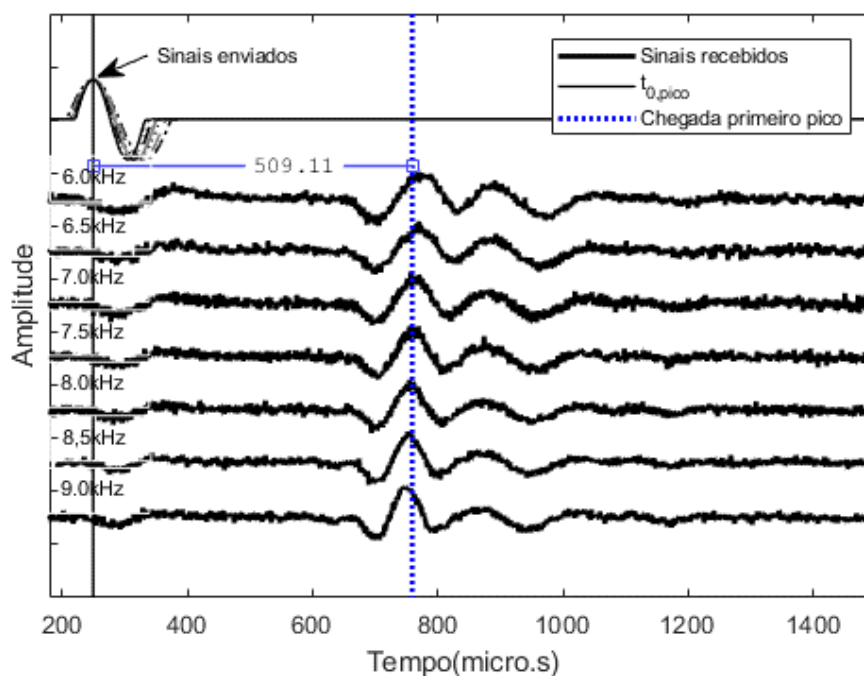


Figura A. 14: Leitura BE para incremento de carga n.14
(Compressão isotrópica $p' = 158$ kPa)

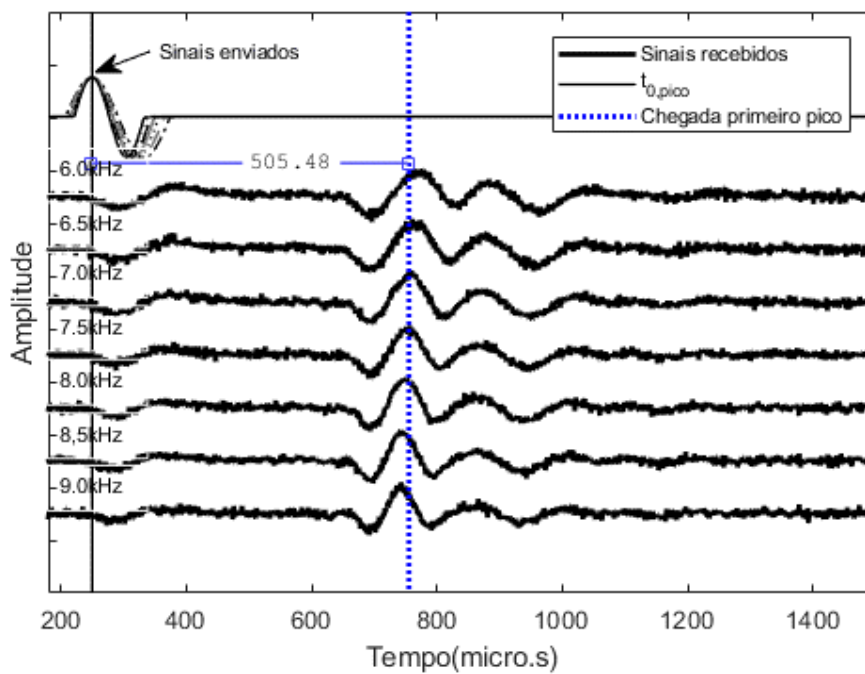


Figura A. 15: Leitura BE para incremento de carga n.15
(Compressão isotrópica $p' = 177$ kPa)

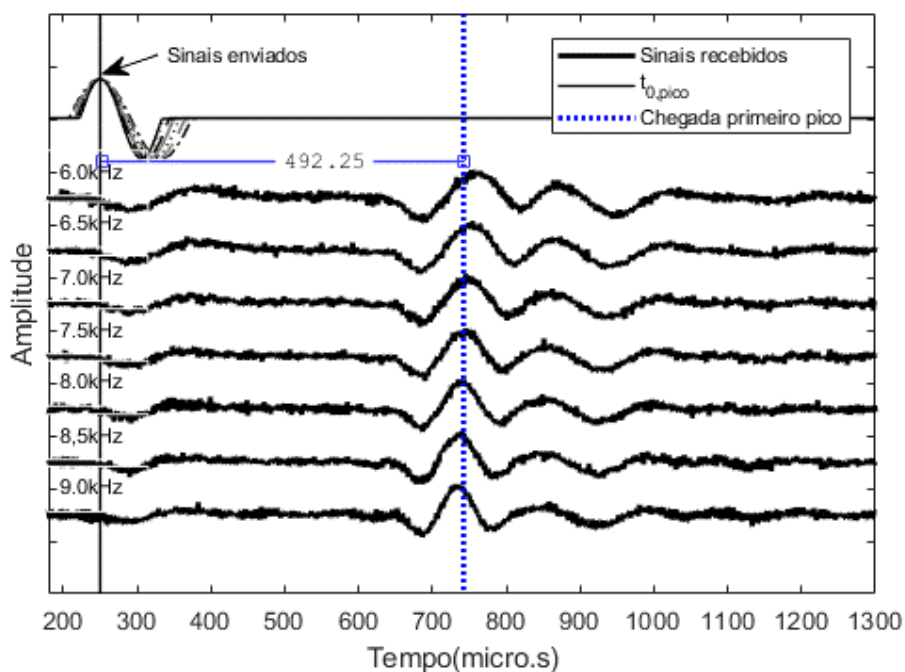


Figura A. 16: Leitura BE para incremento de carga n.16
(Compressão isotrópica $p' = 195$ kPa)

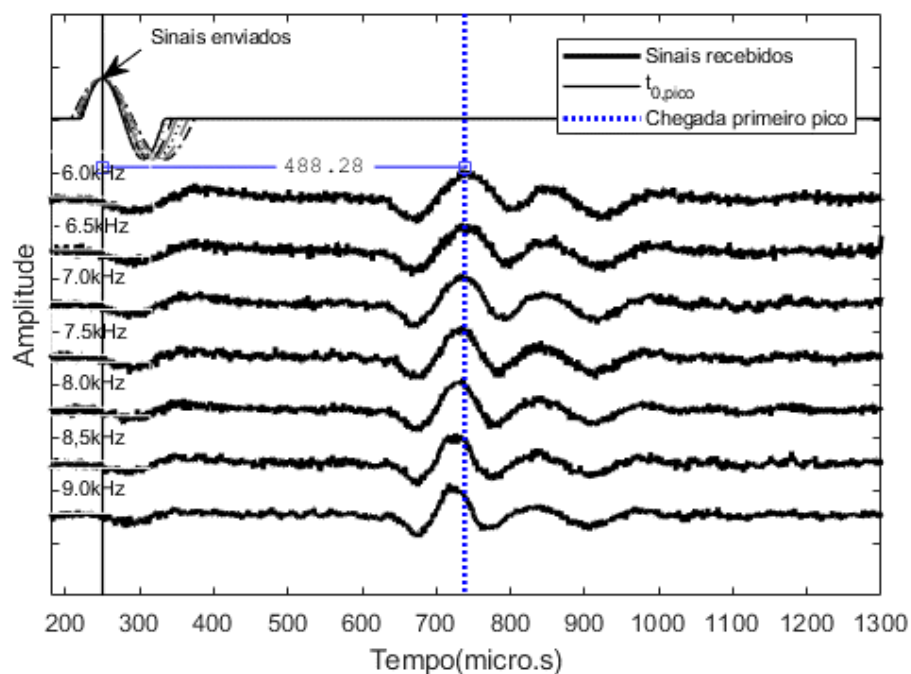


Figura A. 17: Leitura BE para incremento de carga n.17
(Compressão isotrópica $p' = 222$ kPa)

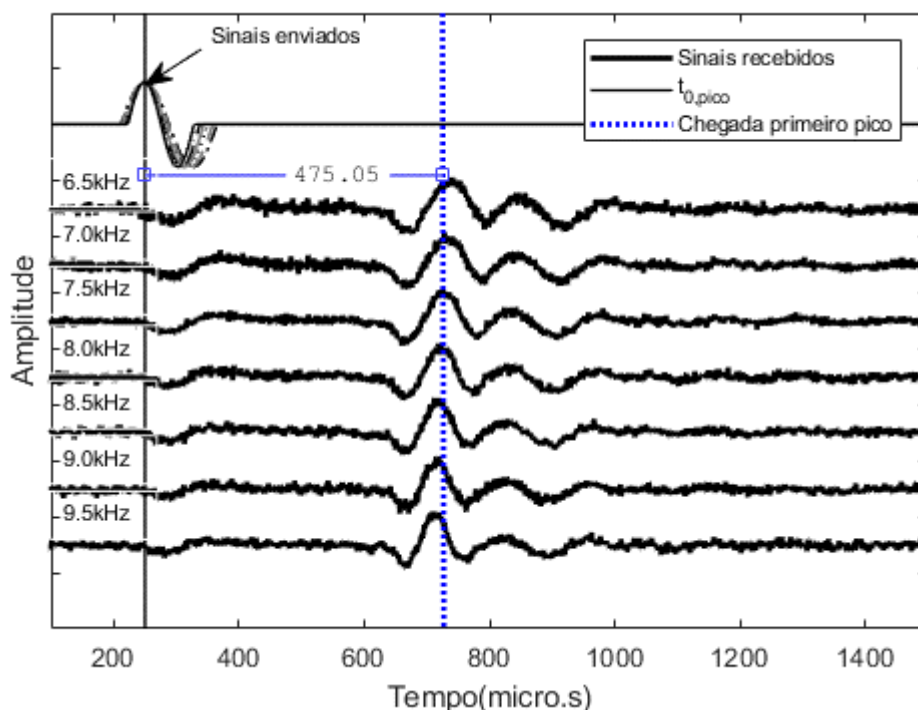


Figura A. 18: Leitura BE para incremento de carga n.18
(Compressão isotrópica $p' = 240$ kPa)

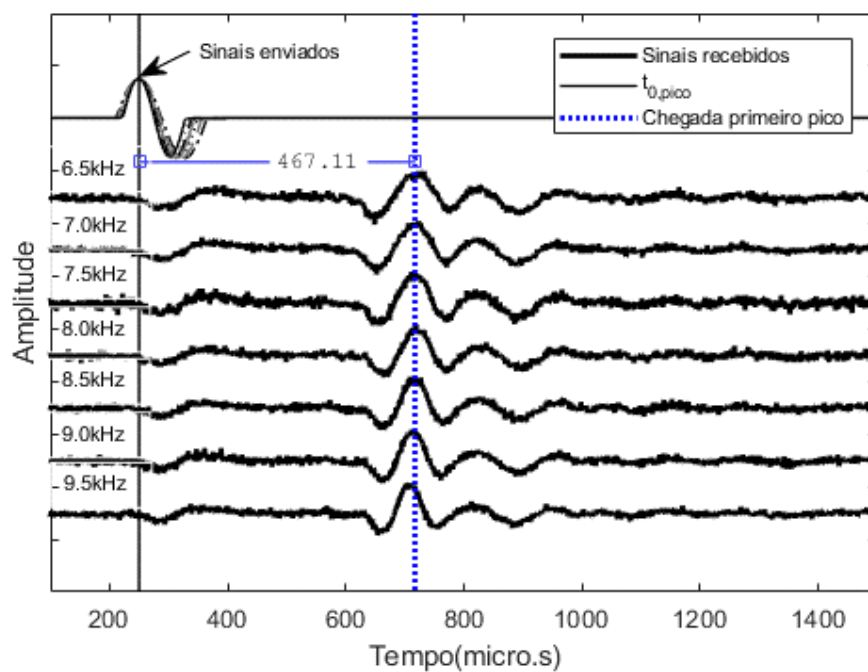


Figura A. 19: Leitura BE para incremento de carga n.19
(Compressão isotrópica $p' = 260$ kPa)

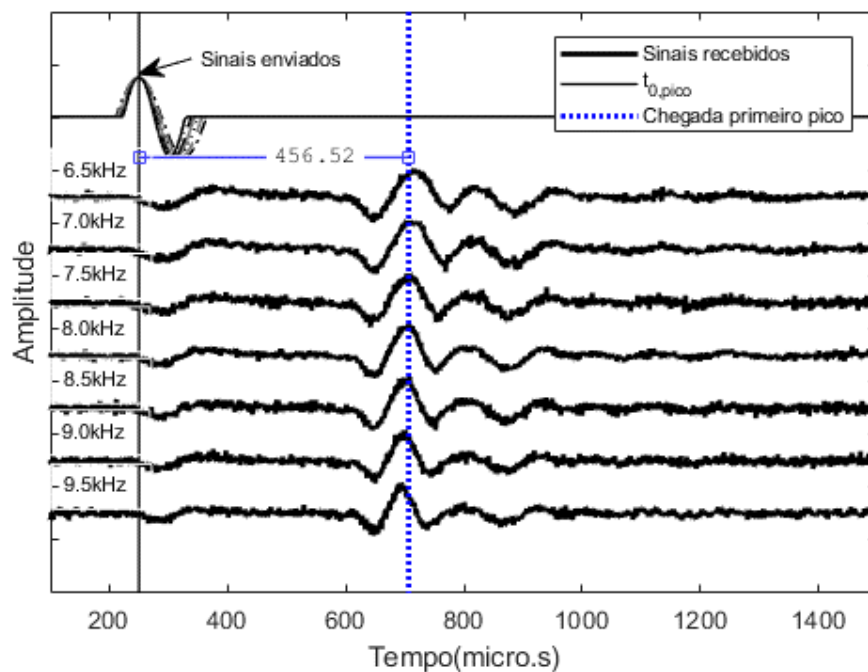


Figura A. 20: Leitura BE para incremento de carga n.20
(Compressão isotrópica $p' = 280$ kPa)

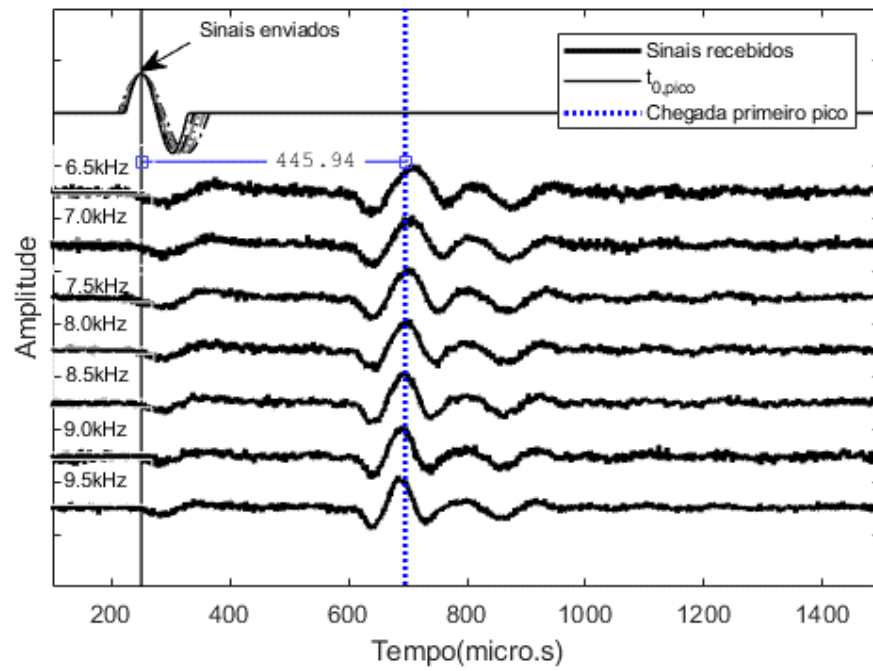


Figura A. 21: Leitura BE para incremento de carga n.21
(Compressão isotrópica $p' = 304$ kPa)

APÊNDICE B
LEITURAS DE *BENDER ELEMENTS* NO CISALHAMENTO

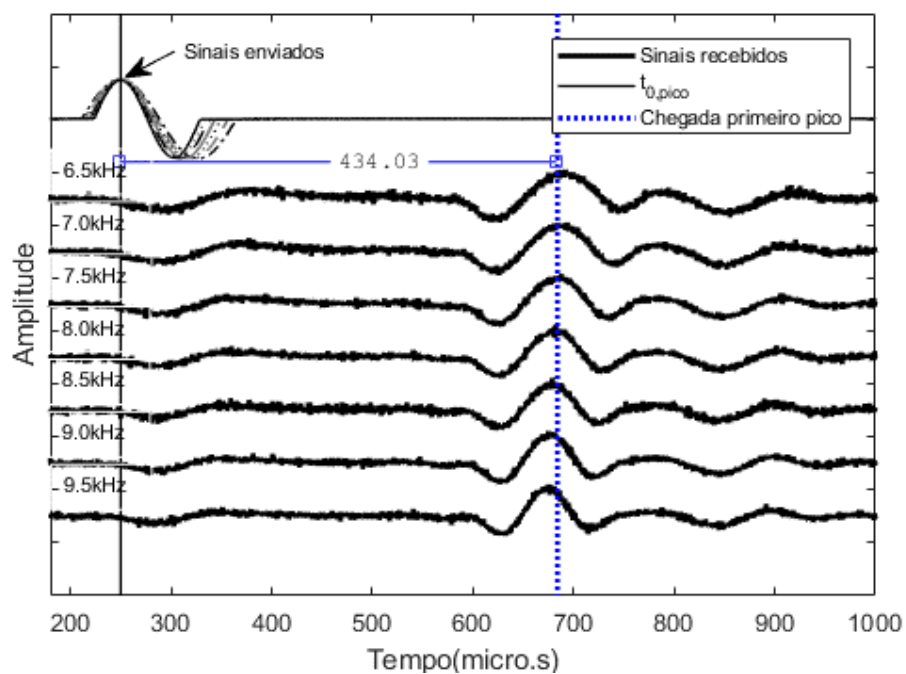


Figura B. 1: Leitura BE n.1 (Cisalhamento_q = 8 kPa)

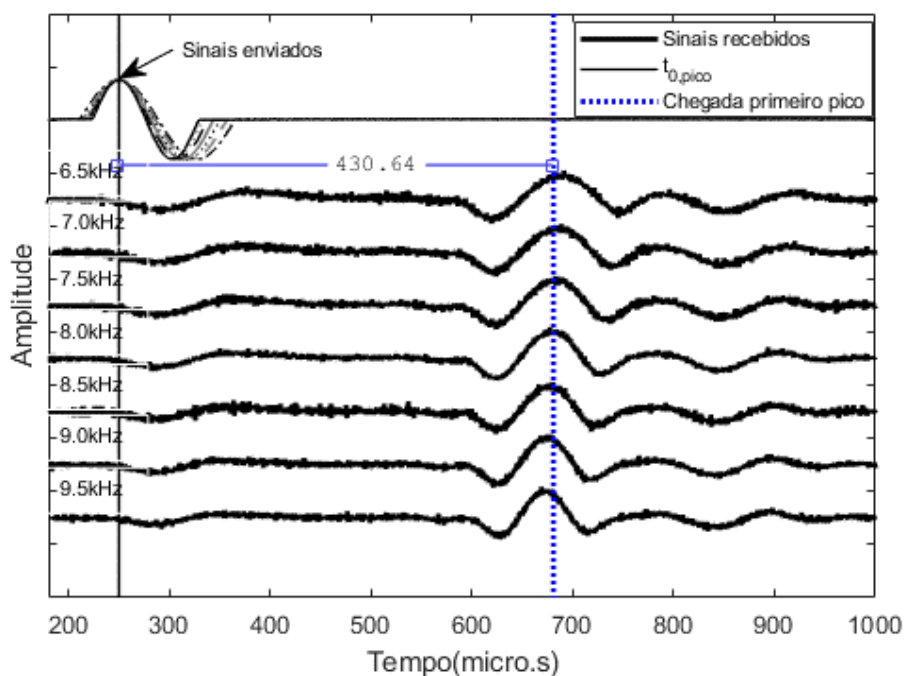


Figura B. 2: Leitura BE n.2 (Cisalhamento_q = 33 kPa)

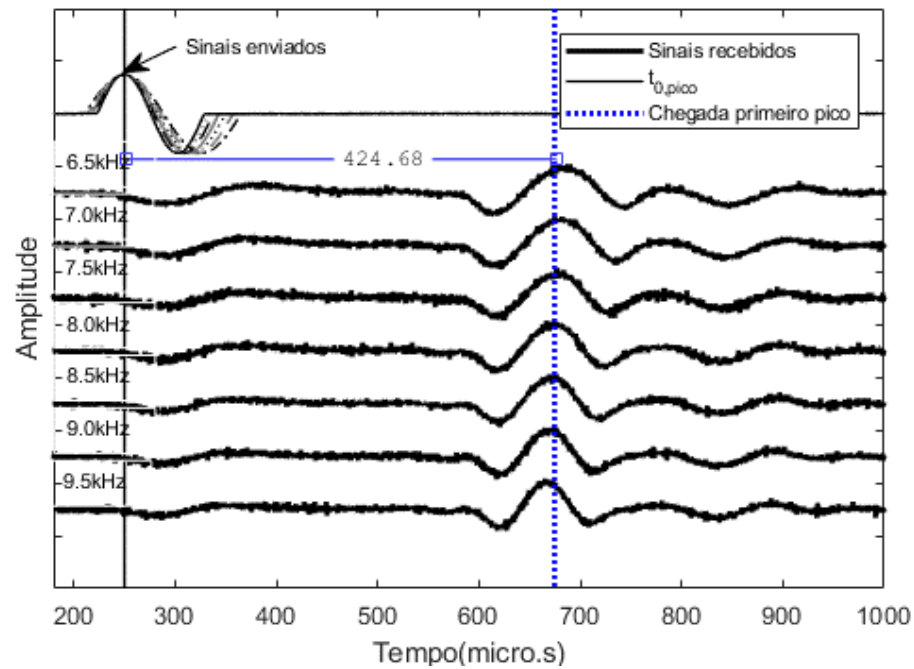


Figura B. 3: Leitura BE n.2 (Cisalhamento_q = 44 kPa)

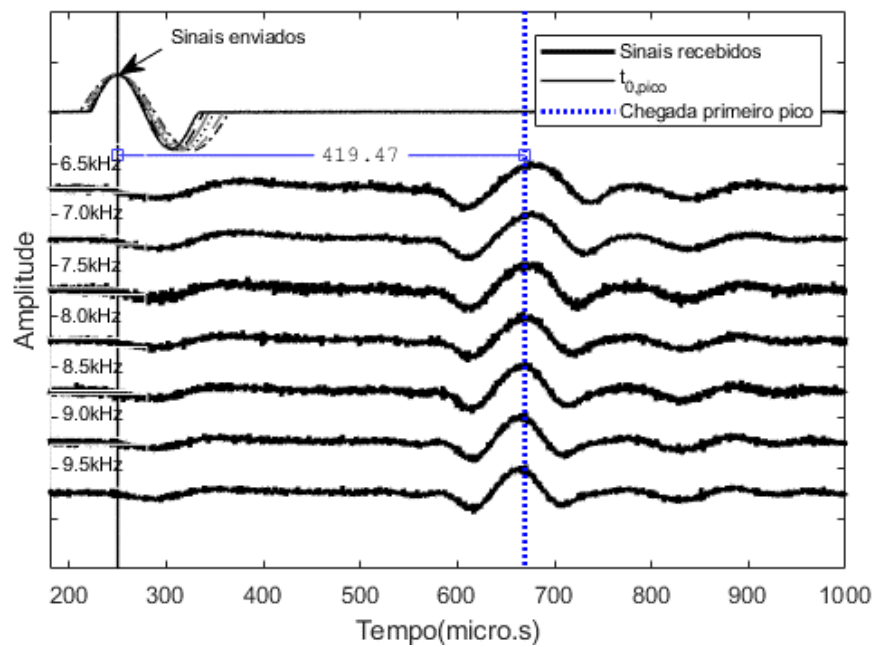


Figura B. 4: Leitura BE n.4 (Cisalhamento_q = 69 kPa)

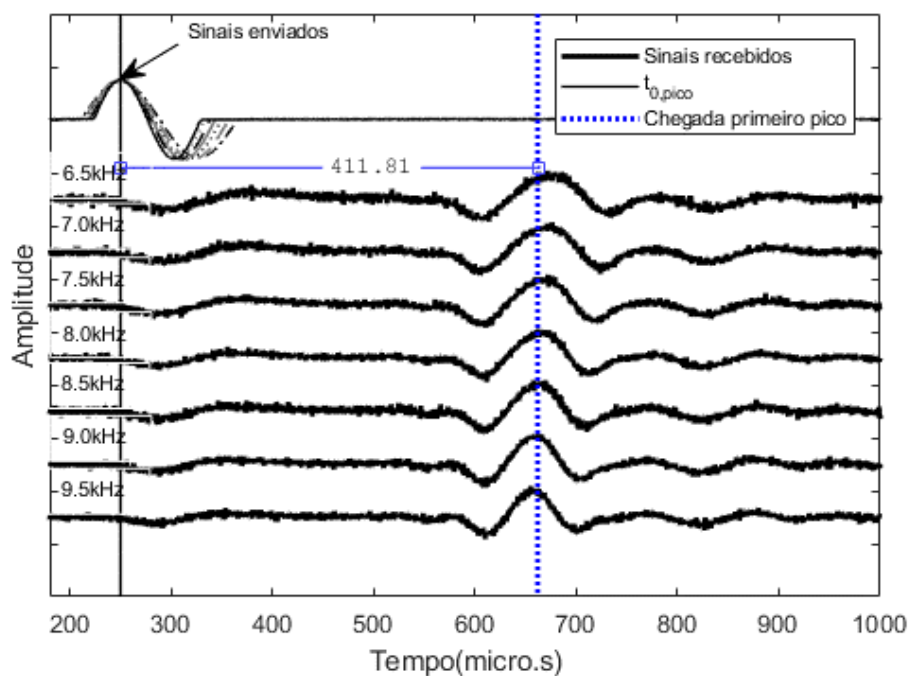


Figura B. 5: Leitura BE n.5 (Cisalhamento_q = 84 kPa)

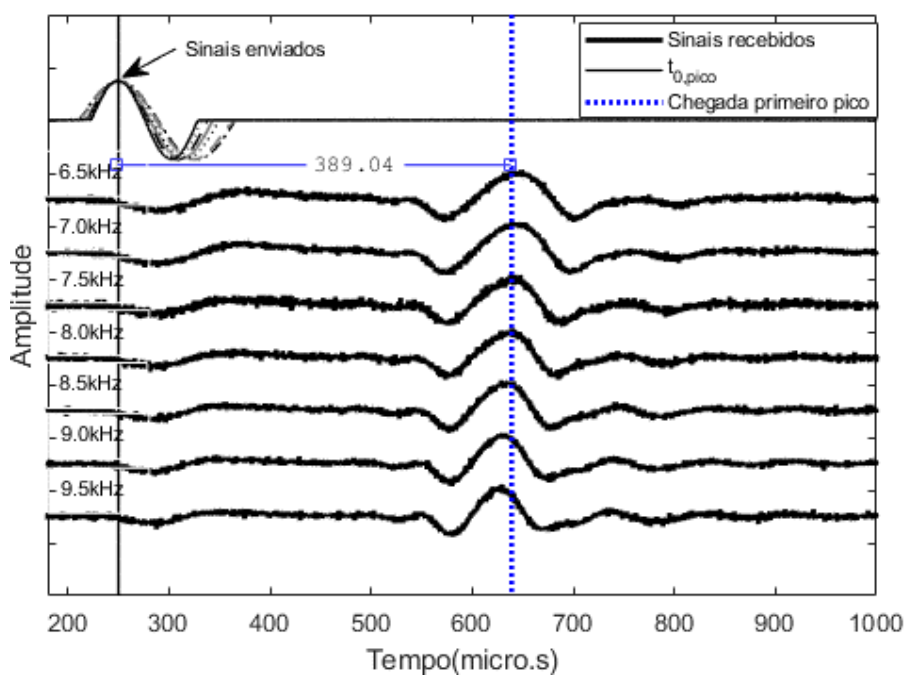


Figura B. 6: Leitura BE n.6 (Cisalhamento_q = 187 kPa)

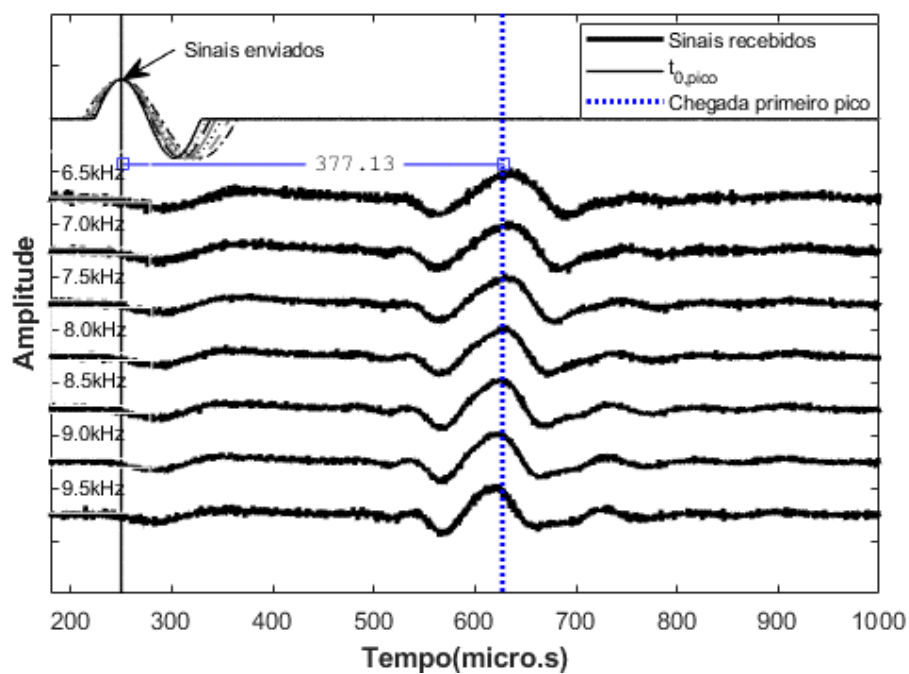


Figura B. 7: Leitura BE n.7 (Cisalhamento_q = 221 kPa)