

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

**Comportamento de Fundações Diretas Submetidas à
Carregamento Cíclico em Solo Residual**

Fernando Fante

Porto Alegre
2021

FERNANDO FANTE

**COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS
SUBMETIDAS À CARREGAMENTO CÍCLICO EM SOLO
RESIDUAL**

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
2021

CIP - Catalogação na Publicação

Fante, Fernando

Comportamento de fundações diretas submetidas à carregamento cíclico em solo residual / Fernando Fante. -- 2021.

189 f.

Orientador: Nilo Cesar Consoli.

Coorientador: Pedro Domingos Marques Prietto.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2021.

1. solo residual. 2. ensaio de placa. 3. carregamento cíclico. 4. carregamento monotônico. I. Consoli, Nilo Cesar, orient. II. Prietto, Pedro Domingos Marques, coorient. III. Título.

FERNANDO FANTE

**COMPORTAMENTO DE FUNDAÇÕES DIRETAS
SUBMETIDAS À CARREGAMENTO CÍCLICO EM SOLO
RESIDUAL**

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, 04 de junho de 2021.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Orientador

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Eclesielter Batista Moreira (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Luizmar Lopes Júnior (MULTISOLOS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof^a. Monica Prezzi (PURDUE)
Ph.D. pela University of California

Dedico este estudo aos meus pais Alcides e Lorena, ao meu irmão Rudinei, e a minha namorada Mariane, por todo o apoio e compreensão durante o período de seu desenvolvimento.

AGRADECIMENTOS

Ao finalizar esta pesquisa, gostaria de agradecer a todas as pessoas que direta ou indiretamente, contribuíram para que o objetivo final deste estudo fosse atingido. Em especial, devo agradecer aqueles que de alguma forma foram essenciais nessa trajetória, os quais tenho muito apreço e minha eterna gratidão.

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus pais, Alcides e Lorena, e ao meu irmão Rudinei, por todo o incansável apoio e incentivo durante toda a minha caminhada na pós-graduação. Sem todo esse auxílio, nada disso teria sido possível.

A minha namorada Mariane Klein, por toda a paciência, carinho, compreensão e apoio durante não só a execução deste estudo, mas em toda a minha trajetória na pós-graduação. Por dividir os inúmeros momentos de angústia, frustração e também vibrar com as pequenas vitórias do dia a dia. Agradeço também por entender a minha ausência em muitos momentos, e por sempre estar ao meu lado me motivando a ser sempre uma pessoa melhor. Te amo.

Agradeço ao Professor Nilo, orientador deste trabalho, por todo o conhecimento transmitido, pela disponibilidade para a suprir as inúmeras dúvidas que surgiram durante o desenvolvimento deste estudo, e por todo o apoio e incentivo não só durante essa pesquisa, mas em toda a pós-graduação.

Agradeço ao Professor Pedro, coorientador deste trabalho, por toda a disponibilidade em suprir todos os questionamentos e dúvidas que surgiram durante a execução deste estudo, além de todo o conhecimento transmitido.

Aos professores do PPGEC, por todo o conhecimento repassado, por todos os questionamentos, por todos os exemplos, e por despertar o espírito de buscar sempre o melhor, de questionar e ir atrás das respostas. Me sinto honrado de ter sido aluno de todos vocês.

A minha colega e amiga Maria Mariana, por todo o auxílio, por toda a disponibilidade, e por dividir muitas angustias e dificuldades inerentes a execução deste estudo. E principalmente, por toda a parceria durante a realização dos ensaios de campo, e pelo seu exemplo de força, empenho, coragem e entusiasmo.

Aos meus colegas de mestrado e a todos os membros do LEGG, por todo o conhecimento

compartilhado, e por todo o auxílio e apoio durante a pós-graduação. Sei que se cheguei até aqui, foi em grande parte pela ajuda de vocês. Em especial, gostaria de agradecer aos colegas que realizaram seus estudos no campo experimental: Helena, Eclesielter, Marina, Débora, Alexia, Larissa, Luana e Tenisson, por todo o conhecimento compartilhado e por toda a ajuda prestada durante a execução dos ensaios de campo.

Ao meu amigo e colega Giovani, por toda a parceria e apoio durante a pós-graduação, além de todos os conhecimentos a mim transmitidos. Se eu cheguei até aqui, muito foi em função de sua ajuda, sou e serei eternamente grato.

A minha amiga Helena, por todo o apoio durante a graduação e pós-graduação, por sempre acreditar em mim e no meu potencial, e por nunca me deixar desistir de meus sonhos. Obrigado por tudo.

Ao Professor Luizmar e a empresa Multisolos Estaqueamento e Sondagem, pela disposição dos seus equipamentos na execução das sondagens à percussão.

Ao Professor Felipe, por todo o auxílio prestado na elaboração do projeto das placas de ensaios empregadas na presente pesquisa.

Aos professores Cesar, Lucas, Francisco e Márcio, por toda a ajuda e disponibilidade no esclarecimento de dúvidas, e pelas diversas contribuições neste estudo.

A Universidade de Passo Fundo, a qual sou egresso, por permitir meu retorno para a execução dos ensaios no campo experimental. Estendo também este agradecimento aos funcionários do CETEC, em especial ao Eduardo, Leunir e Matheus, pela sua prontidão e disponibilidade no auxílio da execução dos ensaios, pelas sugestões e por toda a ajuda na resolução dos mais diversos percalços que ocorrem em toda a pesquisa de campo.

A Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e em especial ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC, pela oportunidade de estudar e de realizar o que para mim era um grande sonho. Ainda, agradeço por todo o suporte, e por todo o conhecimento que tive a oportunidade de obter e que em breve poderei compartilhar. Sou muito grato pelo crescimento que tive como engenheiro e principalmente como pessoa.

Agradeço a CAPES e ao CNPq pelo auxílio financeiro durante o desenvolvimento deste estudo.

Faça o seu melhor, na condição que você tem, enquanto
você não tiver condições melhores, para fazer melhor
ainda.

Mario Sergio Cortella

RESUMO

FANTE, F. **Comportamento de fundações diretas submetidas à carregamento cíclico em solo residual.** 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O solo residual é um material encontrado em grande parte do Brasil e do mundo. Seu comportamento é diferenciado de solos “clássicos” devido a sua dependência do processo de formação e de sua estrutura. Esta pode sofrer um processo de degradação, ocasionando uma diminuição de rigidez e de resistência – que pode ser acelerada sob um carregamento cíclico. Nesse contexto, ensaios de campo se mostram vantajosos, por apresentarem as condições *in situ*. Desta forma, este estudo teve como objetivo avaliar o comportamento do solo residual frente a ciclos de carga e descarga por meio da utilização de ensaios de placa. Para tal, foram realizados ensaios de caracterização de campo (*i.e.*, sondagens a percussão) e de laboratório (*i.e.*, caracterização física, ensaios de sucção e triaxiais consolidados isotropicamente drenados). As provas de carga foram executadas com placas de formatos circular e quadrado, e com carregamentos monotônicos e cíclicos, com três amplitudes distintas. Dentre os resultados obtidos, constatou-se que não houve efeitos de forma para os ensaios monotônicos e cíclicos – sob os mesmos padrões de carregamento. Há uma pressão limite – que coincide com a pressão onde ocorre a plastificação da estrutura – que marca uma mudança no comportamento. Até a tensão limite, o solo apresenta um comportamento que se assemelha ao elástico com elevada rigidez e pequenos recalques. Na tensão limite, observou-se um aumento nos recalques e uma redução na rigidez. E acima da tensão limite, houve um aumento dos recalques com a estabilização no módulo de elasticidade. Por fim, a aplicação do carregamento cíclico não afetou a capacidade de carga das fundações estudadas.

Palavras-chave: *solo residual; ensaio de placa; carregamento monotônico; carregamento cíclico.*

ABSTRACT

FANTE, F. **Comportamento de fundações diretas submetidas à carregamento cíclico em solo residual.** 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Residual soil is a material found in much of Brazil and the world. Its behavior is different from "classic" soils due to its dependence on the formation process and its structure. This can undergo a degradation process, causing a decrease in stiffness and resistance - which can be accelerated under a cyclic load. In this context, field tests prove to be advantageous, as they present the conditions *in situ*. Thus, this study aimed to evaluate the behavior of the residual soil in the face of loading and unloading cycles through the use of plate tests. To this end, field tests (i.e., standard penetration tests), and laboratory tests (i.e., physical characterization, suction measurements, and drained triaxial tests) were carried out. The load tests were performed with circular and square plates, and with monotonic and cyclic loads - the latter with three different amplitudes. Among the results obtained, it was found that there were no shape effects for monotonic and cyclic tests - under the same loading patterns. There was threshold stress - that coincides with the yield of the structure - that marks a behavior change. Up to the threshold stress, the soil has a behavior similar to elastic with high stiffness and small settlements. To this pressure, there was an increase in settlements and a reduction in stiffness. Above the threshold stress, there was an increase in settlements with stabilization in the elasticity module. Finally, the application of cyclic loading did not affect the bearing capacity of the foundations studied.

Key-words: *residual soil; plate load test; monotonic load; cyclic load.*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1: Perfis típicos de solos residuais do Brasil. Adaptado de Vargas (1985).....	35
Figura 2.2: Microscopia eletrônica de varredura em um arenito de sílica: (a) amostra com superfície polida; (b) amostra com superfície não polida (CUCCOVILLO & COOP, 1997).	36
Figura 2.3: Representação esquemática do processo de intemperismo em áreas tectonicamente inativas: 1 – rocha sã; 2 – zonas de pouca alteração química; 3 – montmorilonita; 4 – caulinita; 5 – Al ₂ O ₃ ; 6 – Fe ₂ O ₃ -Al ₂ O ₃ . Adaptado de Strakhov (1967).	37
Figura 2.4: Distribuição dos solos lateríticos no mundo. Adaptado de Gidigas (1976). ...	38
Figura 2.5: Distribuição de solos lateríticos no Brasil. Adaptado de Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2007).....	39
Figura 2.6: Microscopia eletrônica de varredura em um solo residual de gnaiss: (a) amostra retirada a 1m de profundidade, correspondente ao horizonte B; (b) amostra retirada a 5m de profundidade, correspondente ao horizonte C (FUTAI <i>et al.</i> , 2006).....	40
Figura 2.7: Distribuição granulométrica de solos residuais argilosos de diferentes rochas. Adaptado de Vargas (1953).	41
Figura 2.8: Trechos das curvas características: (a) unimodal; (b) bimodal. Adaptado de Feuerharmel <i>et al.</i> (2006) e Vanapalli <i>et al.</i> (1999).....	44
Figura 2.9: Curvas características para amostras de solo remoldado, com formato unimodal obtidas através da técnica de papel filtro através de diferentes trajetórias de secagem “S” e de umedecimento “U”. Adaptado de Bortoli (1999).	45
Figura 2.10: Curvas características para amostras de solo natural, com formato bimodal obtidas através da técnica de papel filtro através de diferentes trajetórias de secagem “S” e de umedecimento “U”. Adaptado de Bastos (1999) e Bortoli (1999).	46
Figura 2.11: Diferentes tipos de plastificação. Adaptado de Leroueil & Vaughan (1990).	48
Figura 2.12: Curvas de plastificação para solos estruturados: (a) anisotropia em argilas; (b) isotropia em algumas rochas frágeis e solos residuais. Adaptado de Leroueil & Vaughan (1990).....	49
Figura 2.13: Comportamento idealizado de dois solos distintos em um ensaio oedométrico: índice de vazios “e” <i>versus</i> tensão média efetiva “p”. (a) “solo ideal”; (b) solo estruturado. Adaptado de Leroueil & Hight (2003).....	50
Figura 2.14: Esquema do comportamento do solo e de suas respectivas superfícies de plastificação. (a) Plano “p” <i>versus</i> “q”; (b) Deformação específica “ε” <i>versus</i> a razão entre deformação plástica e deformação total “ε _{plast} /ε _{tot} ”. Adaptado de Leroueil & Hight (2003).	50

Figura 2.15: Esquema do comportamento do solo e de suas respectivas superfícies de plastificação. (a) Deformação específica “ ε ” versus rigidez “ G/G_0 ”; (b) Deformação específica “ ε ” versus variação da poropressão “ Δu ”. Adaptado de Leroueil & Hight (2003).	51
Figura 2.16: Ensaio oedométrico em argilas residuais vulcânicas. Adaptado de Wallace <i>et al.</i> (1974).	52
Figura 2.17: Resultados de ensaios triaxiais consolidados não drenados – Tipo CU. (a) Tensão desvio “ q ” versus deformação axial “ ε_a ”; (b) Variação da poropressão “ Δu ” versus deformação axial “ ε_a ”. Adaptado de Wesley (1990).	53
Figura 2.18: Resultados de ensaios triaxiais consolidados drenados – Tipo CD. (a) Tensão desvio “ q ” versus deformação axial “ ε_a ”; (b) deformação volumétrica “ ε_v ” versus deformação axial “ ε_a ”. Adaptado de Rohlfs Júnior (1996).	54
Figura 2.19: Exemplos de carregamentos cíclicos. Adaptado de Di Prisco & Wood (2012).	55
Figura 2.20: Períodos e número de ciclos caracterizando eventos típicos de carregamento cíclico. Adaptado de Andersen <i>et al.</i> (2013)	56
Figura 2.21: Definição dos parâmetros de carregamento cíclico para modelos de campo e de laboratório. Adaptado de Tsuha <i>et al.</i> (2012).	56
Figura 2.22: Classificação de problemas dinâmicos. Adaptado de Ishihara (1996).	57
Figura 2.23: Acumulação de deformações de uma fundação sob carregamento cíclico. Adaptado de Di Prisco & Wood (2012).	58
Figura 2.24: Desenvolvimento de deformações cisalhantes “ γ ” e definição da deformação cisalhante resiliente “ γ_r ” para um solo granular seco sujeito a um carregamento cíclico com tensão controlada. Adaptado de O’Reilly & Brown (1991).	59
Figura 2.25: Efeitos da velocidade em argilas. (a) Influência da taxa de deformação no comportamento tensão “ q ” versus deformação “ ε_a ” em uma argila natural. Adaptado de Graham <i>et al.</i> (1984); (b) Influência da taxa de carregamento na tensão cisalhante de pico em um silte argiloso normalmente adensado. Adaptado de O’Reilly <i>et al.</i> (1989).	60
Figura 2.26: Efeitos do carregamento cíclico no recalque de longo prazo: (a) carregamento estático; (b) carregamento cíclico. Adaptado de O’Reilly & Brown (1991).	61
Figura 2.27: Efeitos do aumento da carga em um elemento de fundação superficial: (a) recalque elástico; (b) com o aumento dos recalques na fundação o solo nas bordas do elemento passa para o regime plástico; (c) o recalque continua até que a zona plastificada aumente; (d) recalque se torna grande a ponto da zona plástica expandir, seguindo a trajetória da zona elástica; (e) a deformação aumenta e atinge a superfície da massa de solo. Adaptado de Salgado (2008).	62
Figura 2.28: Tipos de Ruptura: (a) generalizada, (b) local, e (c) puncionamento. Adaptado de Vesic (1963).	63

Figura 2.29: Configuração típica da aparelhagem para aplicação de carga para a prova de carga sem escavação do terreno. Adaptado de NBR 6489 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019).	69
Figura 2.30: Curvas carga “P” <i>versus</i> recalque “ δ ”: (a) Placa circular de 30cm de diâmetro; (b) Placas circulares de 45cm e 60cm de diâmetro e quadrada de 40cm de lado. Adaptado de Cudmani (1994).	70
Figura 2.31: Curvas carga “P” <i>versus</i> recalque “ δ ” para sapatas de 70cm e 100cm de lado. Adaptado de Cudmani (1994).	70
Figura 2.32: Curvas carga “P” <i>versus</i> recalque “ δ ”: (a) Placa de 30, 45 e 60cm de diâmetro. (b) Sapatas de 40, 70 e 100cm de lado. Adaptado de Consoli <i>et al.</i> (1998).	71
Figura 2.33: Relação carga recalque para um ensaio de placa cíclico típico. Adaptado de Das & Ramana (2011).	72
Figura 2.34: Padrão dos ciclos aplicados na fundação. Adaptado de Antony & Jahanger (2020).	74
Figura 2.35: Curva carga-recalque cíclica típica. Adaptado de Hittle & Goetz (1948).	75
Figura 2.36: Curva carga “P” <i>versus</i> recalque “ δ ” cíclica para a placa circular de 60cm, para os solos de <i>Warsaw, Crosby e Brookston</i> . Adaptado de Hittle & Goetz (1948).	76
Figura 2.37: Ensaios de placa cíclicos em argila: (a) Amplitude de carregamento, “ q/q_u ” <i>versus</i> recalque relativo “ δ/D ”; (b) Recalque relativo “ δ/D ” <i>versus</i> número de ciclos. Adaptado de Marsland & Powell (1980).	77
Figura 2.38: Resumo do comportamento tensão “ σ ” <i>versus</i> recalque “ δ ” para os ensaios nas placas circulares e quadradas. Adaptado de Butterfield & Georgiadis (1980b).	78
Figura 2.39: Comportamento carga <i>versus</i> deslocamento para o ensaio cíclico na placa quadrada de 100mm. (a) Primeiro ensaio; (b) Segundo ensaio. Adaptado de Butterfield & Georgiadis (1980b).	78
Figura 2.40: Ensaios de placa cíclicos em argila de Londres: (a) Curvas carga <i>versus</i> deslocamento para o ensaio com nível de carga de 6kN; (b) Deslocamento <i>versus</i> número de ciclos. Adaptado de Butterfield & Georgiadis (1980a).	79
Figura 2.41: (a) Curva tensão “ σ ” <i>versus</i> deslocamento “ δ ” para a placa circular de 61cm de diâmetro; (b) Previsão dos recalques causados pelo carregamento cíclico. Adaptado de Al-Sanad <i>et al.</i> (1993).	80
Figura 3.1: Localização do campo experimental. Adaptado de Google Maps (2020); Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2020).	82
Figura 3.2: Vista aérea do campo experimental (UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO, 2019).	82
Figura 3.3: Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (STRECK <i>et al.</i> , 2008).	83

Figura 3.4: Perfil do Latossolo Vermelho Distrófico húmico. Adaptado de Viero & Silva (2010).....	84
Figura 3.5: Índices físicos ao longo do perfil de solo: (a) teor de umidade natural; (b) peso específico dos grãos; (c) limites de Atterberg; (d) porção de material. Adaptado de Dalla Rosa <i>et al.</i> (2004).....	85
Figura 3.6: Curva granulométrica do solo residual do campo experimental. Elaborado com base nos autores supracitados.	86
Figura 3.7: Ensaio oedométricos realizados no campo experimental. Elaborado com base nos autores supracitados.	88
Figura 3.8: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) tensão desvio “q” <i>versus</i> deformação axial “ ϵ_a ”; (b) deformação volumétrica “ ϵ_v ” <i>versus</i> deformação axial “ ϵ_a ”; (c) tensão desvio “q” <i>versus</i> tensão efetiva média “p”; (d) Resultado de ensaios triaxiais de consolidação isotrópica, tensão efetiva média “p” <i>versus</i> deformação volumétrica “ ϵ_v ”. O ensaio 3 foi realizado com medidas internas de deformação. O ensaio com <i>bender elements</i> foi realizado com medidas externas de deformação. Elaborado com base nos autores supracitados.	89
Figura 3.9: Resultados de ensaios triaxiais cíclicos consolidados e não drenados, do tipo CU. (a) Variação da tensão desvio “q” <i>versus</i> deformação axial “ ϵ_a ”, imposta ao corpo de prova durante a aplicação do carregamento cíclico; (b) Trajetória de tensões espaço “p” <i>versus</i> “q” para ensaio cíclico e envoltória de ruptura para ensaios triaxiais estáticos; (c) Variação da poropressão “u” <i>versus</i> deformação axial “ ϵ_a ”. Adaptado de Carretta (2018).91	91
Figura 3.10: Resultados do ensaio SPT realizado no campo experimental: (a) com circulação de água; e (b) sem circulação de água. Adaptado de Lopes Júnior & Thomé (2005).....	92
Figura 3.11: Equipamento utilizado: (a) cone elétrico; e (b) equipamento de cravação (FARO, 2014).	93
Figura 3.12: Ensaio CPT realizados no campo experimental de Passo Fundo. (a) Resistencia de ponta “ q_c ”; (b) Resistencia por atrito lateral “ f_s ”; (c) Razão de atrito “ R_f ”; (d) Índice de classificação “ $I_{c,RW}$ ”. Zonas de comportamento do solo: 1 - Solos finos, alta sensibilidade, 2 - Solos orgânicos – turfas, 3 - Argilas – argila a argila siltosa, 4 - Misturas de silte – silte argiloso a argila siltosa, 5 - Misturas de areia – areia siltosa a silte arenoso, 6 - Areias – areia fina a areia siltosa, 7 - Areia grossa a areia fina. Adaptado de Faro (2014).	94
Figura 3.13: Equipamento utilizado: (a) dilatômetro; e (b) equipamento de cravação (FARO, 2014).	95
Figura 3.14: Ensaio SDMT realizados no campo experimental de Passo Fundo. (a) Pressão inicial corrigida “ P_0 ”; (b) pressão corrigida após a expansão da membrana, “ P_1 ”; (c) pressão hidrostática do solo “ u_0 ”; (d) índice de material “ I_D ”. Adaptado de Born (2019)..	96
Figura 3.15: Ensaio SDMT realizados no campo experimental de Passo Fundo: (a) índice de tensão horizontal “ K_D ”; (b) velocidade da onda cisalhante “ V_s ”; (c) módulo cisalhante	

inicial “ G_0 ”; (d) módulo de elasticidade a pequenas deformações “ E_0 ”. Adaptado de Born (2019).....	97
Figura 3.16: Instalação da placa de ensaio com a aplicação de camada niveladora de areia. (b) Ruptura por puncionamento observada. Adaptado de Dalla Rosa & Thomé (2004).....	98
Figura 3.17: Provas de carga realizadas no campo experimental de Passo Fundo: (a) Curva tensão “ σ ” versus recalque “ δ ”; (b) Curva tensão “ σ ” versus recalque relativo “ δ/D ”. Adaptado de Consoli <i>et al.</i> (2020b); Dalla Rosa (2003); Sasso (2020); Wagner (2020). ...	99
Figura 3.18: Provas de carga realizadas no campo experimental de Passo Fundo: (a) Curva tensão “ σ ” versus recalque “ δ ”; (b) Recalque “ δ ” versus módulo de elasticidade de campo “ E ”. Adaptado de Consoli <i>et al.</i> (2020b).	100
Figura 4.1: Localização da área de ensaios no campo experimental e coordenadas geográficas das sondagens com base no Datum WGS84.	103
Figura 4.2: Indicativo da posição da retirada das amostras e da execução do ensaio de penetração dinâmica “DCP”.	104
Figura 4.3: Equipamento utilizado: (a) amostrador; e (b) equipamento de cravação.	109
Figura 4.4: Coleta de amostras: (a) local dos ensaios e da extração das amostras; (b) extração do bloco indeformado.....	110
Figura 4.5: Sistema de reação empregado nos ensaios.	111
Figura 4.6: Placas de ensaio: (a) placa circular; (b) placa quadrada.....	111
Figura 4.7: Sistema de aplicação de carga: (a) macaco hidráulico; (b) célula de carga	112
Figura 4.8: Sistema de aquisição e medição de deslocamentos: (a) transdutores linear de deslocamentos e deflectômetros digitais; (b) sistema de aquisição, fonte de alimentação e nobreak.....	112
Figura 4.9: Procedimento de ensaio: (a) nivelamento do terreno; (b) aplicação de camada de areia fina.....	113
Figura 4.10: Configuração final do ensaio: (a) sistema de aquisição; (b) instrumentação.	114
Figura 4.11: Processo de moldagem das amostras indeformadas: (a) bloco indeformado; (b) seccionamento em blocos menores;.....	116
Figura 4.12: Processo de moldagem das amostras indeformadas: (a) processo de talhagem; (b) amostra final.....	117
Figura 4.13: Instrumentos utilizados para a realização do ensaio de limites de consistência: (a) aparelho de Casagrande; (b) placa de vidro e barra metálica de referência.	118
Figura 4.14: Determinação do peso específico dos grãos: (a) amostra em repouso; (b) etapa de pesagem.....	119

Figura 4.15: Análise granulométrica: (a) etapa de sedimentação; (b) etapa de lavagem do solo para posterior peneiramento fino.	120
Figura 4.16: Ajuste no teor de umidade dos corpos de prova: (a) processo de secagem ao ar; (b) processo de umedecimento.	121
Figura 4.17: Execução da técnica do papel filtro: (a) Posicionamento dos papéis filtro com o auxílio de pinça; (b) vedação do corpo de prova com papel filme; (c) disposição do corpo de prova em embalagem hermética; (d) disposição das amostras em caixa de isopor.	122
Figura 4.18: Processo de pesagem do papel filtro: (a) Balança de precisão; (b) capsulas contendo o papel filtro na estufa para secagem.	123
Figura 4.19: Equipamento triaxial utilizado.	124
Figura 4.20: Componentes do equipamento triaxial: (a) interface ar/água (desmontado); (b) transdutor de pressão; (c) válvulas de controle manuais.	124
Figura 4.21: Componentes do equipamento triaxial: (a) medidor volumétrico do tipo <i>Imperial College</i> ; (b) suporte do motor de passo; (c) célula de carga.	125
Figura 4.22: Procedimento do ensaio: (a) limpeza da base; (b) posicionamento da pedra porosa e papel filtro; (c) posicionamento do corpo de prova.	126
Figura 4.23: Procedimento do ensaio: (a) marcação na membrana da instrumentação; (b) posicionamento da membrana e dos anéis de vedação no molde de PVC; (c) colocação da membrana no corpo de prova.	126
Figura 4.24: Procedimento do ensaio: (a) colagem dos transdutores de deslocamento; (b) posicionamento da câmara; (c) enchimento da câmara.	127
Figura 5.1: Curva granulométrica do solo residual do campo experimental.	130
Figura 5.2: Grau de saturação <i>versus</i> sucção mátrica para o solo residual em três fases distintas: Fase 01 – umedecimento; Fase 02 – secagem; Fase 03 – umedecimento.	135
Figura 5.3: Teor de umidade gravimétrico <i>versus</i> sucção mátrica para o solo residual em três fases distintas: Fase 01 – umedecimento; Fase 02 – secagem; Fase 03 – umedecimento.	136
Figura 5.4: Comparativo da curva característica teor de umidade gravimétrico <i>versus</i> sucção mátrica para o solo residual em três fases distintas: Fase 01 – umedecimento; Fase 02 – secagem; Fase 03 – umedecimento, com os dados disponíveis na literatura. Elaborado com base nos autores supracitados.	137
Figura 5.5: Amostras empregadas nos ensaios triaxiais antes e após o ensaio, respectivamente: (a) e (d) 20 kPa; (b) e (e) 35 kPa; (c) e (f) 50 kPa.	138
Figura 5.6: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) tensão desvio “q” <i>versus</i> deformação axial “ ϵ_a ”; (b) razão q/p’ <i>versus</i> deformação axial “ ϵ_a ”; (c) deformação volumétrica “ ϵ_v ” <i>versus</i> deformação axial “ ϵ_a ”; (d) tensão desvio “q” <i>versus</i> tensão efetiva média “p”’	139

Figura 5.7: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) razão q/p' versus taxa de dilatância " $\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$ "; (b) módulo de elasticidade tangente " E_{tan} " versus deformação axial " ε_a ".	141
Figura 5.8: Comparativo dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) tensão desvio " q " versus deformação axial " ε_a "; (b) deformação volumétrica " ε_v " versus deformação axial " ε_a ". Elaborado com base nos autores supracitados.....	143
Figura 5.9: Ensaio SPT 1 realizado no campo experimental de Passo Fundo.....	144
Figura 5.10: Ensaio SPT 2 realizado no campo experimental de Passo Fundo.....	145
Figura 5.11: Amostras retiradas do ensaio SPT 2.....	147
Figura 5.12: Caracterização complementar às provas de carga: teor de umidade.....	149
Figura 5.13: Ensaio DCP: (a) número de golpes versus profundidade; (b) Penetração por golpe "DPI" versus profundidade.	149
Figura 5.14: Provas de carga monotônicas em placa circular e quadrada: (a) curvas carga "P" versus recalque " δ "; (b) tensão " σ " versus recalque " δ ". As setas apresentadas nas figuras, indicam a carga de 60kN e a tensão aplicada de 94kPa, respectivamente.	150
Figura 5.15: Comparativo das provas de carga monotônicas: (a) curvas carga "P" versus recalque " δ "; (b) tensão " σ " versus recalque " δ ". As setas apresentadas nas figuras, indicam a carga de 60kN e a tensão aplicada de 94kPa, respectivamente. Elaborado com base nos autores supracitados.	152
Figura 5.16: Prova de carga cíclica em placa circular, PC90-25: (a) curva carga "P" versus recalque " δ "; (b) número de ciclos versus recalque " δ ", para as fases de carregamento "CAR" e descarregamento "DES". As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.....	154
Figura 5.17: Prova de carga cíclica em placa circular, PC90-55: (a) curva carga "P" versus recalque " δ "; (b) número de ciclos versus recalque " δ ", para as fases de carregamento "CAR" e descarregamento "DES". As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.....	155
Figura 5.18: Prova de carga cíclica em placa circular, PC90-85: (a) curva carga "P" versus recalque " δ "; (b) número de ciclos versus recalque " δ ", para as fases de carregamento "CAR" e descarregamento "DES". As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.....	156
Figura 5.19: Prova de carga cíclica em placa quadrada, PQ80-25: (a) curva carga "P" versus recalque " δ "; (b) número de ciclos versus recalque " δ ", para as fases de carregamento "CAR" e descarregamento "DES". As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.	157
Figura 5.20: Comparativo das provas de carga cíclicas em placa circular e quadrada: (a) curvas carga "P" versus recalque " δ "; (b) número de ciclos versus recalque " δ ". A seta apresentada na figura indica a carga de 55kN.	158

Figura 5.21: Comparativo das provas de carga cíclicas na placa circular em diferentes tensões: (a) curvas carga “P” <i>versus</i> recalque “ δ ”; (b) número de ciclos <i>versus</i> recalque “ δ ”. As setas apresentadas na figura indicam a carga de 55kN.	159
Figura 5.22: Comparativo entre os critérios de ruptura aplicados as provas de carga monotônicas e os métodos teóricos para a determinação da capacidade de carga para fundações de formato circular e quadrado.	161
Figura 5.23: Comparativo entre os ensaios de placa monotônicos e cíclicos para um recalque absoluto de referência δ_{8mm}	163
Figura 5.24: Módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” <i>versus</i> número de ciclos para as provas de carga cíclicas na fase de carregamento “CAR” e de descarregamento “DES”: (a) PC90-25; (b) PC80-25. As setas apresentadas nas figuras indicam a carga de 55kN.	164
Figura 5.25: Módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” <i>versus</i> número de ciclos para as provas de carga cíclicas na fase de carregamento “CAR” e de descarregamento “DES”: (a) PC90-55; (b) PC80-85. As setas apresentadas nas figuras indicam a carga de 55kN.	165
Figura 5.26: Módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” <i>versus</i> recalque “ δ ” para as provas de carga cíclicas: (a) fase de carregamento “CAR”; (b) fase de descarregamento “DES”. ...	166
Figura 5.27: Comparativo entre módulos de elasticidade: módulo de elasticidade secante “ E_{sec} ” <i>versus</i> recalque “ δ ” para as provas de carga cíclicas e monotônicas.	167

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Tipos de carregamento	58
Tabela 2.2: Fatores de forma para a formulação geral de Terzaghi	64
Tabela 2.3: Fatores de forma para a formulação geral de Meyerhof	66
Tabela 2.4: Fatores de forma para a formulação geral de Brinch Hansen	66
Tabela 2.5: Fatores de forma para a formulação geral de Vesic	67
Tabela 3.1: Características geotécnicas do solo residual do campo experimental.	87
Tabela 4.1: Programa experimental	102
Tabela 4.2: Características do ensaio de placa	104
Tabela 4.3: Padrões de carregamento do ensaio cíclico	107
Tabela 5.1: Distribuição granulométrica	130
Tabela 5.2: Comparativo dos resultados de limites de Atterberg	131
Tabela 5.3: Índices físicos das amostras indeformadas	132
Tabela 5.4: Comparativo dos índices físicos	133
Tabela 5.5: Índices físicos iniciais das amostras e trajetória de umedecimento ou secagem	134
Tabela 5.6: Comparativo dos parâmetros de resistência para o solo residual do campo experimental determinados a partir de ensaios triaxiais isotropicamente drenados	142

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BSI	<i>British Standards Institution</i>
CAR	Carregamento
cm	Centímetro
CRP	<i>Constant Rate Penetration</i>
CV	Coefficiente de variação
DES	Descarregamento
DIN	<i>Deutsches Institut Für Normung</i>
DPI	Penetração em cada golpe
Hz	Hertz
IML	<i>Incremental Maintained load</i>
IP	Índice de plasticidade
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
m	Metro
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
pol	Polegada

S Secagem

SiBCS Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos

U Umedecimento

LISTA DE SÍMBOLOS

A	Área da placa
B	Largura da fundação
b_c	Fator de inclinação da fundação referente a parcela coesiva
b_q	Fator de inclinação da fundação referente a parcela de sobrecarga
b_γ	Fator de inclinação da fundação referente a parcela de atrito
c	Coesão do solo
c'	Coesão efetiva do solo
C_c	Índice de compressão
C_r	Índice de recompressão
C_s	Coefficiente de forma e rigidez da área carregada
D	Diâmetro da placa; diâmetro da fundação
d_c	Fator de profundidade referente a parcela coesiva
d_q	Fator de profundidade referente a parcela de sobrecarga
d_γ	Fator de profundidade referente a parcela de atrito
e	Índice de vazios
E	Módulo de elasticidade
E_0	Módulo de elasticidade a pequenas deformações
E_d	Módulo dilatométrico
E_f	Módulo de elasticidade de campo
E_{sec}	Módulo de elasticidade secante
E_{tan}	Módulo de elasticidade tangente
f_s	Resistência por atrito lateral
G	Módulo cisalhante

G_0	Módulo cisalhante inicial
g_c	Fator de inclinação do terreno referente a parcela coesiva
g_q	Fator de inclinação do terreno referente a parcela de sobrecarga
g_γ	Fator de inclinação do terreno referente a parcela de atrito
i_c	Fator de inclinação da carga referente a parcela coesiva
I_{crw}	Índice de classificação
I_d	Índice de material
i_q	Fator de inclinação da carga referente a parcela de sobrecarga
i_γ	Fator de inclinação da carga referente a parcela de atrito
k	Coefficiente de permeabilidade; constante de mola
K_0	Coefficiente de empuxo no repouso
K_D	Índice de tensão horizontal
k_{placa}	Constante de mola da placa
$K_{p\gamma}$	Coefficiente de empuxo passivo
L_{ant}	Leitura do estágio anterior
L_n	Leitura em um instante qualquer
L_{n-1}	Leitura no instante anterior a leitura L_n
M	Inclinação da linha do estado crítico no plano $p' \times q$
N	Número de ciclos
N_c	Fator de capacidade de carga referente a parcela coesiva
N_q	Fator de capacidade de carga referente a parcela de sobrecarga
N_γ	Fator de capacidade de carga referente a parcela de atrito
P	Carga aplicada
p'	Tensão média efetiva, $\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$

p'_{inicial}	Tensão média efetiva inicial
P_0	Pressão inicial corrigida
P_1	Pressão corrigida após a expansão da membrana
q	Tensão desvio, $\sigma_1 - \sigma_3$; tensão aplicada no solo; sobrecarga
q_c	Resistência de ponta
Q_{cy}	Amplitude da carga
Q_m	Carga média
q_{ult}	Tensão última do solo
R_f	Razão de atrito
S	Grau de saturação; Sucção mátrica; Tensão cisalhante
s'	Componente da tensão normal no plano modificado $s' \times t, \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$
s_c	Fator de forma referente a parcela coesiva
s_q	Fator de forma referente a parcela de sobrecarga
S_u	Resistencia ao cisalhamento não drenada
s_γ	Fator de forma referente a parcela de atrito
T	Período do ciclo
t	Componente cisalhante no plano modificado $s' \times t, \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$; tempo
u	Variação da poropressão
u_0	Pressão hidrostática do solo
V_s	Velocidade da onda cisalhante
w	Teor de umidade gravimétrico
γ	Deformação cisalhante; Peso específico do solo
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_n	Peso específico natural

γ_r	Deformação cisalhante resiliente
δ	Deslocamento; recalque
δ/D	Recalque relativo
δ_e	Recalque elástico
Δu	Varição da poropressão
$\delta\varepsilon_v/\delta\varepsilon_s$	Dilatância
ε	Deformação específica
ε_a	Deformação axial específica
ε_{plast}	Deformações específicas plásticas
ε_s	Deformação cisalhante específica
ε_{tot}	Deformações específicas totais
ε_v	Deformação volumétrica específica
η	Porosidade
θ	Teor de umidade volumétrico
σ	Tensão aplicada no solo
$\sigma_{(2\%)}$	Tensão limite: tensão a $\delta/D = 2\%$
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão intermediária
σ_3	Tensão principal menor
σ_{adm}	Tensão admissível
σ_{cy}	Amplitude da tensão
σ_m	Tensão média
σ_v'	Tensão vertical efetiva
ν	Coefficiente de Poisson

ϕ'	Ângulo de atrito
Ψ	Sucção mátrica do solo

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	30
1.1	PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	30
1.2	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE PESQUISA.....	31
1.3	OBJETIVO GERAL.....	32
1.4	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	32
1.5	ORGANIZAÇÃO DO ESTUDO	32
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	34
2.1	SOLOS RESIDUAIS.....	34
2.1.1	Solos lateríticos.....	38
2.2	SOLOS NÃO SATURADOS	41
2.2.1	Sucção e a técnica do papel filtro	42
2.2.2	Curva característica	43
2.3	DEFINIÇÃO E ORIGEM DA ESTRUTURA	47
2.3.1	Plastificação da estrutura	48
2.3.1.1	Ensaio oedométrico	51
2.3.1.2	Ensaio triaxial.....	52
2.4	CARREGAMENTO CÍCLICO.....	55
2.4.1	Diferenças entre o carregamento cíclico e dinâmico.....	57
2.4.1.1	Efeito da reversão de tensões	58
2.4.1.2	Efeito da velocidade	60
2.5	TEORIA DA CAPACIDADE DE CARGA.....	62
2.5.1	Terzaghi	64
2.5.2	Meyerhof.....	65
2.5.3	Brinch Hansen	66
2.5.4	Vesic	67
2.6	ENSAIOS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA.....	67
2.7	PROVA DE CARGA ESTÁTICA.....	68

2.7.1	Provas de carga monotônicas em solos residuais e em solos artificialmente cimentados.....	69
2.8	PROVA DE CARGA CÍCLICA	72
2.8.1.1	Aplicação em solos arenosos.....	73
2.8.1.2	Aplicação em solos argilosos	75
2.8.1.3	Aplicação em solos residuais e cimentados	80
3	SUBSÍDIOS NECESSÁRIOS AO DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO	81
3.1	CAMPO EXPERIMENTAL	81
3.1.1	Localização	81
3.1.2	Caracterização.....	83
3.1.3	Ensaio de laboratório.....	84
3.1.3.1	Índices físicos	84
3.1.3.2	Ensaio oedométrico	87
3.1.3.3	Ensaio triaxiais monotônicos	88
3.1.3.4	Ensaio triaxiais cíclicos	90
3.1.4	Ensaio de campo	92
3.1.4.1	Sondagem a percussão - SPT (<i>standard penetration test</i>)	92
3.1.4.2	Ensaio de cone - CPT (<i>cone penetration test</i>)	93
3.1.4.3	Ensaio dilatométrico sísmico – SDMT (<i>seismic dilatometer test</i>).....	94
3.1.4.4	Provas de carga.....	97
4	PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS	101
4.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	101
4.1.1	Determinação da amplitude de carregamento	105
4.1.2	Determinação das etapas de carregamento do ensaio	105
4.1.2.1	Prova de carga monotônica e carregamento lento.....	105
4.1.2.2	Prova de carga cíclica.....	106
4.1.3	Critério de estabilização dos recalques.....	108
4.2	PROCEDIMENTO DE CAMPO	108
4.2.1	Sondagem a percussão - SPT (<i>standard penetration test</i>)	108
4.2.2	Coleta e retirada de amostras.....	109

4.2.3	Provas de carga	110
4.2.3.1	Equipamento.....	110
4.2.3.2	Procedimento de ensaio.....	113
4.2.4	Teor de umidade natural	115
4.2.5	Ensaio de penetração dinâmica - DCP	115
4.3	PROCEDIMENTOS DE LABORATÓRIO.....	115
4.3.1	Preparação das amostras indeformadas	116
4.3.2	Preparação das amostras deformadas	117
4.3.3	Determinação do teor de umidade	117
4.3.4	Limites de Atterberg	118
4.3.5	Peso específico dos grãos	118
4.3.6	Análise granulométrica	119
4.3.7	Sucção mátrica.....	120
4.3.8	Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado	123
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	129
5.1	CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	129
5.1.1	Análise Granulométrica	129
5.1.2	Limites de Atterberg	131
5.1.3	Índices físicos do solo.....	132
5.1.4	Curva característica	133
5.1.5	Ensaio triaxiais	137
5.1.6	Sondagem a percussão - SPT (<i>standard penetration test</i>)	143
5.2	PROVAS DE CARGA	148
5.2.1	Caracterização complementar.....	148
5.2.2	Provas de carga monotônicas	150
5.2.3	Provas de carga cíclicas	153
5.2.3.1	Influência do formato da placa.....	158
5.2.3.2	Influência do carregamento	159

5.3	COMPARATIVO ENTRE AS PROVAS DE CARGA E OS MÉTODOS TEÓRICOS.....	160
5.4	COMPARATIVO ENTRE AS PROVAS DE CARGA MONOTÔNICAS E CÍCLICAS.....	162
5.5	MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CAMPO.....	163
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	168
6.1	CONCLUSÕES	168
6.1.1	Curva característica	168
6.1.2	Ensaio triaxiais	169
6.1.3	Provas de carga monotônicas	169
6.1.4	Provas de carga cíclicas	170
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	171
	REFERÊNCIAS.....	173

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Os solos residuais estão presentes em diversas partes do mundo, abrangendo principalmente zonas de clima tropical e subtropical (GIDIGASU, 1976; INDRARATNA & NUTALAYA, 1991; VOLKOFF, 1998). O Brasil, por apresentar um clima predominantemente tropical, possui mais de 65% do seu território com a presença destes solos (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2007; MORAIS *et al.*, 2020).

Apesar da grande representatividade dos solos residuais no contexto internacional, grande parte dos esforços dos pesquisadores se concentraram no comportamento mecânico drenado e não drenado de solos sedimentares argilosos e areias reconstituídas (SCHNAID *et al.*, 2004). Logo, um melhor entendimento do comportamento do solo residual apresenta grande relevância, visto que se distingue dos solos ditos “clássicos” devido a sua alta dependência do grau de decomposição – resultante do processo de intemperismo - (BOGADO *et al.*, 2019; GEOLOGICAL SOCIETY WORKING PARTY, 1990) e da presença de uma estrutura cimentada, herança da sua formação (VIANA DA FONSECA & COUTINHO, 2008). A degradação da estrutura desses solos pode levar à diminuição da rigidez e resistência (HICHER, 1996; SHARMA & FAHEY, 2003a, 2003b; SUBRAMANIAM & BANERJEE, 2014), de forma que o carregamento cíclico pode se tornar um fator importante para acelerar esse processo.

Neste cenário, inserem-se as obras de engenharia – a cada dia mais complexas – que apresentam em suas fundações os mais diversos esforços. É de fundamental importância, a fim de atingir um dimensionamento seguro e econômico, que se conheça profundamente as características do solo, e a resposta do mesmo às mais diversas condições de carregamento. Além dos esforços causados por carregamentos estáticos – como o peso próprio – ocorrem esforços cíclicos e dinâmicos gerados pelo vento ou por cargas variáveis. Alguns exemplos de obras onde o carregamento cíclico é observado podem ser elencadas: edifícios altos, tanques, silos e equipamentos de levantamento e movimentação de cargas (AL-SANAD *et al.*, 1993; ANDERSEN *et al.*, 2013; FAN *et al.*, 2017).

Para avaliar a resposta do solo pode-se empregar ensaios de laboratório e de campo. No caso dos solos residuais, o principal inconveniente de empregar ensaios de laboratório consiste no processo de amostragem. Neste caso, há uma variação natural do solo devido aos processos envolvidos na sua formação (SCHNAID, 2005), o que, por sua vez, dificulta a retirada de amostras representativas do maciço. Além, é claro, da inabilidade de reconstituição das amostras no laboratório nas mesmas condições de rigidez e índice de vazios do solo natural (GEOLOGICAL SOCIETY WORKING PARTY, 1990; LEROUEIL & VAUGHAN, 1990; MAHALINGA-IYER & WILLIAMS, 1994; WALLACE *et al.*, 1974).

Devido a esses fatores, os estudos que abordam a resposta do solo sob carregamento cíclico em solos residuais são escassos (ANTONY & JAHANGER, 2020), sendo que para caracterizar seu comportamento, por muito tempo, foram empregados solos artificialmente cimentados – mesmo que estes não representem o processo natural de deposição do solo natural e sua estrutura distinta (SCHNAID, 2005). Somente nos últimos anos é que amostras indeformadas foram utilizadas para analisar a resposta cíclica do solo (*e.g.*, CARRETTA, 2018; CARRETTA *et al.*, 2021).

Como vantagem, os ensaios de campo aumentam a representatividade dos resultados, pois permitem que se avalie as condições *in situ*. A vista disso, o emprego do ensaio de placa se apresenta como uma alternativa para o entendimento do comportamento do solo tanto no carregamento monotônico quanto no cíclico. No caso desse último, pode representar o comportamento do solo sob essa condição de carregamento, como o acúmulo de deformações com o aumento no número de ciclos (BUTTERFIELD & GEORGIADIS, 1980a, 1980b; MARSLAND & POWELL, 1980), bem como a degradação da rigidez e da resistência.

Ainda, como contribuição deste ensaio, tem-se o real entendimento do comportamento das fundações, em diversas condições de carregamento, favorecendo o desenvolvimento de metodologias mais consistentes de análise (CONSOLI *et al.*, 1999; SCHNAID *et al.*, 2004; VIANA DA FONSECA & COUTINHO, 2008).

1.2 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA DE PESQUISA

Perante ao exposto, este estudo propõe responder a seguinte pergunta: “Qual o comportamento mecânico de solos residuais frente a aplicações de carregamentos cíclicos em fundações superficiais? ”.

1.3 OBJETIVO GERAL

Este estudo objetiva analisar o comportamento mecânico de um solo residual frente a um conjunto de ciclos de carga e descarga em condições de campo.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Diante do objetivo geral e do problema proposto para este estudo, os seguintes objetivos específicos foram abordados:

- a) Analisar o comportamento mecânico do solo residual;
- b) Examinar a influência da sucção mátrica nas condições de umidade encontradas *in situ*;
- c) Avaliar a capacidade de carga do solo através de provas de cargas monotônicas e a influência do formato da placa na capacidade de carga monotônica;
- d) Comparar os diferentes métodos para a estimativa de capacidade de carga com as provas de carga monotônicas;
- e) Examinar a influência do carregamento e do formato da placa na capacidade de carga cíclica do solo;
- f) Ponderar sobre o módulo de elasticidade de campo por meio da teoria da elasticidade.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO ESTUDO

O presente estudo está organizado em seis capítulos. No primeiro capítulo são apresentadas a introdução com a exposição do problema e da relevância da pesquisa, os objetivos gerais e específicos e a organização do estudo.

No segundo capítulo é apresentada a fundamentação teórica, sendo discutidos conceitos gerais a respeito do solo residual, além de abordar definições acerca de solos estruturados, carregamento cíclico e a teoria da capacidade de carga. Ainda, são expostas informações sobre provas de carga monotônicas e cíclicas e suas aplicações em solos residuais.

Por sua vez, no terceiro capítulo é discorrido a respeito dos subsídios essenciais ao desenvolvimento da pesquisa, abrangendo dados disponíveis na literatura acerca das características do solo residual do campo experimental.

Já no quarto capítulo são explicitados os procedimentos metodológicos empregados nos ensaios de campo e de laboratório. Ainda, são apresentadas definições acerca da amplitude do carregamento e da duração dos ciclos de carga e descarga.

No quinto capítulo são abordadas a apresentação dos resultados dos ensaios realizados e de sua respectiva discussão. Por fim, no sexto capítulo são expressas as conclusões obtidas a partir dos ensaios realizados. O capítulo ainda contempla sugestões para a realização de trabalhos futuros.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo são apresentados conceitos acerca da formação dos solos residuais, da definição de um solo laterítico e de suas principais características. Além disso, são apresentadas informações a respeito de solos estruturados e de seu comportamento. É desenvolvido igualmente o conceito de carregamento cíclico, e dentro desse âmbito, os tipos de carregamentos e as principais respostas do solo a aplicação de tais cargas.

Por fim, são apresentadas informações a respeito das provas de carga estática e de ensaios realizados especificamente em solos residuais. Do mesmo modo, discorre-se sobre a prova de carga cíclica e sobre resultados típicos em solos arenosos, argilosos e cimentados. Ainda, são apresentados métodos analíticos para a obtenção da capacidade de carga estática do solo.

2.1 SOLOS RESIDUAIS

O solo residual é um material derivado do intemperismo *in situ* e da decomposição de rochas ou de fragmentos de rochas que não foram transportados de sua origem (BLIGHT & LEONG, 2012; TOWNSEND, 1985). As características geotécnicas dos solos residuais diferem das presentes nos solos transportados na sua alta dependência ao grau de decomposição, resultante de sua gênese (BOGADO *et al.*, REINERT & FRANCISCA, 2019; GEOLOGICAL SOCIETY WORKING PARTY, 1990). Esses solos são classificados como “*unusual geomaterials*” (lê-se materiais não convencionais) (SCHNAID *et al.*, 2004) devido a seu comportamento e propriedades peculiares, que não podem ser plenamente explicados pela mecânica dos solos clássica (GIACHETI, 2013).

O perfil de solos residuais é formado por uma gradação contínua desde rochas sãs, ou de fragmentos de rochas, passando por rochas intemperizadas ou saprólitos a solos lateríticos (Figura 2.1). Neste contexto, duas definições são importantes: (i) solo saprolítico é um solo proveniente da decomposição da rocha original e que preserva a estrutura da rocha mãe; (ii) solo laterítico consiste em um solo maduro que, devido aos processos de intemperismo, perde totalmente a estrutura original da rocha mãe (BLIGHT & LEONG, 2012; DIAS, 1987; GIACHETI, 2013; VIANA DA FONSECA, 1996; VIANA DA FONSECA & COUTINHO, 2008).

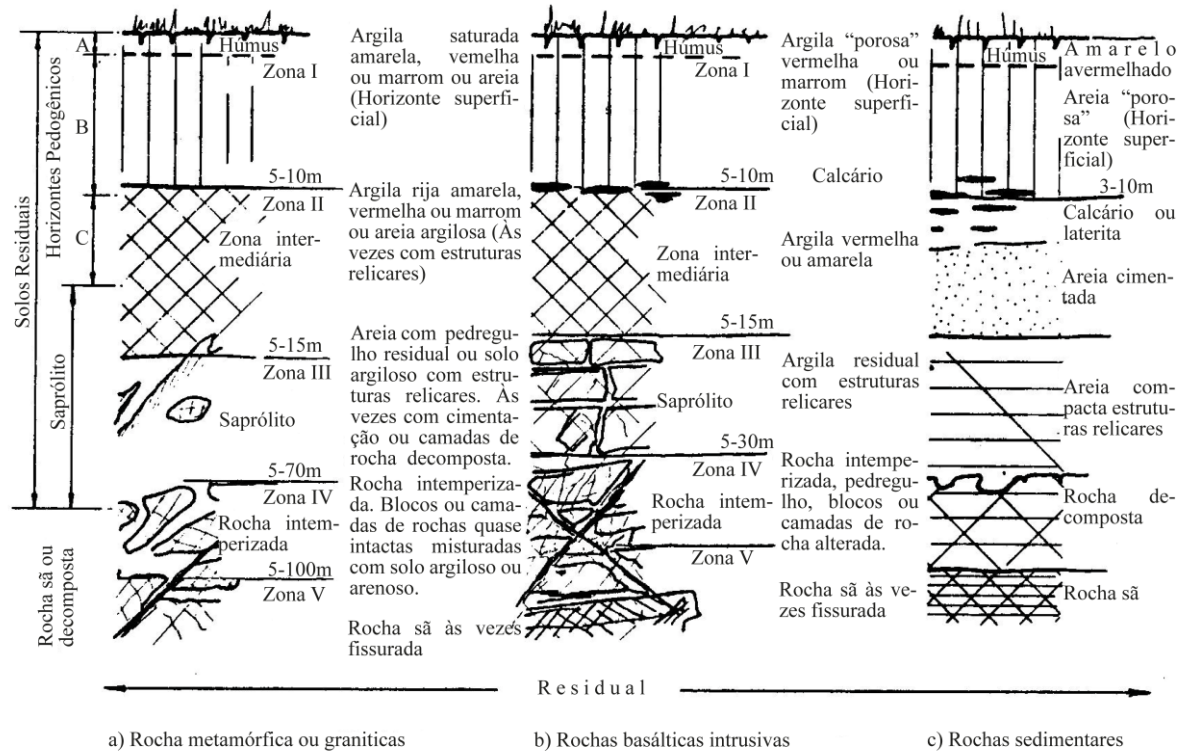


Figura 2.1: Perfis típicos de solos residuais do Brasil. Adaptado de Vargas (1985).

A rocha mãe de um solo residual, inicialmente, possui um baixo índice de vazios, compostos por pequenos espaços oclusos. No decorrer dos processos de intemperização e erosão superficial, há uma diminuição no volume de sólidos devido à lixiviação de elementos solúveis e a remoção de sólidos, por meio de um processo erosivo em escala microscópica. De forma simultânea, ocorre a diminuição da sobrecarga, ou seja, um alívio das tensões no interior da rocha, o que permite a expansão do material, gerando fissuras e acelerando o processo de intemperismo. Por consequência, há a formação de um sistema de vazios interconectados, aumentando a permeabilidade do produto final (BLIGHT & LEONG, 2012; IRFAN, 1996; WESLEY, 2010).

No aspecto mineralógico, parte da mineralogia é herdada da rocha original e parte pelo processo de intemperismo. Em função disso, há uma variação grande da mineralogia assim como do tamanho dos grãos e do peso específico (BELL, 1992). Se o solo apresentar uma variação sazonal do nível d'água, o cálcio solúvel, ferro ou sais de sílica presentes na composição podem ser atraídos para a superfície e precipitar nos vazios do solo como: sílica cristalina, carbonato de cálcio, sulfato de cálcio ou óxido de ferro. Isso fará com que o volume de vazios diminua e, em muitos casos, cause a cimentação das partículas do solo e um aumento da resistência (BELL, 1992; BLIGHT & LEONG, 2012).

O efeito da precipitação de óxido de ferro, e por consequência, da formação de cimentação, é ilustrado na Figura 2.2, onde são apresentadas imagens de uma microscopia eletrônica de varredura (MEV) realizada em um solo residual de arenito. Nos contatos dos grãos, ocorre a formação de algumas ligações fracas (superfícies brancas na Figura 2.2), decorrentes de baixos teores de agentes cimentantes, da falta de material fino e da fraca aderência entre o óxido de ferro e o quartzo (CUCCOVILLO & COOP, 1997; DAPPLES, 1972).

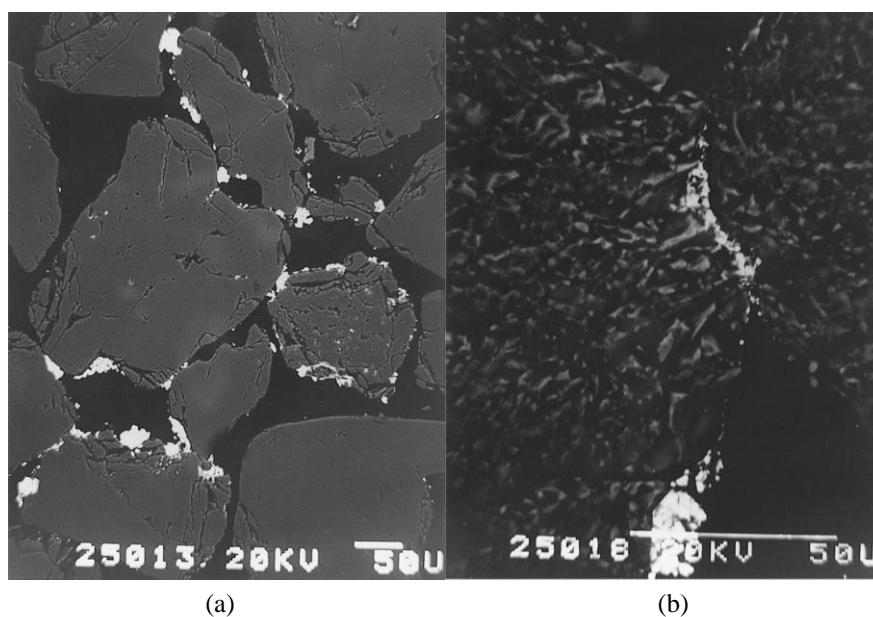


Figura 2.2: Microscopia eletrônica de varredura em um arenito de sílica: (a) amostra com superfície polida; (b) amostra com superfície não polida (CUCCOVILLO & COOP, 1997).

Todo o processo de formação do solo residual está intimamente ligado ao intemperismo *in situ* de rochas, sendo os principais agentes: os processos físicos, químicos e biológicos. Além de alguns fatores ambientais, como: clima, vegetação, topografia e a rocha matriz (BLIGHT & LEONG, 2012; TOWNSEND, 1985).

O clima é fundamental no intemperismo químico. A chuva fornece condições de umidade para as reações químicas e lixiviação dos constituintes enquanto a temperatura influencia a taxa em que as reações ocorrem (GEOLOGICAL SOCIETY WORKING PARTY, 1990; TOWNSEND, 1985). A Figura 2.3, representa esquematicamente o processo de intemperismo em áreas tectônicas inativas, de norte ao sul do globo. Zonas frias e com baixa umidade (*e.g.*, tundra e zonas desérticas) não são favoráveis ao intemperismo. A baixa precipitação inibe a lixiviação dos componentes móveis, e a baixa temperatura faz com que as reações químicas sejam mais lentas, tornando o processo de intemperismo mais lento (STRAKHOV, 1967).

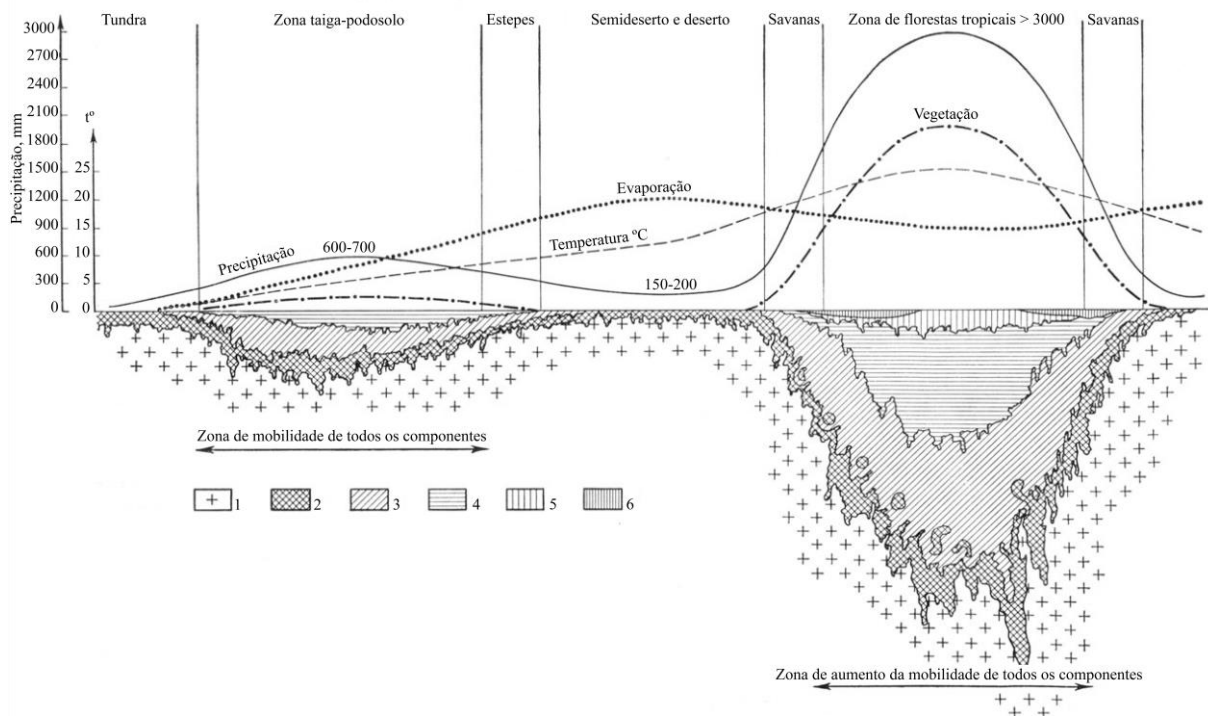


Figura 2.3: Representação esquemática do processo de intemperismo em áreas tectonicamente inativas: 1 – rocha sã; 2 – zonas de pouca alteração química; 3 – montmorilonita; 4 – caulinita; 5 – Al_2O_3 ; 6 – $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{-Al}_2\text{O}_3$. Adaptado de Strakhov (1967).

Por outro lado, nas florestas tropicais, onde ocorrem elevadas temperaturas e precipitações, o intemperismo se desenvolve de forma rápida e atinge grandes profundidades. Assim, nas camadas superficiais (*i.e.*, zonas altamente intemperizadas) encontram-se depósitos de sesquióxido de ferro e alumínio. À medida que a lixiviação diminui com a profundidade, é retida sílica suficiente para combinar com alumina, de modo a formar a caulinita. A profundidades ainda maiores, potássio, magnésio e ferro são encontrados em montmorilonitas (TOWNSEND, 1985).

Da mesma forma que o clima, fatores como a topografia e a drenagem estão intimamente ligadas ao intemperismo químico pois controlam a umidade que atinge a rocha matriz e a taxa de lixiviação subterrânea dos componentes solúveis. Se em um extremo têm-se terrenos acidentados, onde a água escoar rapidamente e o intemperismo físico predomina. Do outro, têm-se terrenos planos onde os constituintes solúveis permanecem no ambiente, inibindo a decomposição de materiais adicionais. Assim, as melhores condições para a ocorrência do intemperismo químico são as de terrenos levemente inclinados (BLIGHT & LEONG, 2012; TOWNSEND, 1985).

Por fim, o tipo de da rocha matriz afeta a velocidade com que o intemperismo ocorre e a

profundidade intemperizada. Dessa forma, se a rocha possui uma estrutura básica (*i.e.*, 45 – 52% de sílica) o intemperismo atuará rapidamente e em uma camada fina de alteração (BAS *et al.*, 1986; LE BAS *et al.*, 1992; TOWNSEND, 1985). Por outro lado, em rochas ácidas (*i.e.*, mais de 66% de sílica) o intemperismo é lento e em uma camada mais espessa alteração (BAS *et al.*, 1986; LE BAS *et al.*, 1992; TOWNSEND, 1985). Isso ocorre pois a resistência ao intemperismo dos minerais das rochas básicas (*e.g.*, piroxênio, cálcio) é menor do que dos minerais das rochas ácidas (*e.g.*, quartzo, feldspato), como destaca Townsend (1985).

Nos trópicos, ou em zonas de clima tropical, subtropical ou equatorial, desenvolvem-se em sua grande maioria solos lateríticos (VOLKOFF, 1998). Logo, o território brasileiro por estar situado em zonas de clima tropical e subtropical, apresenta solos lateríticos em grande parte de sua extensão. Assim sendo, há um particular interesse no conhecimento de suas características. Deste modo, a próxima seção buscará ampliar a discussão sobre a localização dos solos lateríticos no mundo e no Brasil, além de apresentar conceitos importantes inerentes ao comportamento e origem desses solos.

2.1.1 Solos lateríticos

Os solos lateríticos podem ser encontrados em diversas partes do mundo. Ocorrem, principalmente, em regiões de clima tropical ou subtropical, (*e.g.*, Austrália, África e na América do sul), onde os processos de hidrólise são intensos (GIDIGASU, 1976; INDRARATNA & NUTALAYA, 1991; VOLKOFF, 1998). A Figura 2.4 apresenta a distribuição dos solos lateríticos no mundo.

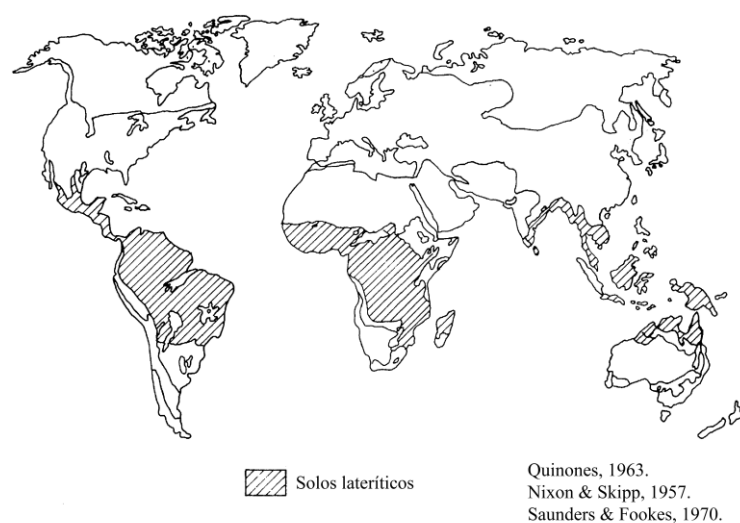


Figura 2.4: Distribuição dos solos lateríticos no mundo. Adaptado de Gidigasú (1976).

No Brasil, devido as condições climáticas, os solos residuais podem ser encontrados em praticamente todos os estados, abrangendo aproximadamente 65% do território nacional (INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2007; MORAIS *et al.*, 2020). A Figura 2.5 apresenta a distribuição dos solos lateríticos (ou latossolos) no Brasil.

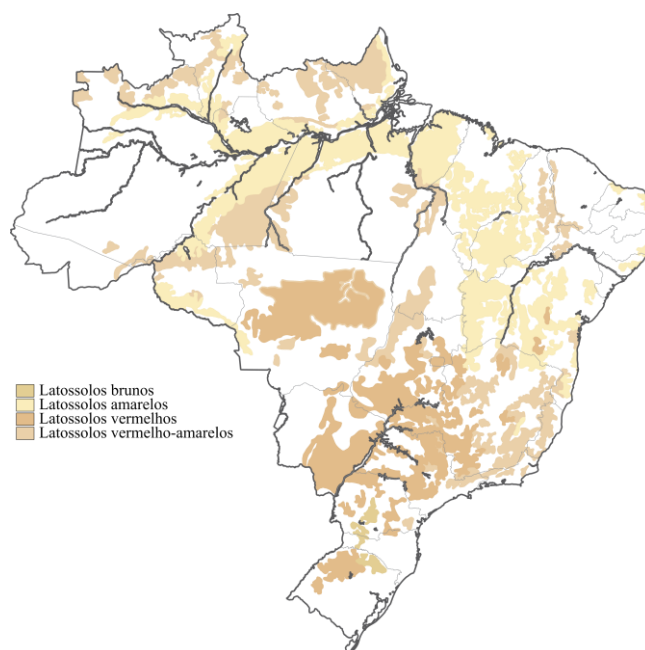


Figura 2.5: Distribuição de solos lateríticos no Brasil. Adaptado de Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2007).

Nessas regiões (*i.e.*, tropicais ou subtropicais), devido ao clima mais úmido, temperaturas elevadas e a grande precipitação, o intemperismo das rochas é mais intenso e atinge maiores profundidades, formando os solos chamados lateríticos, num processo conhecido como laterização. A argila, presente nesses solos, é formada por caulinita e sesquióxido de ferro e alumínio (BELL, 1992; CUDMANI, 1994; DIAS, 1987; MAHALINGA-IYER & WILLIAMS, 1994; TOWNSEND, 1985).

Durante a laterização, o sesquióxido de ferro precipita na superfície das partículas de caulinita, na forma de um gel amorfo. As partículas de argila possuem uma microestrutura no formato de placas. O sesquióxido de ferro transforma a microestrutura, em um conglomerado, semelhante a pequenas esferas. A drenagem em uma argila caulínica, por exemplo, ocorre de forma que a água deve ultrapassar uma pilha de placas (de argila). Por outro lado, em um solo laterizado, o fluxo de água é semelhante ao que ocorre entre esferas e vazios. Dessa forma, a consolidação em um solo laterítico ocorre de forma muito mais rápida do que em uma argila caulínica (MAHALINGA-IYER & WILLIAMS, 1994).

A Figura 2.6 apresenta imagens de uma microscopia eletrônica de varredura realizadas por Futai *et al.* (2006) em um solo residual de Gnaisse. Os autores relatam que, para o solo laterítico (Figura 2.6a), observa-se uma grande quantidade de poros. Além do mais, as partículas de argila não são identificáveis, apresentando uma estrutura conglomerada. Já para o solo saprolítico (Figura 2.6b), verifica-se uma grande quantidade de vazios e uma estrutura composta por partículas paralelas de argila (caulinita).

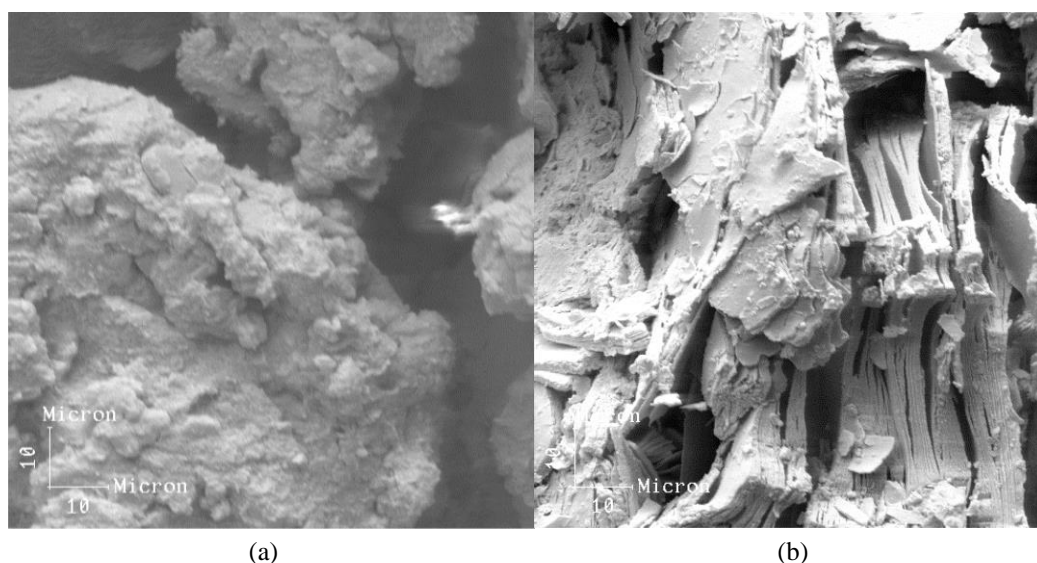


Figura 2.6: Microscopia eletrônica de varredura em um solo residual de gnaisse: (a) amostra retirada a 1m de profundidade, correspondente ao horizonte B; (b) amostra retirada a 5m de profundidade, correspondente ao horizonte C (FUTAI *et al.*, 2006).

O sesquióxido de ferro muda o formato das partículas de argila, tornando-as esféricas. As partículas de formato esférico não flexionam com a mesma facilidade que as partículas em formato de placas. Dessa forma, as cimentações restringem a movimentação e o deslizamento das partículas. Conseqüentemente, a compressibilidade de um solo laterizado será menor do que um solo de caulinita pura (MAHALINGA-IYER & WILLIAMS, 1994).

Devido a concentrações variáveis de óxido de ferro e alumínio no solo, ocorre variação nas características geotécnicas obtidas nos ensaios realizados a partir de amostras indeformadas, isto é, densidade, resistência ao cisalhamento e compressibilidade (DIAS, 1987). Dessa forma, a composição química e as características morfológicas são influenciadas pelo grau de intemperização do material de origem (GIDIGASU, 1976).

Nesse sentido, vale destacar que o solo laterítico possui uma elevada permeabilidade (10^{-4} m/s) até sua plastificação devido a sua estrutura aberta. Contudo, a partir da plastificação a sua

permeabilidade é reduzida drasticamente para uma faixa de 10^{-8} a 10^{-10} m/s. (MITCHELL & COUTINHO, 1991).

A distribuição granulométrica de um solo residual depende da natureza da rocha mãe, de sua formação, do grau de intemperização, e da posição da amostra ao longo da profundidade. Visto que, ao aumentar a profundidade, há um aumento do teor de finos devido a movimentação das partículas através do perfil do solo durante o período de chuvas (GIDIGASU, 1976; RAHARDJO *et al.*, 1995; VOLKOFF, 1998). De forma com que ocorre uma grande variabilidade nos resultados, como observado na Figura 2.7.

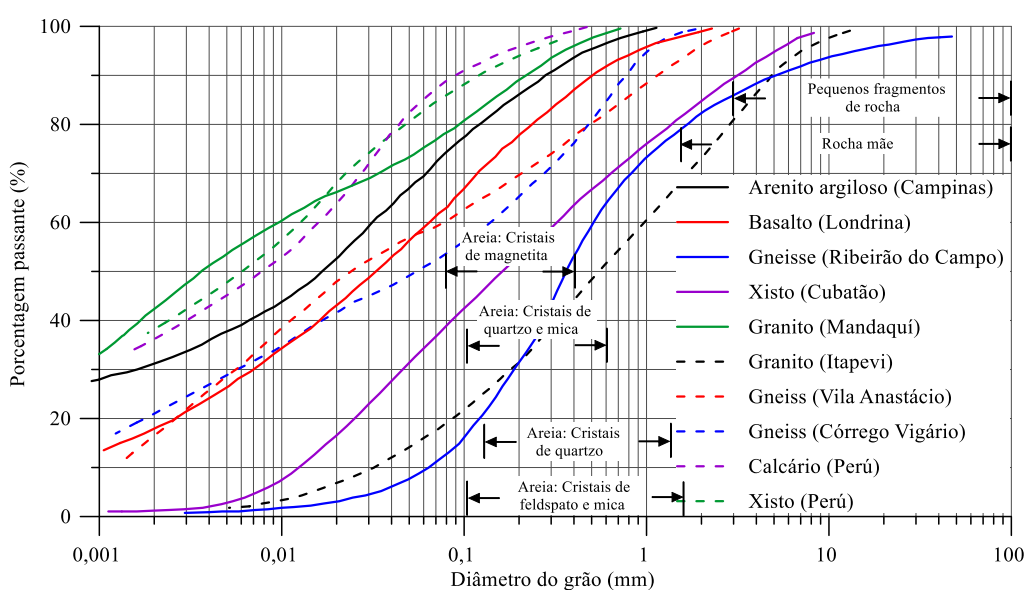


Figura 2.7: Distribuição granulométrica de solos residuais argilosos de diferentes rochas. Adaptado de Vargas (1953).

Além da variabilidade inerente a formação desses solos, outra característica marcante observada nesses solos é a sua condição não saturada. De forma que, esse cenário pode proporcionar uma componente adicional de resistência, denominada de sucção, como será discutido a seguir.

2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

Os vazios entre as partículas de solo normalmente são preenchidos por alguma quantidade de água. No caso em que todos esses vazios estejam ocupados por água, o solo se encontra saturado. Caso contrário, o solo encontra-se em uma condição não saturada. Em solos residuais é comum que o nível freático esteja muito baixo, de forma com que o solo se encontre em uma condição parcialmente saturada. Nesse estado, desenvolvem-se forças capilares no interior da

amostra, as quais geram pressões abaixo da pressão atmosférica, denominadas de sucção (MARINHO, 1997; RAHARDJO *et al.*, 1995).

A sucção do solo pode ser dividida em três tipos: (i) mátrica, (ii) osmótica e (iii) total. A primeira é proveniente das forças capilares e de adsorção. A segunda é originária das diferentes concentrações de sais dissolvidos na fase líquida. Já a última, é a soma das duas parcelas anteriores. Uma definição simplificada de sucção mátrica é a afinidade que um solo possui com a água na ausência de gradientes de teor de sal na mesma (HOUSTON *et al.*, 1994).

A relação entre o teor de umidade e a sucção pode ser obtida através de diferentes equipamentos e técnicas. Usualmente, os métodos utilizados para mensurar a sucção são divididos em dois grupos: diretos e indiretos. No primeiro, a sucção é medida diretamente, *e.g.*, placa de sucção, centrífuga, tensiômetro e psicrômetro. No segundo, a sucção é medida através de um parâmetro ou propriedade do solo, *e.g.*, balança de adsorção, dessecador de vazios e papel filtro (FEUERHARMEL, 2003). A seguir são apresentadas algumas considerações acerca do método do papel filtro, ferramenta empregada neste estudo para a determinação da relação entre a sucção e o grau de saturação ou o teor de umidade.

2.2.1 Sucção e a técnica do papel filtro

A técnica do papel filtro oferece resultados satisfatórios, desde que o procedimento de ensaio seja realizado de forma rigorosa. As principais vantagens da técnica são sua simplicidade de execução e seu baixo custo (FEUERHARMEL, 2003; HOUSTON *et al.*, 1994; LEONG *et al.*, 2020; MARINHO & OLIVEIRA, 2006).

O ensaio é executado de acordo com as recomendações da norma ASTM D5298 (ASTM INTERNATIONAL, 2016). O método fundamenta-se no pressuposto que um solo, com alguma umidade, ao ser colocado em contato com o papel filtro, com umidade menor, faz com que o segundo absorva certa quantidade de água do solo, equalizando as pressões (KIM *et al.*, 2016; LEONG *et al.*, 2002; MARINHO, 1997; MARINHO & OLIVEIRA, 2006). O fluxo de água se dá de duas formas: (i) fluxo capilar ou (ii) fluxo de vapor. Quando o papel filtro se encontra em contato direto com o solo, ocorre o fluxo capilar, e monitora-se a sucção matricial. No entanto, quando o papel filtro se encontra em equilíbrio com a pressão parcial do vapor de água no ar de um recipiente hermético que contém o solo, mede-se a sucção total (MARINHO & OLIVEIRA, 2006; RIDLEY & BURLAND, 1994).

Para o papel filtro Whatman nº 42, que em seu estado seco ao ar, apresenta uma umidade inicial média de 6%, as medidas de sucção possíveis estão contidas no intervalo de 0 a 29Mpa

(MARINHO, 1997; MARINHO & OLIVEIRA, 2006). As equações de calibração da sucção mátrica “S” em kPa em função da umidade do papel filtro foram apresentadas por Chandler *et al.* (1992):

$$S = 10^{(6,05 - 2,48 \cdot \log w_p)} \quad w_p > 47\% \quad (2.1)$$

$$S = 10^{(4,84 - 0,0622 \cdot w_p)} \quad w_p \leq 47\% \quad (2.2)$$

É recomendado que o papel seja usado diretamente da caixa, no estado seco ao ar (CHANDLER & GUTIERREZ, 1986; FAWCETT & COLLIS-GEORGE, 1967). A ASTM D5298 (ASTM INTERNATIONAL, 2016) recomenda que o papel filtro seja seco em estufa antes de seu uso. Contudo, esse procedimento pode afetar as características de absorção do papel, exigindo uma calibração específica para estas condições (MARINHO & OLIVEIRA, 2006).

As amostras devem ser acondicionadas em um recipiente adequado, por um período mínimo de sete dias. Tempo necessário para que a umidade entre em um estado de equilíbrio independentemente do nível de sucção mátrica (LEONG *et al.*, 2002; MARINHO, 1995, 1997; RAHARDJO & LEONG, 2006).

É comum analisar a sucção nos solos através da curva característica, que expressa a relação entre a sucção do solo com o teor de umidade ou o grau de saturação, como será melhor discutido a seguir.

2.2.2 Curva característica

A curva característica é uma relação constitutiva que tem grande importância para entender e interpretar um solo não saturado. A mesma representa uma função que correlaciona a quantidade de água dentro dos poros do solo com a energia necessária para que seja removida do mesmo, isto é, com a sucção (FEUERHARMEL, 2007; FEUERHARMEL *et al.*, 2006; GERSCOVICH, 2001; VANAPALLI *et al.*, 1999).

Sua quantificação pode ser expressa de diversas formas, como: (i) teor de umidade gravimétrico “ ω ”; (ii) teor de umidade volumétrico “ θ ”; ou (iii) grau de saturação “S”. Por outro lado, a sucção pode ser apresentada em forma de sucção mátrica ou total. A curva característica pode apresentar dois formatos distintos dependendo do tipo do solo e da sua estrutura, a saber: (i) unimodal e (ii) bimodal, como pode ser observado na Figura 2.8.

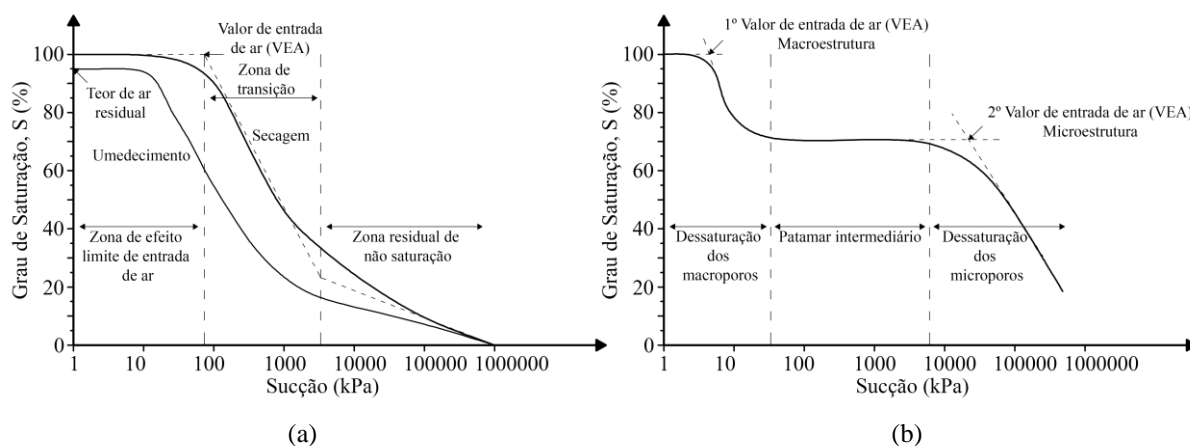


Figura 2.8: Trechos da curvas características: (a) unimodal; (b) bimodal. Adaptado de Feuerharmel *et al.* (2006) e Vanapalli *et al.* (1999).

A curva unimodal ou em formato “S” (Figura 2.8a), é característica de solos compactados e constitui o formato mais comum encontrado na literatura de solos não saturados. A curva exibe três estágios de dessaturação: (i) estágio de efeito limite de entrada de ar; (ii) estágio de transição, e (iii) estágio residual de não saturação. O primeiro estágio corresponde a fase inicial, partindo de sucções próximas de zero até o ponto correspondente ao valor de entrada de ar do solo. Isto é, o ponto em que o ar começa a entrar no maior poro do solo. Nesse trecho, quase todos os poros estão saturados por água (FEUERHARMEL, 2003, 2007; FREDLUND & XING, 1994; TINJUM *et al.*, 1997; VANAPALLI *et al.*, 1996; VANAPALLI *et al.*, 1999).

Na sequência, ocorre o estágio de transição, onde o solo dá início a sua dessaturação – o grau de saturação diminui com o aumento da sucção. Isso ocorre por que o menisco de água presente no entorno das partículas de solo começa a reduzir de tamanho e perder sua forma continua. O processo ocorre até que atinja o grau de saturação residual, onde a água se torna imóvel dentro da matriz de solo. Neste estágio ocorre uma redução significativa do grau de saturação com o aumento da sucção (FEUERHARMEL, 2003, 2007; VANAPALLI *et al.*, 1996; VANAPALLI *et al.*, 1999).

Por fim o estágio residual, onde grandes aumentos de sucção conduzem a variações muito pequenas no teor de umidade, pois a água está fortemente aderida na matriz do solo. O estágio acaba em um valor teórico próximo a 1000000kPa. Que corresponde ao máximo valor de sucção da curva característica para todos os solos (FEUERHARMEL, 2003, 2007; FREDLUND & XING, 1994; GERSCOVICH, 2001; VANAPALLI *et al.*, 1996; VANAPALLI *et al.*, 1999). Um exemplo típico de curva unimodal foi apresentado por Bortoli (1999) para um

solo coluvionar arenoso, empregando amostras de solo remoldadas (Figura 2.9).

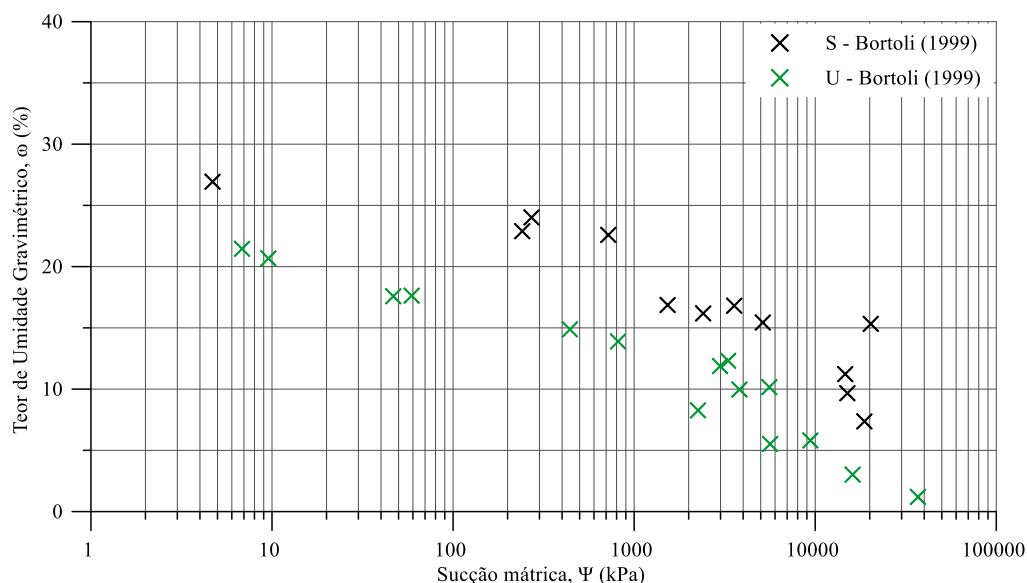


Figura 2.9: Curvas características para amostras de solo remoldado, com formato unimodal obtidas através da técnica de papel filtro através de diferentes trajetórias de secagem “S” e de umedecimento “U”. Adaptado de Bortoli (1999).

O autor destaca que a curva apresenta um formato de “S” suave, bem característico as curvas unimodais. Apresentando ainda uma histerese entre a trajetória de umedecimento e secagem bem pronunciada e considerável.

Por outro lado, a curva bimodal ou em formato de “sela” é encontrada principalmente em amostras de solos residuais e coluvionares naturais. Estes solos apresentam uma estrutura de macroporos e microporos bem definida, o que lhe confere uma distribuição bimodal de tamanho de poros: macroporos, entre agregados e argila, e microporos, no interior destes. A curva bimodal apresenta três estágios de dessaturação: (i) dessaturação dos macroporos; (ii) patamar intermediário; (iii) dessaturação dos microporos, como pode ser observado na Figura 2.8b (FEUERHARMEL, 2007; FEUERHARMEL *et al.*, 2006).

O primeiro estágio inicia em um valor de sucção próximo a zero, onde os macroporos e microporos se encontram saturados. O solo permanece saturado até atingir o valor da entrada de ar dos macroporos, onde a partir deste ocorre o início da dessaturação da macroestrutura, com a redução da saturação com o aumento da sucção. Ao fim desse estágio, a macroestrutura se encontra dessaturada e a água restante se encontra na microestrutura (BORTOLI, 1999; FEUERHARMEL, 2003, 2007; FEUERHARMEL *et al.*, 2006).

No patamar intermediário, o grau de saturação permanece constante, com o aumento da sucção. Isso ocorre devido à ausência de poros com tamanho intermediário nesse tipo de solo. O estágio finda com a superação da capacidade de retenção de água nos microporos. O último estágio inicia em uma sucção próxima a entrada de ar dos microporos, onde observa-se uma redução contínua da quantidade de água do interior dos agregados com a sucção. Essa zona finda somente ao atingir condições residuais de sucção (BORTOLI, 1999; FEUERHARMEL, 2003, 2007; FEUERHARMEL *et al.*, 2006). Um exemplo típico desse formato de curva é visualizado na Figura 2.10. Onde são apresentadas as curvas características para um solos naturais: laterítico argilo-arenoso avermelhado (BASTOS, 1999), e colúvio arenoso (BORTOLI, 1999).

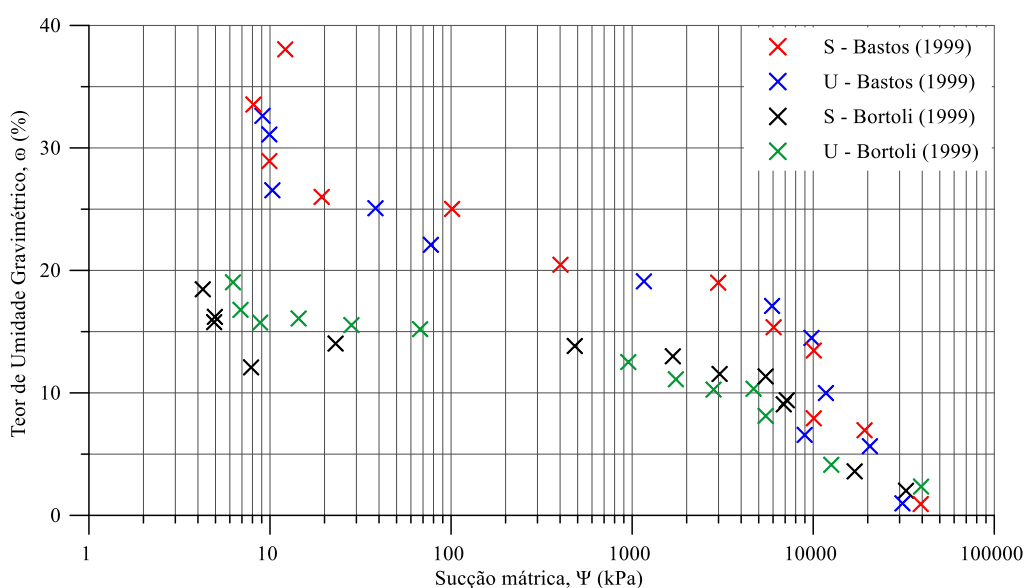


Figura 2.10: Curvas características para amostras de solo natural, com formato bimodal obtidas através da técnica de papel filtro através de diferentes trajetórias de secagem “S” e de umedecimento “U”. Adaptado de Bastos (1999) e Bortoli (1999).

As curvas características apresentam um formato semelhante a uma “sela” característico das curvas bimodais. Para o solo coluvionar arenoso, analisado por Bortoli (1999), as curvas características apresentaram uma histerese mais pronunciada para o solo remoldado (Figura 2.9) do que para o solo natural (Figura 2.10). O autor destaca que a diferença de comportamento está ligada a uma diferença na estrutura do solo (*i.e.*, macroestrutura e microestrutura). Sendo que para um mesmo teor de umidade, as amostras de solo remoldadas apresentaram sucções maiores.

Assim, observa-se que a curva característica é dependente das condições do solo em estudo. Pois além do tipo de solo, fatores como a sua estrutura (e sua agregação), trajetórias de

umedecimento ou secagem (*i.e.*, histerese), teor de umidade inicial, índice de vazios, textura, mineralogia, história de tensões e os métodos de compactação, podem influenciar no seu comportamento (VANAPALLI *et al.*, 1999).

Dentre esses fatores, cabe destacar a histerese devido as trajetórias de umedecimento e secagem. Em alguns solos, ocorre uma diferença considerável entre as trajetórias de umedecimento e de secagem (Figura 2.9), principalmente no primeiro e segundo ciclos. Isto ocorre devido a alterações estruturais irreversíveis que ocorrer nestes primeiros ciclos de secagem e umedecimento que resultam na redução do índice de vazios do solo (*i.e.*, colapso), como observado por Ng & Pang (2000) e Feuerharmel (2003). Ou ainda, devido a diferenças no tamanho dos poros, mudanças no ângulo de contato nas diferentes trajetórias e ar ocluso, como destaca Tinjum *et al.* (1997).

Além da compreensão do papel da sucção e de sua determinação, é de fundamental importância o entendimento do comportamento mecânico dos solos residuais. Nesse âmbito, a estrutura natural desses solos os torna materiais com comportamentos diferenciados, e sua quebra afeta suas propriedades, como será discutido a seguir.

2.3 DEFINIÇÃO E ORIGEM DA ESTRUTURA

A resistência e a rigidez, provenientes da cimentação entre as partículas, eram tratadas como uma característica geral apenas da mecânica das rochas, embora seja conhecido que muitos solos naturais possuam componentes de resistência e rigidez que não podem ser explicadas somente pela porosidade e pela história de tensões (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Para os solos, onde o efeito da estrutura exerce forte influência em seu comportamento, denomina-se de solos estruturados.

A estrutura de um solo é atribuída a combinação de dois fatores: *fabric* (tessitura) e a cimentação (BURLAND, 1990; MITCHELL & SOGA, 2005). O primeiro, refere-se a orientação e a distribuição das partículas em uma massa de solo e seus vazios associados. O segundo, é proveniente das forças entre as partículas adjacentes do solo (BREWER & SLEEMAN, 1960; LAMBE & WHITMAN, 1979; VIANA DA FONSECA & COUTINHO, 2008).

A cimentação natural pode ser encontrada tanto em solos sedimentares como em solos residuais. No primeiro, podem ocorrer alterações decorrentes dos efeitos de envelhecimento que levam a formação de cimentações e, também, a um efeito de endurecimento. No segundo, a cimentação

está ligada ao processo de formação, podendo ao longo do tempo ocorrer o efeito inverso (*i.e.*, amolecimento) devido à quebra da cimentação, em razão do processo de intemperismo (WESLEY, 1990).

Diante do exposto, a estrutura exerce papel fundamental em alguns solos. De tal forma que sua plastificação pode alterar consideravelmente suas características, como será discutido na sequência.

2.3.1 Plastificação da estrutura

A plastificação é demonstrada por uma descontinuidade no comportamento tensão *versus* deformação sob carregamento monotônico, ocasionando uma mudança irreversível na rigidez e resistência do material. A mesma pode ocorrer de três diferentes formas: (i) compressão, (ii) cisalhamento e, (iii) expansão (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990), como demonstrado na Figura 2.11.

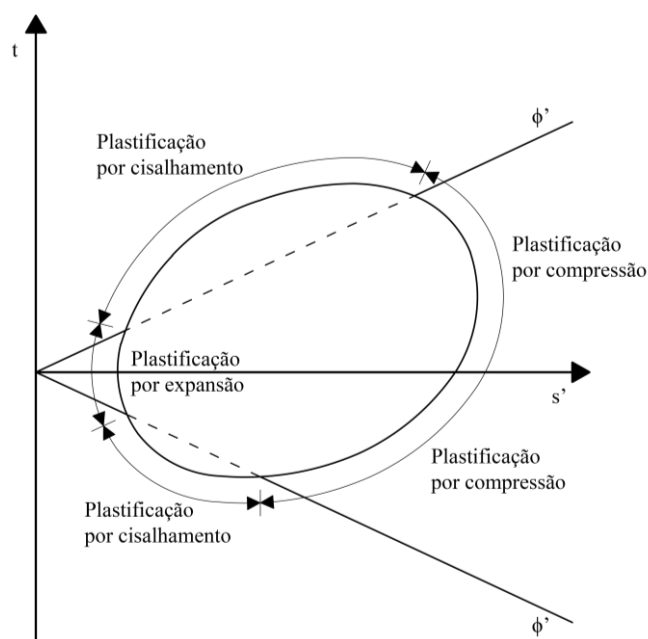


Figura 2.11: Diferentes tipos de plastificação. Adaptado de Leroueil & Vaughan (1990).

A primeira, ocorre para níveis de tensões inferiores aos da envoltória de resistência ao cisalhamento, devido ao aumento da tensão média e/ou a tensão de cisalhamento. A segunda, acontece imediatamente antes da ruptura por cisalhamento. E a terceira, que advém do fato da estrutura do solo não reter a energia de deformação armazenada, pode resultar em um comportamento expansivo (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

Curvas de plastificação típicas para solos estruturados são apresentadas na Figura 2.12. Para

argilas com uma estrutura anisotrópica, a zona de plastificação segue aproximadamente a trajetória de tensões “ K_0 ”, devido ao processo de consolidação. Já para rochas brandas e solos residuais que são isotrópicos, a zona de plastificação está centrada na linha de compressão isotrópica. Se o solo apresentar uma plastificação por expansão, enquanto ainda está sob tensões de compressão, sua curva de plastificação será próxima a indicada por Y_A . Por outro lado, se a estrutura for suficientemente resistente a pressão interna de expansão, sua curva de expansão será próxima a apontada por Y_B (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

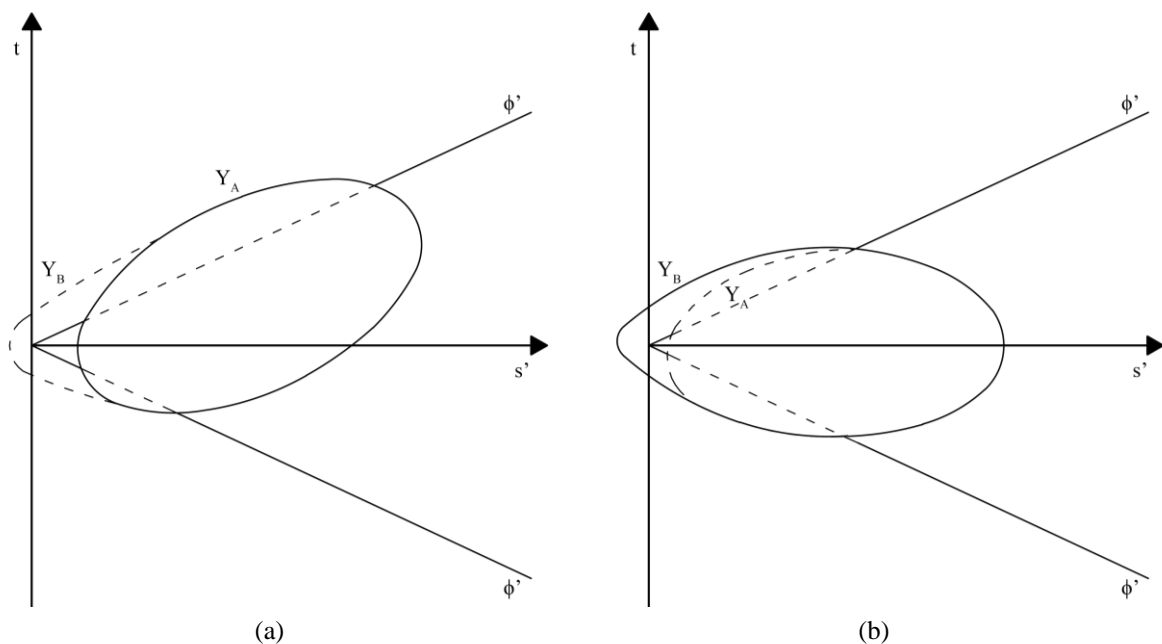


Figura 2.12: Curvas de plastificação para solos estruturados: (a) anisotropia em argilas; (b) isotropia em algumas rochas frágeis e solos residuais. Adaptado de Leroueil & Vaughan (1990).

A estrutura tem papel fundamental nas propriedades mecânicas do solo, como exemplificado na Figura 2.13. A mesma sumariza as diferenças entre um solo descrito pela teoria do estado crítico e um solo estruturado. Ao comparar um mesmo solo, com o mesmo índice de vazios, porém na condição não estruturada (Figura 2.13a) e estruturada (Figura 2.13b), nota-se uma maior tensão de “pré-adensamento”, e também uma maior resistência e rigidez para o solo estruturado. A presença da cimentação entre as partículas promove um componente adicional de resistência e rigidez que pode ser facilmente destruído (GEOLOGICAL SOCIETY WORKING PARTY, 1990).

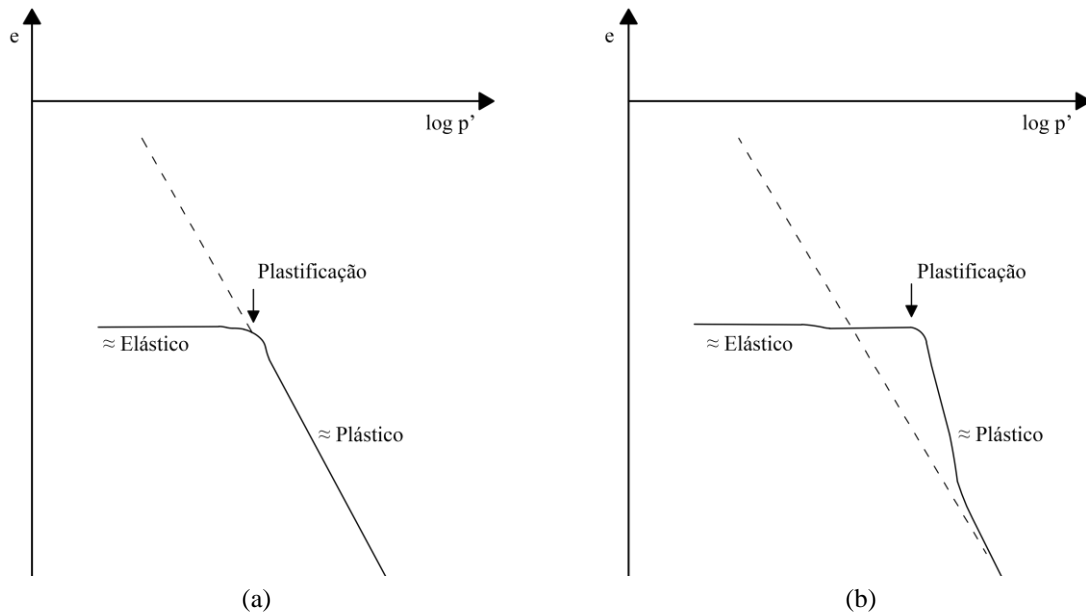


Figura 2.13: Comportamento idealizado de dois solos distintos em um ensaio oedométrico: índice de vazios “ e ” *versus* tensão média efetiva “ p ”. (a) “solo ideal”; (b) solo estruturado. Adaptado de Leroueil & Hight (2003).

Com o desenvolvimento de equipamentos que permitiam a medição das deformações locais, foi possível analisar com maior acurácia o comportamento dos solos dentro da curva de estado limite ou superfície de plastificação (LEROUEIL & HIGHT, 2003). Um elemento de solo em total equilíbrio localizado em um ponto estável no espaço triaxial de tensões, ao ser carregado monotonicamente através da trajetória de tensões IABCD (ilustrada na Figura 2.14a), exibirá quatro zonas distintas de comportamento (JARDINE, 1992).

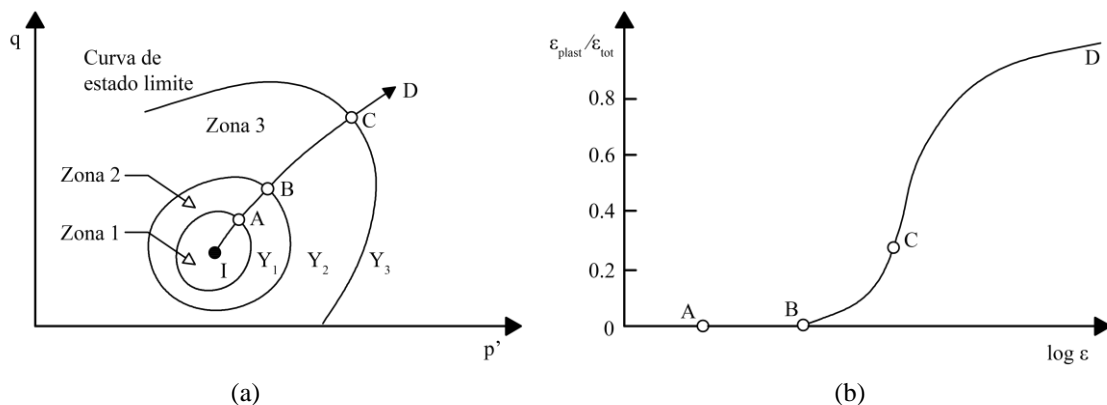


Figura 2.14: Esquema do comportamento do solo e de suas respectivas superfícies de plastificação. (a) Plano “ p ” *versus* “ q ”; (b) Deformação específica “ ε ” *versus* a razão entre deformação plástica e deformação total “ $\varepsilon_{\text{plast}}/\varepsilon_{\text{tot}}$ ”. Adaptado de Leroueil & Hight (2003).

A primeira zona se encontra dentro da superfície de plastificação Y_1 , onde o solo exibe um comportamento elástico linear. A zona 1 ocupa uma pequena porção do espaço de tensões, contudo, para materiais cimentados ela pode se tornar mais extensa. Essa zona caracteriza-se por uma rigidez aproximadamente constante (Figura 2.15a). Quando a trajetória de tensões atravessa a superfície de plastificação Y_1 , mas permanece na zona 2, o comportamento do solo é não linear elástico. Entre a superfície de plastificação Y_2 e Y_3 (*i.e.*, zona 3), o solo desenvolve deformações plásticas (Figura 2.14b) e ocorre uma redução na rigidez (Figura 2.15a). No caso de ensaio cíclicos, a passagem para a superfície de plastificação Y_2 , ponto B na Figura 2.15b, marca o aumento da poropressão durante os ensaios. (JARDINE, 1992; LEROUEIL & HIGHT, 2003).

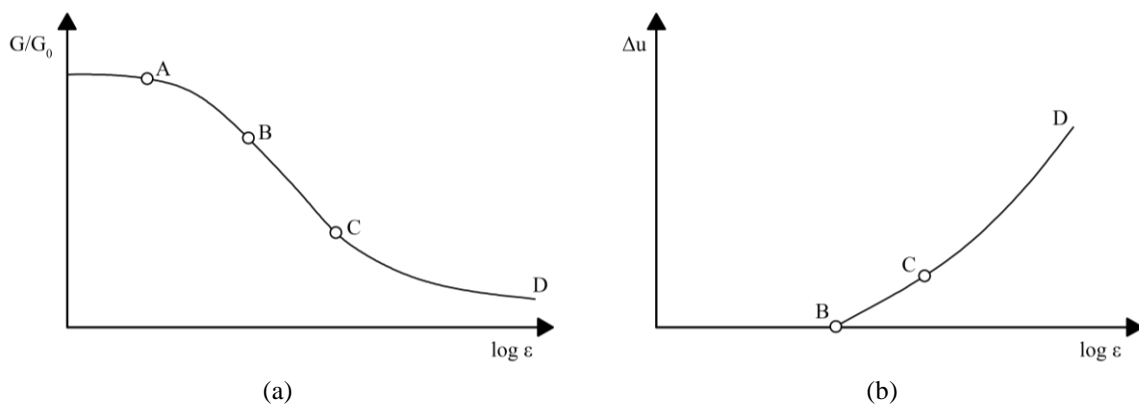


Figura 2.15: Esquema do comportamento do solo e de suas respectivas superfícies de plastificação. (a) Deformação específica “ ε ” *versus* rigidez “ G/G_0 ”; (b) Deformação específica “ ε ” *versus* variação da poropressão “ Δu ”. Adaptado de Leroueil & Hight (2003).

A partir dos conceitos de plastificação acima discutidos, percebe-se a importância dos efeitos da estrutura no comportamento dos solos. Nas seções subsequentes, serão abordados comportamentos específicos do solo em ensaios de compressão oedométrica (discorrendo sobre o efeito da remoldagem) e ensaios triaxiais (abordando o efeito da remoldagem e da tensão de confinamento).

2.3.1.1 Ensaios oedométricos

Em ensaios de compressão oedométrica, o efeito da estrutura pode ser observado ao comparar curvas obtidas para o solo natural, indeformadas, com as do mesmo material, remoldadas e reconstituídas, como apresentado na Figura 2.16.

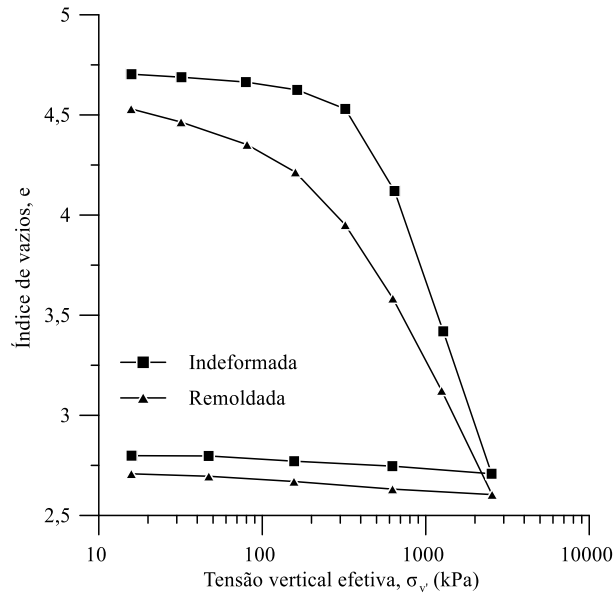


Figura 2.16: Ensaios oedométricos em argilas residuais vulcânicas. Adaptado de Wallace *et al.* (1974).

Na amostra de solo natural (*i.e.*, indeformada), verifica-se que até uma certa tensão limite a redução do índice de vazios devido a consolidação é muito pequena, porém ao exceder esse limite, a relação entre o índice de vazios e a tensão aplicada corresponde a lei da consolidação. Essa tensão denomina-se tensão virtual de adensamento (VARGAS, 1953). Cabe ressaltar que a mesma é o resultado do intemperismo físico e não possui relação com a história de tensões (WESLEY, 1990).

Ao remoldar um solo estruturado, sua estrutura é destruída e a água presente é liberada. Dessa forma, a curva para o solo remoldado atinge valores menores de índices de vazios do que uma amostra do solo natural (WALLACE *et al.*, 1974). Logo, o solo estruturado atinge índice de vazios e tensões que são impossíveis de serem alcançadas pelo solo remoldado (GEOLOGICAL SOCIETY WORKING PARTY, 1990; LEROUÉIL & VAUGHAN, 1990; MAHALINGAIYER & WILLIAMS, 1994).

2.3.1.2 Ensaios triaxiais

Similarmente ao comportamento observado em ensaios oedométricos, em ensaios triaxiais, o solo estruturado atinge tensões e rigidezes que não são possíveis de serem atingidas com o solo remoldado. Esses efeitos foram avaliados por Wesley (1990), ao realizar ensaios triaxiais em amostras indeformadas e remoldadas, de um solo residual de arenito, como pode ser observado na Figura 2.17. As amostras remoldadas foram compactadas com teores de umidades próximos aos naturais, empregando energia padrão de compactação.

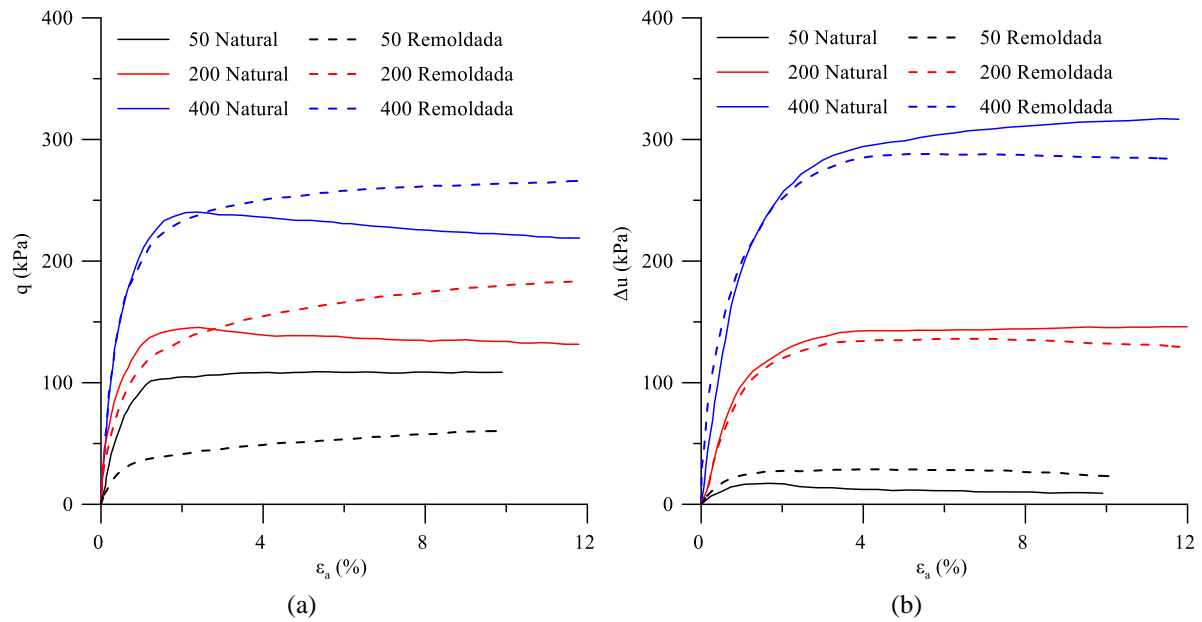


Figura 2.17: Resultados de ensaios triaxiais consolidados não drenados – Tipo CU. (a) Tensão desvio “ q ” *versus* deformação axial “ ϵ_a ”; (b) Variação da poropressão “ Δu ” *versus* deformação axial “ ϵ_a ”. Adaptado de Wesley (1990).

A influência da estrutura é perceptível, especialmente para tensões de confinamento baixas (SCHNAID, 2005). Nota-se maior resistência e rigidez para a amostra natural, se comparada a amostra remoldada (WESLEY, 1990). Com o aumento da tensão de confinamento, ocorre a quebra da cimentação, e o efeito da estrutura é menos pronunciado. Embora as amostras naturais atinjam um pico de resistência a deformações menores, as amostras remoldadas eventualmente atingem resistências maiores. O autor explica que esse fenômeno é ocasionado devido à grande variação volumétrica ocorrida na fase de consolidação, que é maior no caso das amostras remoldadas, e conseqüentemente, gera uma maior densidade e um comportamento dilatante durante o cisalhamento.

No caso de ensaios triaxiais drenados realizados no solo natural, o comportamento segue a mesma tendência supracitada. Para tensões de confinamento baixas, o material apresenta uma maior rigidez e um comportamento que varia entre compressivo e dilatante. Com o aumento da tensão de confinamento, ocorre a quebra da estrutura do solo e o material passa a apresentar uma rigidez inicial menor e um comportamento compressivo, como pode ser observado na Figura 2.18 (FARO *et al.*, 2015; FUTAI *et al.*, 2004, 2006; ROHLFES JÚNIOR, 1996; SANTOS *et al.*, 2020).

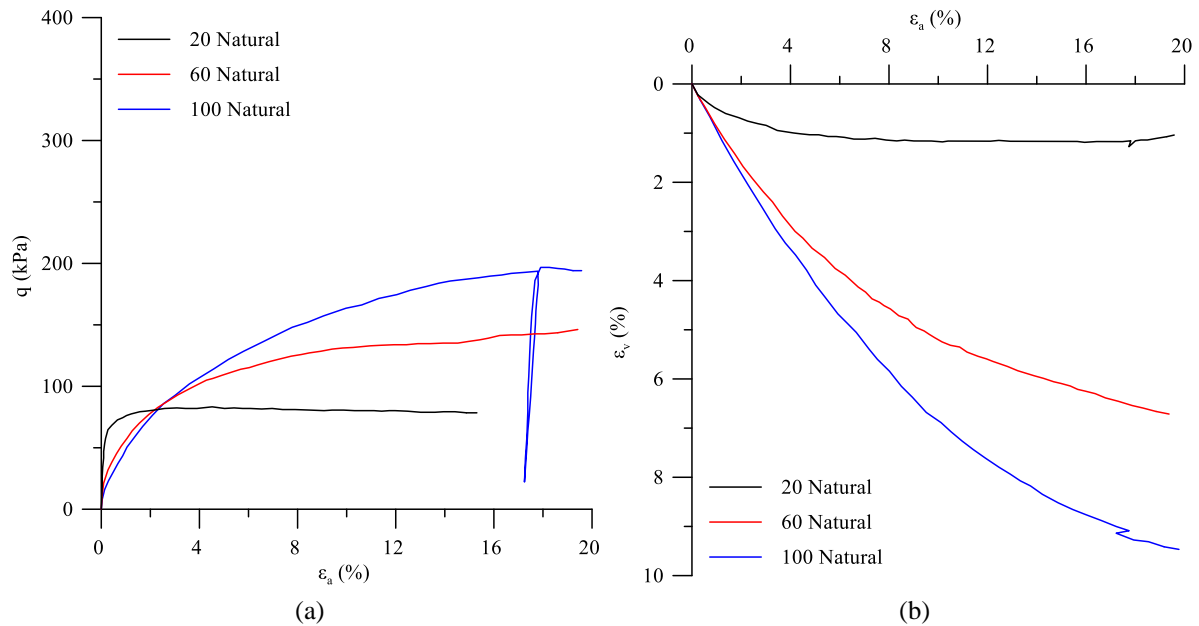


Figura 2.18: Resultados de ensaios triaxiais consolidados drenados – Tipo CD. (a) Tensão desvio “ q ” versus deformação axial “ ε_a ”; (b) deformação volumétrica “ ε_v ” versus deformação axial “ ε_a ”. Adaptado de Rohlfs Júnior (1996).

Os solos artificialmente cimentados apresentam um comportamento análogo ao apresentado pelos solos naturalmente cimentados. Para baixas tensões de confinamento, o material apresenta um comportamento rígido inicial (governado pela estrutura) com pico. Com o aumento da tensão de confinamento, o comportamento rígido inicial desaparece e o solo apresenta um ganho de resistência, com uma redução da rigidez. Além disso, o solo apresenta tendência contrativa, comportamento oposto ao observado a baixas tensões (DALLA ROSA, 2009; MACCARINI, 1987). A explicação advém do fato que, para solos cimentados, ao aplicar tensões confinantes superiores as suas respectivas tensões de plastificação ocorrerá uma quebra da cimentação e uma alteração no seu comportamento (CONSOLI *et al.*, 2000).

Efeito semelhante é observado em ensaios triaxiais realizados em rochas brandas (ELLIOTT & BROWN, 1985; LAGIOIA & NOVA, 1995). Os autores reportam que, para tensões de confinamento $\sigma_3 \leq 5\text{MPa}$, o comportamento rígido inicial é proveniente do efeito da estrutura. A grandes deformações, esses materiais tendem ao estado crítico (SCHOFIELD & WROTH, 1968). Em contraste, para tensões confinantes mais elevadas ($\sigma_3 \geq 5\text{MPa}$), o material apresenta um comportamento de endurecimento, e ganho de resistência até a ruptura.

Da mesma forma com que a estrutura exerce um papel importante em ensaios monotônicos, como discutido anteriormente, ela tem papel importante durante o carregamento cíclico. Dado que, ao realizar ensaios cíclicos, ocorre a degradação dessa estrutura ao longo da aplicação dos

ciclos, reduzindo a rigidez e a tensão de plastificação (SHARMA & FAHEY, 2003b). Os tipos de carregamento cíclico e os seus efeitos serão discutidos a seguir.

2.4 CARREGAMENTO CÍCLICO

O termo carregamento cíclico é usado genericamente para caracterizar cargas variáveis que, além de possuírem um padrão claro de repetição, possuem uma regularidade em sua amplitude e período (ANDERSEN *et al.*, 2013; PUECH *et al.*, 2012; PUECH & GARNIER, 2017). Essas cargas possuem duas origens principais: (i) ambiental *e.g.*, clima, ondas, marés, correntes, vento, terremotos, camadas de gelo e, (ii) industrial ou antropogênica *e.g.*, trens de alta velocidade, trens de levitação magnética, operações com explosivos, operações em fábricas, trilhos de guindastes, fundações de máquinas, operações de enchimento e esvaziamento de comportas tanques ou silos (DI PRISCO & WOOD, 2012; FLÓREZ-GÁLVEZ, 2018; PUECH & GARNIER, 2017). Alguns dos exemplos supracitados são ilustrados na Figura 2.19.

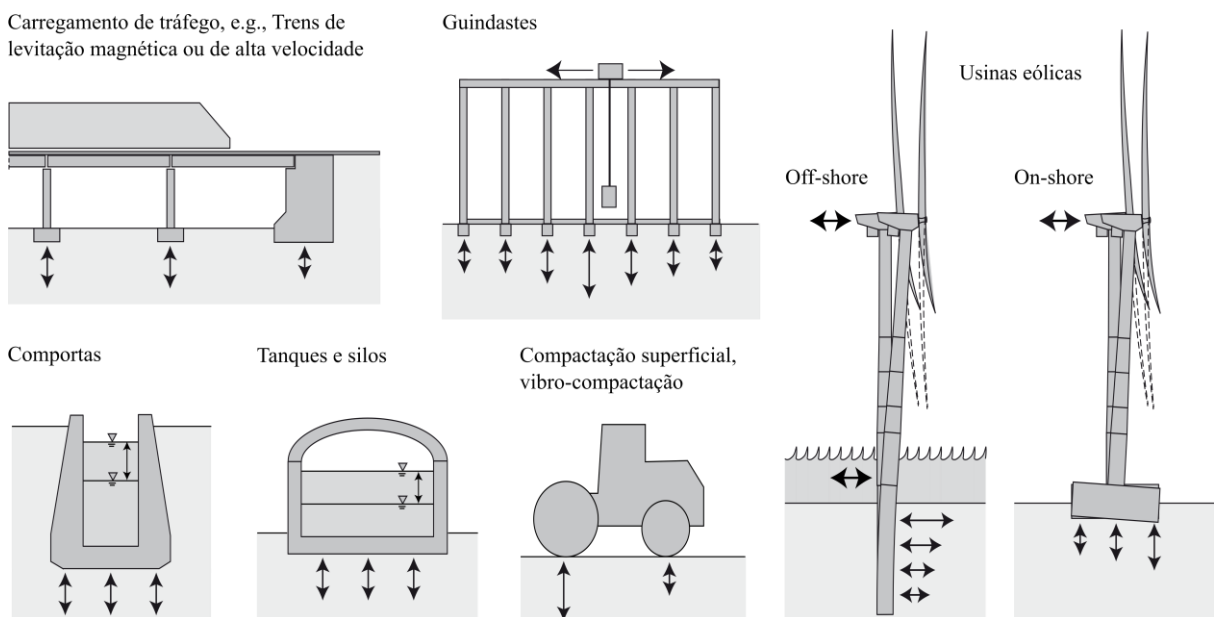


Figura 2.19: Exemplos de carregamentos cíclicos. Adaptado de Di Prisco & Wood (2012).

As características do carregamento cíclico variam consideravelmente em termos de frequência e números de ciclos (ANDERSEN, 2009, 2015; ANDERSEN *et al.*, 2013; PUECH & GARNIER, 2017), como pode ser observado na Figura 2.20. Por exemplo, as variações das marés seguem períodos de 12h, enquanto as ondas do mar - no caso de turbinas eólicas *offshore* - possuem períodos de 10s a 20s. A duração dos eventos também é variável, desde tempestades

em projetos *offshore* com uma duração variando de um a dois dias a terremotos com duração de menos de 1min.

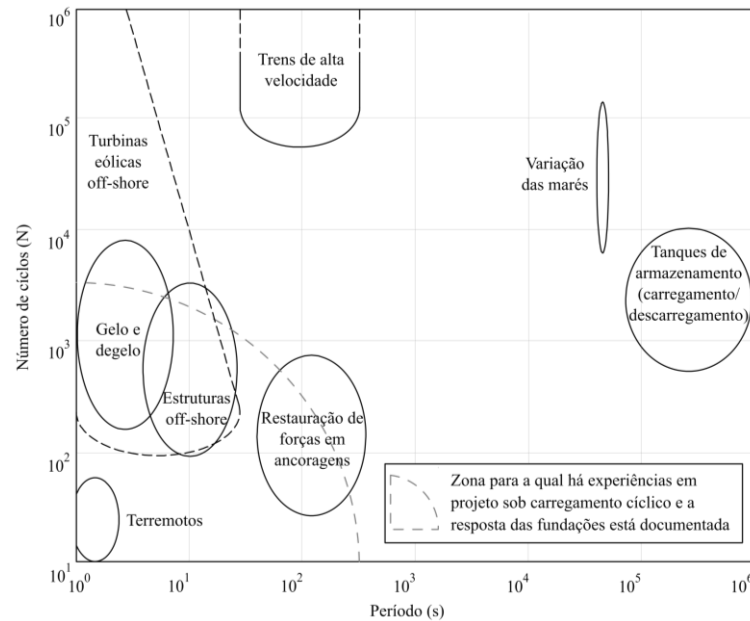


Figura 2.20: Períodos e número de ciclos caracterizando eventos típicos de carregamento cíclico. Adaptado de Andersen *et al.* (2013)

Ao observar dados de séries históricas, nota-se que há um comportamento irregular da carga, com sucessivas variações de amplitude e uma distribuição aleatória com o tempo. Contudo, modelos de laboratório, bem como ensaios de campo, são conduzidos em limitados espaços de tempo com frequência e amplitudes regulares que permitem a aquisição de dados com a devida precisão (ANDERSEN *et al.*, 2013; PUECH *et al.*, 2012). Tais ensaios podem ser definidos pelo seu número de ciclos “N”, período do ciclo “T”, carga média “ Q_m ”, amplitude da carga “ Q_{cy} ” ou dos deslocamentos, como observado na Figura 2.21.

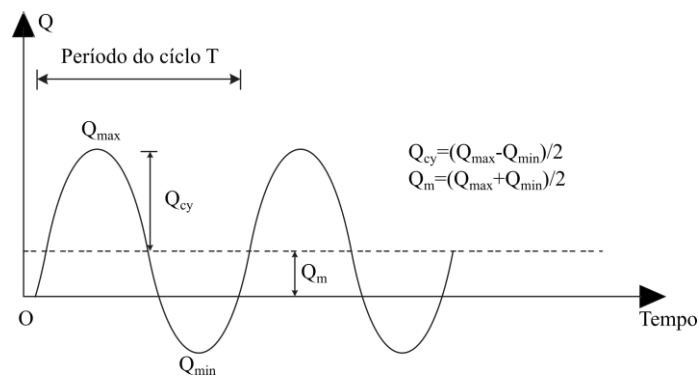


Figura 2.21: Definição dos parâmetros de carregamento cíclico para modelos de campo e de laboratório. Adaptado de Tsuha *et al.* (2012).

É de fundamental importância que se faça a diferenciação entre um carregamento cíclico e um carregamento dinâmico. Em ambos os casos, ocorrem ciclos de carregamento e descarregamento, porém com frequências diferentes, e por consequência comportamentos diferentes, como discutido a seguir.

2.4.1 Diferenças entre o carregamento cíclico e dinâmico

Muitos fatores que exercem grande influência no comportamento do solo sob carregamento monotônico (*e.g.*, índice de vazios, tensão de confinamento, teor de umidade, nível de deformações e história de tensões), igualmente afetam o solo sob carregamento cíclico (ISHIHARA, 1996; ZIANGIROV & KURMES, 1981). Uma proposta de classificação qualitativa é apresentada por Ishihara (1996), categorizando problemas que envolvem a repetição de cargas, de acordo com a duração do carregamento (Figura 2.22).

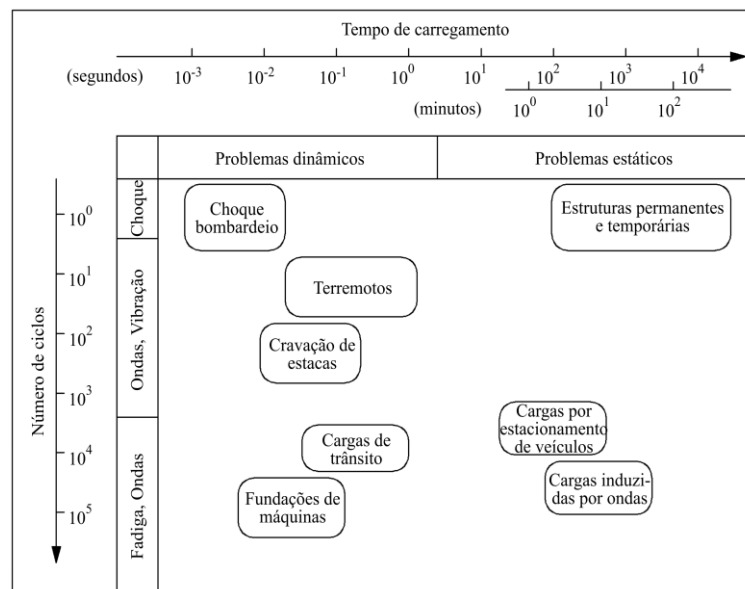


Figura 2.22: Classificação de problemas dinâmicos. Adaptado de Ishihara (1996).

Fenômenos de período curto (*i.e.*, duração da carga menor que 10s) ou alta frequência (*e.g.*, vibrações ou ondas) são chamados de fenômenos de curta duração ou dinâmicos. Por outro lado, problemas com períodos longos (*i.e.*, duração da carga maior que 10s) são ditos problemas de longa duração ou estáticos (ISHIHARA, 1996) ou ainda como simplesmente cíclicos (ANTONY & JAHANGER, 2020).

A caracterização dos tipos de problemas em dinâmicos ou cíclicos tem grande importância na compreensão do comportamento do solo, principalmente no que tange o acúmulo de

deformações (Tabela 2.1) e geração de poropressão. Problemas dinâmicos são caracterizados por um número de ciclos elevado e o acúmulo desses efeitos pode ser significativo. Nesse caso, o problema deve ser analisado como um fenômeno de fadiga (ISHIHARA, 1996).

Tabela 2.1: Tipos de carregamento

Carregamento	Cíclico	Cíclico-dinâmico	Dinâmico
Frequência	0 - 1Hz	1 – 10Hz	> 10Hz
Acumulo das deformações	Principalmente Plásticas	Plásticas-elásticas	Principalmente Elásticas

Fonte: Adaptado de Antony & Jahanger (2020).

Nos problemas cíclicos a frequência e a amplitude são tão baixas que não ocorrem efeitos de inércia nem a geração de poropressão, de forma que ocorre o acúmulo de deformações plásticas com o aumento do número de ciclos (DI PRISCO & WOOD, 2012). A taxa de deformação vai diminuindo a cada ciclo (histerese), mas não chega a zero (ACHMUS *et al.*, 2005; DI PRISCO & WOOD, 2012). Esse acúmulo de deformações plásticas pode levar a recalques adicionais (Figura 2.23). Sua magnitude irá depender do carregamento (*i.e.*, tensão média, amplitude da carga) e do estado atual do solo (*i.e.*, índice de vazios, história de tensões).

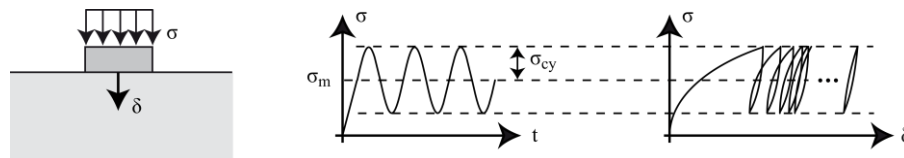


Figura 2.23: Acumulação de deformações de uma fundação sob carregamento cíclico. Adaptado de Di Prisco & Wood (2012).

Os principais fatores que diferenciam o comportamento do solo sob carregamento monotônico daquele sob carregamento cíclico são: (i) efeito da reversão de tensões e, (ii) efeito da velocidade (O'REILLY & BROWN, 1991). Tais fatores serão discutidos a seguir.

2.4.1.1 Efeito da reversão de tensões

Neste contexto, a reversão de tensões não está relacionada a mudança do sinal da tensão, mas sim com a alteração do sinal da taxa de aplicação da tensão. Isto é, existe um aumento na magnitude da tensão seguido por uma redução, embora todas as tensões continuem a agir na mesma direção, como pode ser observado na Figura 2.24. Ademais, cada ciclo é acompanhado

por uma deformação cisalhante “ γ ”, que em alguns casos é recuperável e em outros não (O’REILLY & BROWN, 1991).

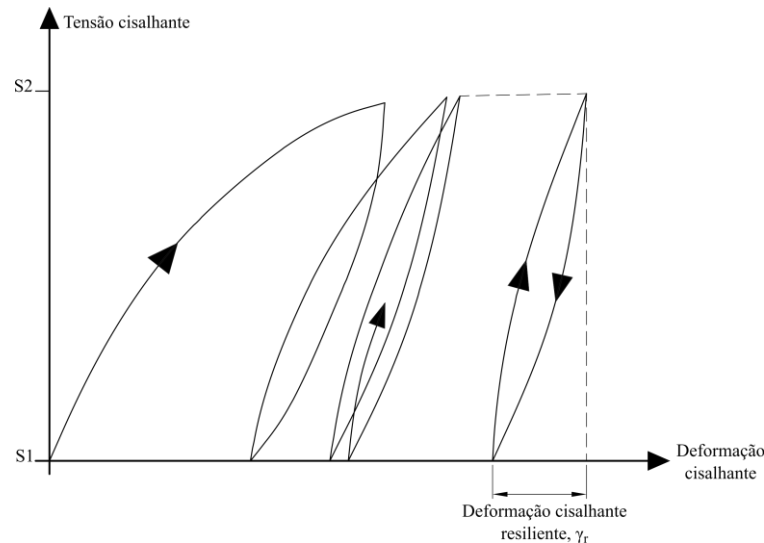


Figura 2.24: Desenvolvimento de deformações cisalhantes “ γ ” e definição da deformação cisalhante resiliente “ γ_r ” para um solo granular seco sujeito a um carregamento cíclico com tensão controlada. Adaptado de O’Reilly & Brown (1991).

Para carregamentos drenados (*e.g.*, Figura 2.24), a magnitude da deformação recuperável geralmente permanece constante a cada ciclo. Contudo, a deformação plástica irrecuperável desenvolvida a cada ciclo tende a reduzir com o incremento no número de ciclos. Eventualmente, o solo atinge uma condição de equilíbrio, onde a magnitude da deformação elástica é maior que a deformação plástica no mesmo ciclo; esse comportamento é chamado de resiliente ou quase-elástico (O’REILLY & BROWN, 1991).

Embora a deformação permanente desenvolvida durante um único ciclo seja usualmente pequena, após um grande número de aplicações de carga a magnitude das deformações permanentes acumuladas podem ser significantes (O’REILLY & BROWN, 1991; SHAW, 1980; WICHTMANN *et al.*, 2005).

No caso do solo saturado, a geração de poropressão ocorre quando a frequência do carregamento é muito alta e não permite que a mesma se dissipe. Estudos experimentais em solos saturados sujeitos a carregamentos cíclicos não drenados indicam que, em muitos casos, a ruptura ocorre a um nível de tensões menor que a ruptura ocasionada pelo carregamento monotônico, devido a geração de poropressão entre ciclos sucessivos (ISHIHARA *et al.*, 1975; MEIMON & HICHER, 1980; O’REILLY *et al.*, 1991; O’REILLY & BROWN, 1991).

2.4.1.2 Efeito da velocidade

O efeito da velocidade, seja ela na aplicação de carregamento ou de deformação, afeta a resistência e a rigidez do solo. Esse fenômeno pode ser atribuído a dois fatores: (i) a interação viscosa entre as partículas de solo; e (ii) o tempo necessário para que a poropressão seja dissipada, em condições em que se permite a drenagem (O'REILLY & BROWN, 1991).

A resposta tensão deformação de um solo argiloso é dependente da taxa com que as deformações ocorrem (O'REILLY & BROWN, 1991), como pode ser observado na Figura 2.25a. Ao aumentar a taxa de deformação, ocorre um acréscimo na resistência e rigidez observada em ensaios consolidados não drenados (BERRE & BJERRUM, 1973; DÍAZ-RODRÍGUEZ *et al.*, 2009; GRAHAM *et al.*, 1984). Analogamente, a resistência não drenada “Su” é maior quando se aumenta a taxa de cisalhamento da amostra (O'REILLY *et al.*, 1989), como pode ser visto na Figura 2.25b.

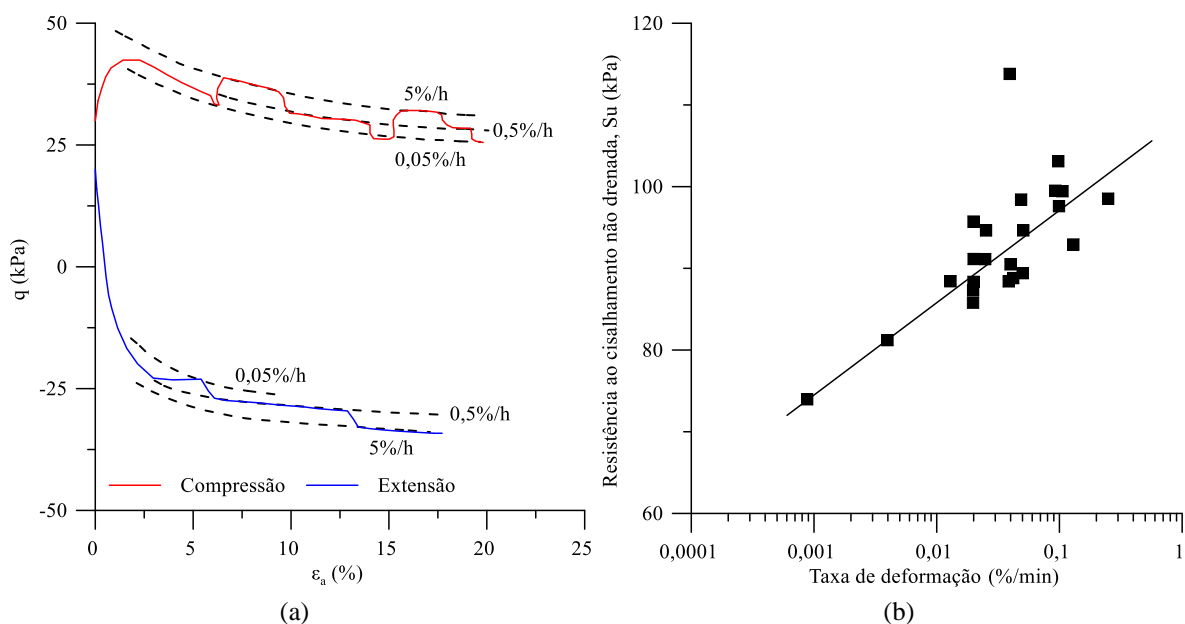


Figura 2.25: Efeitos da velocidade em argilas. (a) Influência da taxa de deformação no comportamento tensão “ q ” versus deformação “ ϵ_a ” em uma argila natural. Adaptado de Graham *et al.* (1984); (b) Influência da taxa de carregamento na tensão cisalhante de pico em um silte argiloso normalmente adensado. Adaptado de O’Reilly *et al.* (1989).

No caso de argilas desestruturadas, a resistência ao cisalhamento é função da tensão efetiva. Ao diminuir a taxa de carregamento ou ao aplicar ciclos de carga reduz-se as tensões efetivas e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento não drenada. Para argilas estruturadas, parte da resistência é oriunda da cimentação entre as partículas. Ao diminuir a taxa de carregamento

ou aplicar ciclos de carga, ocorre um enfraquecimento da estrutura e a diminuição da resistência de pico - por um fenômeno de fadiga (LEFEBVRE & LEBOEUF, 1987; YASUHARA *et al.*, 1992).

Para solos cimentados, ao aplicar ciclos de carga ocorre uma diminuição da rigidez e da tensão e deformação do momento da plastificação, devido a progressiva degradação da resistência. Sendo que a ruptura se dá pelo acúmulo de deformações plásticas (SHARMA & FAHEY, 2003a, 2003b; SUBRAMANIAM & BANERJEE, 2014).

O segundo fator está atrelado à poropressão gerada durante o carregamento cíclico em solos saturados. No caso de areias, submetidas a altas taxas de carregamento, o acúmulo de poropressão durante o carregamento cíclico pode causar a liquefação (ISHIHARA, 1993; POULOS *et al.*, 1985; SHAJARATI *et al.*, 2012; VAN IMPE, 1980). Já se as taxas de carregamentos forem mais baixas (longo prazo), haverá uma redução de vazios, aumento da rigidez e um sobreadensamento do solo (*i.e.*, devido ao realinhamento das partículas) gerando recalques adicionais (Figura 2.26), como destaca O'Reilly & Brown (1991).

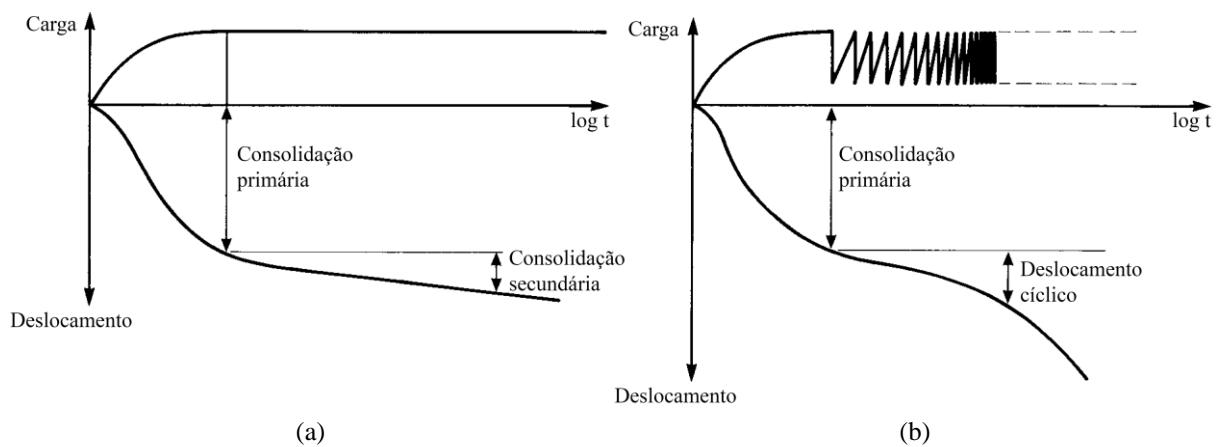


Figura 2.26: Efeitos do carregamento cíclico no recalque de longo prazo: (a) carregamento estático; (b) carregamento cíclico. Adaptado de O'Reilly & Brown (1991).

Discutidos os conceitos de carregamento cíclico do solo e de seus principais efeitos, é de suma importância compreender de que forma se dará a estimativa da capacidade de carga cíclica do solo. Para entender esse processo, inicialmente, serão abordados dois métodos para a estimativa de capacidade de carga estática: método teórico e a partir de provas de carga. Esse entendimento é necessário para que seja possível avaliar a degradação da resistência a partir dos ciclos. Avaliação essa, que será realizada através de ensaios de placa cíclicos.

2.5 TEORIA DA CAPACIDADE DE CARGA

A partir do momento que um elemento de fundação recebe um incremento de carga, o mesmo sofre um recalque inicial (*i.e.*, elástico); após atingir determinada carga, uma parcela desse material, entra em um regime plástico. Ao realizar mais incrementos, mais porções da massa do material entram em regime plástico, sendo que essas zonas aumentam até atingir a superfície (*i.e.*, ruptura generalizada). Nesse ponto, grandes recalques são detectados sem que haja um acréscimo no carregamento, atingindo assim sua capacidade de suporte (SALGADO, 2008). A Figura 2.27 ilustra o processo supracitado.

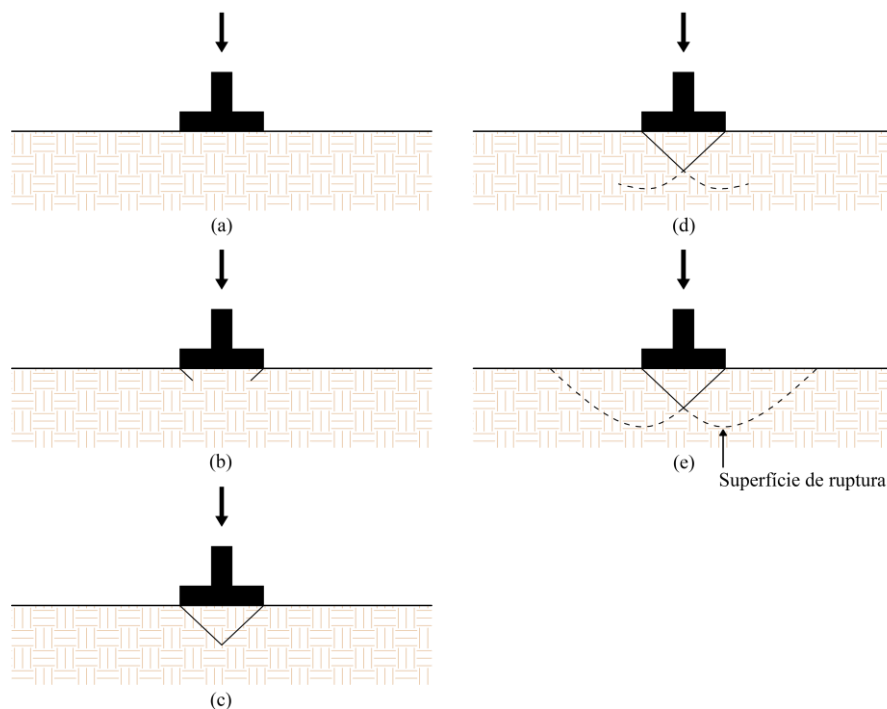


Figura 2.27: Efeitos do aumento da carga em um elemento de fundação superficial: (a) recalque elástico; (b) com o aumento dos recalques na fundação o solo nas bordas do elemento passa para o regime plástico; (c) o recalque continua até que a zona plastificada aumente; (d) recalque se torna grande a ponto da zona plástica expandir, seguindo a trajetória da zona elástica; (e) a deformação aumenta e atinge a superfície da massa de solo. Adaptado de Salgado (2008).

A partir da visão tradicional da capacidade de carga de fundações, existem três modos de ruptura: (i) ruptura generalizada; (ii) ruptura local; e (iii) ruptura por punção.

Na ruptura generalizada, ocorrem fraturas que se expandem a partir de uma face da fundação, passando pela massa de solo até atingir a superfície (Figura 2.28a). A ruptura acontece de forma repentina, com picos pouco pronunciados, acompanhando a elevação do solo na superfície do

terreno. Em condições de deformação controlada (*e.g.*, ensaio de placa) há um visível decréscimo na carga necessária para ocasionar uma unidade de recalque após o pico (SALGADO, 2008; VESIC, 1963, 1975).

Na ruptura local, o plano de ruptura é claramente definido imediatamente abaixo da fundação. A ruptura ocorre em formato de cunha, com um plano de ruptura que inicia na borda da fundação e atravessa o maciço e atinge a superfície (somente após grandes recalques). Dessa forma, não se detecta rupturas catastróficas, ou mesmo rotação da fundação (Figura 2.28b). A mesma permanece embutida no terreno e com o aumento do recalque, ocorre aumento da resistência. É o caso típico de materiais intermediários, os quais desenvolvem uma superfície de ruptura de forma parcial, apresentando características da ruptura generalizada e por puncionamento (SALGADO, 2008; VESIC, 1963, 1975).

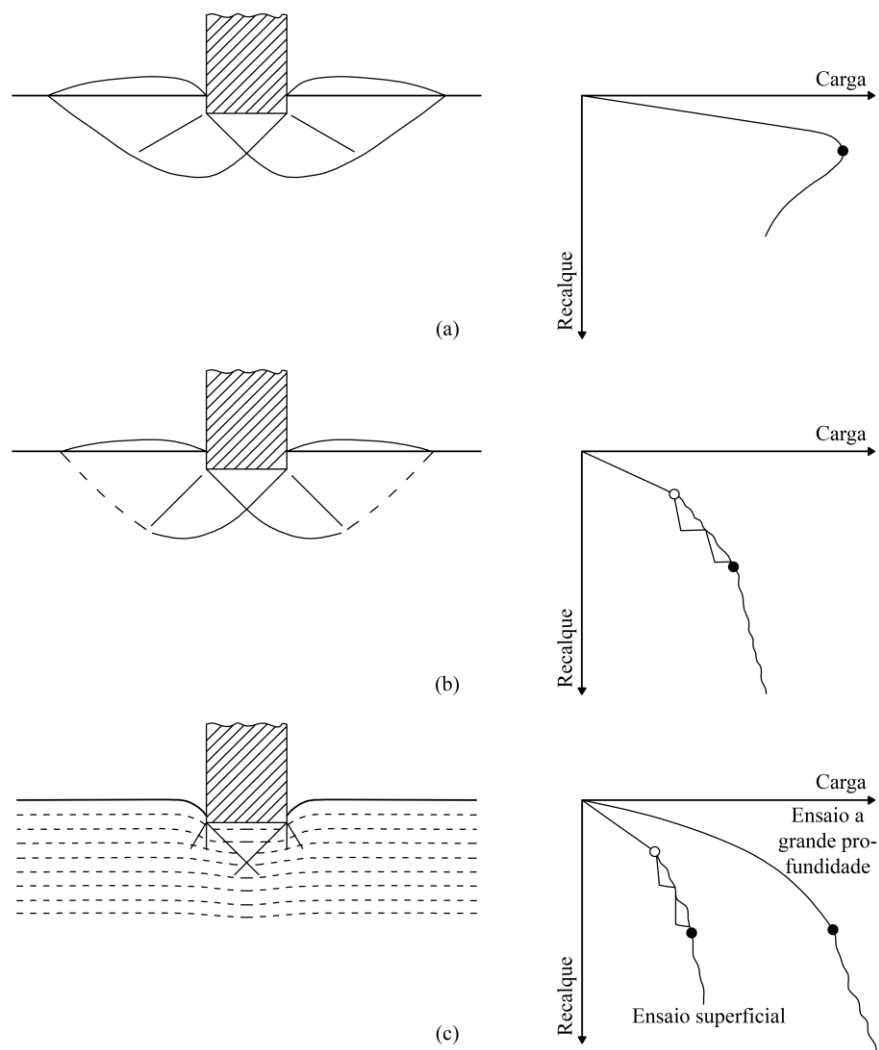


Figura 2.28: Tipos de Ruptura: (a) generalizada, (b) local, e (c) puncionamento. Adaptado de Vesic (1963).

Já na ruptura por punção, ao aumentar a carga na fundação, ocorre o cisalhamento vertical no perímetro da fundação, ao passo que se sucede com uma compressão no solo imediatamente abaixo da fundação (Figura 2.28c). Ademais, com o aumento do recalque, ocorre o aumento da resistência. Desse modo, não se detecta qualquer movimento na superfície lateral adjacente ao maciço, característica de materiais fofos (SALGADO, 2008; VESIC, 1963, 1975).

Para determinar a capacidade de carga dessas fundações, diversas teorias de capacidade de carga foram sendo desenvolvidas ao longo do último século. Especial atenção é dada as teorias clássicas de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963), Brinch Hansen (1970) e Vesic (1973, 1975), amplamente reportadas na literatura geotécnica.

2.5.1 Terzaghi

Uma das primeiras equações para calcular a capacidade de carga do solo foi apresentada por Terzaghi (1943). A Equação (2.3) foi idealizada a partir da teoria de capacidade de carga desenvolvida por Prandtl (1920). O último, utilizava a teoria da plasticidade para analisar o punção de uma base rígida em um material menos rígido (solo). A equação básica foi desenvolvida para uma fundação do tipo sapata corrida em um estado plano de deformações. Terzaghi apenas utilizou fatores de forma nos termos referentes a coesão “ s_c ” e base “ s_γ ”.

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \quad (2.3)$$

Onde, “ q_{ult} ” é a capacidade de carga última do solo, “ c ” é a coesão, “ q ” é a sobrecarga, “ γ ” é o peso específico do solo, “ B ” é a largura da fundação, “ N_c ” “ N_q ” e “ N_γ ” são os fatores de capacidade de carga e “ s_c ”, “ s_q ” e “ s_γ ” são os fatores de forma. A Tabela 2.2 apresenta os fatores de forma utilizados na formulação de Terzaghi.

Tabela 2.2: Fatores de forma para a formulação geral de Terzaghi

Formato	s_c	s_γ
Retangular	1,0	1,0
Circular	1,3	0,6
Quadrada	1,3	0,8

Fonte: Adaptado de Terzaghi (1943).

As Equações (2.4) a (2.6) apresentam os fatores de capacidade de carga “ N_c ” e “ N_q ”, apresentados por Terzaghi, baseados nos estudos de Prandtl (1920) e Reissner (1924),

respectivamente.

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad (2.4)$$

$$N_q = \frac{\{e^{[0,75 \cdot \pi - (\varphi/2)] \cdot \tan \varphi}\}^2}{2 \cdot \cos^2 \cdot (45 + \varphi/2)} \quad (2.5)$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \quad (2.6)$$

Onde, “ φ ” é o ângulo de atrito e “ $K_{p\gamma}$ ” é o coeficiente de empuxo passivo do solo.

Terzaghi nunca apresentou como pode ser calculado o fator “ $K_{p\gamma}$ ”, usado para calcular o fator de carga “ N_γ ”. O autor apresentou somente uma pequena curva relacionando “ φ ” *versus* “ N_γ ”, e alguns valores específicos (BOWLES, 1997). Huat *et al.* (2006) estudou uma aproximação para o fator “ $K_{p\gamma}$ ”, com base em uma retro análise da curva apresentada por Terzaghi (1943):

$$K_{p\gamma} = 3 \tan^2 \left[45 + \frac{(\varphi + 33)}{2} \right] \quad (2.7)$$

Para o caso de uma ruptura por puncionamento, Terzaghi (1943) sugere que sejam aplicados fatores redutores para a coesão e o para ângulo de atrito, apresentados nas Equações (2.8) e (2.9), respectivamente:

$$c' = \frac{2}{3} c \quad (2.8)$$

$$\tan \varphi' = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad (2.9)$$

2.5.2 Meyerhof

A equação da capacidade de carga apresentada por Meyerhof (1951, 1963) é semelhante à apresentada por Terzaghi. Contudo, a formulação de Meyerhof (2.10) incluía o fator “ s_q ” juntamente com o fator de sobrecarga “ N_q ”. O autor ainda incluiu os fatores de profundidade “ d_i ” e os fatores de inclinação da carga “ i_i ”. O primeiro, buscava corrigir a superfície de cisalhamento que era negligenciada na formulação de Terzaghi. O segundo, tinha como finalidade reduzir a capacidade de carga em situações em que ocorria a inclinação da carga.

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \quad (2.10)$$

Os fatores de capacidade de carga do método estão apresentados nas Equações (2.11) à (2.13).

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad (2.11)$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan \varphi)} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2.12)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \varphi) \quad (2.13)$$

A Tabela 2.3 apresenta os fatores de forma para a formulação de Meyerhof para a condição de ângulo de atrito igual a zero e maior que zero.

Tabela 2.3: Fatores de forma para a formulação geral de Meyerhof

Ângulo de Atrito	s_c	s_q	s_γ
$\varphi = 0$	$s_c = 1 + 0,2 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{B}{L}$	1,0	1,0
$\varphi > 0$	$s_c = 1 + 0,2 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + 0,1 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{B}{L}$	$s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \frac{B}{L}$

Fonte: Adaptado de Meyerhof (1963).

2.5.3 Brinch Hansen

A Equação geral (2.14) apresentada por Brinch Hansen (1970), é uma extensão da fórmula apresentada por Meyerhof. O autor incluiu na formulação geral os fatores de inclinação da fundação “ b_i ” e os fatores de inclinação do terreno de apoio da fundação “ g_i ”.

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad (2.14)$$

Os fatores de capacidade “ N_c ” e “ N_q ”, são os mesmos apresentados nas Equações (2.11) e (2.12). O fator “ N_γ ” é apresentado na Equação (2.15).

$$N_\gamma = 1,5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \varphi \quad (2.15)$$

A Tabela 2.4 apresenta os fatores de forma para a formulação de Brinch Hansen, para a condição de ângulo de atrito igual a zero, e maior que zero.

Tabela 2.4: Fatores de forma para a formulação geral de Brinch Hansen

Ângulo de Atrito	s_c	s_q	s_γ
$\varphi = 0$	$s_c = 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	$s_q = 1,0$	$s_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$
$\varphi > 0$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$s_q = 1,0 \cdot \frac{B}{L} \sin \varphi$	$s_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$

Fonte: Adaptado de Brinch Hansen (1970).

2.5.4 Vesic

A formulação geral da equação de capacidade de carga de Vesic (1973, 1975) é semelhante a apresentada por Brinch Hansen (2.14). Os fatores de capacidade de carga “ N_c ” e “ N_q ” estão definidos na Equação (2.11) e (2.12), respectivamente. O fator “ N_γ ” é apresentado na Equação (2.16).

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi \quad (2.16)$$

A Tabela 2.5 apresenta os fatores de forma para a formulação de Vesic, para a condição de ângulo de atrito igual a zero e maior que zero.

Tabela 2.5: Fatores de forma para a formulação geral de Vesic

Ângulo de Atrito	s_c	s_q	s_γ
$\varphi = 0$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$s_q = 1,0$	$s_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$
$\varphi > 0$	$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$s_q = 1,0 \cdot \frac{B}{L} \tan \varphi$	$s_\gamma = 1,0 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$

Fonte: Adaptado de Vesic (1973, 1975).

Além das formulações analíticas, pode-se obter a capacidade de carga de um solo através de provas de carga. Esta última pode ser realizada em fundações em verdadeira grandeza ou protótipos (*i.e.*, ensaios de placa), como será discutido na sequência.

2.6 ENSAIOS PARA DETERMINAR A CAPACIDADE DE CARGA

O método mais confiável de obter a capacidade de carga de um solo é através de uma prova de carga (ROJAS *et al.*, 2013; VANAPALLI & OH, 2013), pois nesse ensaio, procura-se reproduzir o comportamento da fundação sob a ação das cargas, as quais lhe serão impostas (ALONSO, 1991). Modelos reduzidos – principalmente em solos arenosos – não produzem resultados tão confiáveis se comparados com protótipos em verdadeira grandeza, devido aos efeitos de escala. Ou seja, a reação do modelo envolve apenas uma pequena quantidade de grãos de solo, se comparada a um ensaio em verdadeira grandeza (BOWLES, 1997). Por outro lado, provas de carga em sapatas de escala real possuem o inconveniente de dispender um custo elevado e um aparato mais robusto.

A fim de contornar esse problema, são empregadas placas rígidas para realizar os ensaios de carga. Contudo, a placa deve possuir o mesmo tamanho da fundação real. O inconveniente é que, devido à alta carga que seria necessária para mobilizar a resistência, em alguns casos, há um custo maior de execução. Assim, na prática corrente de engenharia, realiza-se ensaios com placas menores e extrapola-se para o tamanho real das fundações da obra. (HUAT *et al.*, 2006).

O ensaio de placa, apesar de ser considerado mais representativo no que tange o comportamento associado a fundações superficiais, deve ser acompanhado de metodologias de análise que permitam algumas considerações relevantes como o efeito de escala e o efeito da heterogeneidade do maciço (VIANA DA FONSECA, 1996).

No primeiro caso, a extrapolação da resposta da curva tensão *versus* recalque deve ser realizada com cautela, devendo os bulbos de tensões tanto do modelo, como da fundação real estarem compreendidos dentro de um solo com mesmas características de resistência e deformabilidade (ALONSO, 1991). Já no segundo caso, deve-se atentar ao fato do solo não ser um material de características totalmente homogêneas, sendo que essa particularidade condiciona fortemente uma extrapolação para diferentes dimensões da fundação (VIANA DA FONSECA, 1996).

2.7 PROVA DE CARGA ESTÁTICA

A prova de carga estática para fins de fundações diretas é regulamentada pela NBR 6489 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019). O método indicado pela normativa possibilita traçar a curva tensão-recalque e estimar os parâmetros de deformabilidade (*i.e.*, coeficiente de reação vertical e módulo de deformabilidade) e de resistência (*i.e.*, tensão admissível) do solo (OH & VANAPALLI, 2013).

O método de ensaio consiste na aplicação de esforços estáticos axiais de compressão à placa de ensaio e registro simultâneo dos recalques. O ensaio deve ser conduzido até que se atinja o recalque estabelecido pelo projetista, ou pelo menos, o dobro da tensão admissível prevista (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019). Um esquema típico do ensaio pode ser observado na Figura 2.29.

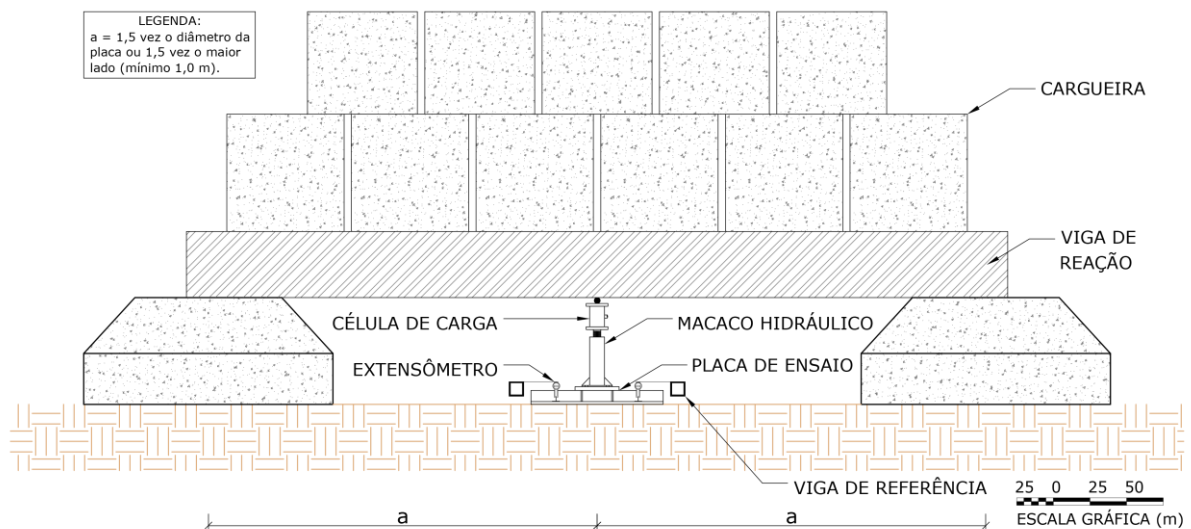


Figura 2.29: Configuração típica da aparelhagem para aplicação de carga para a prova de carga sem escavação do terreno. Adaptado de NBR 6489 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019).

A configuração típica de ensaio é composta pela placa de ensaio, sistema de aplicação de carga (*i.e.*, macaco hidráulico), sistema de aquisição (*i.e.*, célula de carga e extensômetros) e do sistema de reação (*i.e.*, cargueira e viga de reação).

Diante do exposto acima, serão apresentados na sequência estudos que exemplificam o comportamento em provas de carga monotônica, para solos residuais ou solos artificialmente cimentados.

2.7.1 Provas de carga monotônicas em solos residuais e em solos artificialmente cimentados

Diversos estudos vêm sendo conduzidos a fim de obter parâmetros de resistência e deformabilidade (CONSOLI *et al.*, 1998; COSTA *et al.*, 2003; CUDMANI, 1994; RUDDOCK, 1967; RUSSI, 2007), e fornecer uma previsão do comportamento dos solos residuais em solos artificialmente cimentados.

Provas de carga em um solo residual laterítico foram realizadas por Cudmani (1994), na cidade de Cachoeirinha-RS. Os ensaios foram efetuados em placas circulares, de diâmetros 30cm, 45cm e 60cm e em placas quadradas, de 40cm de lado (equivalente a área de uma placa com diâmetro de 45cm). Foram instalados dois pontos de medição dos recalques na placa de 30cm, e três pontos nas restantes. Os ensaios foram realizados em profundidades que variavam de 40cm a 160cm (Figura 2.30).

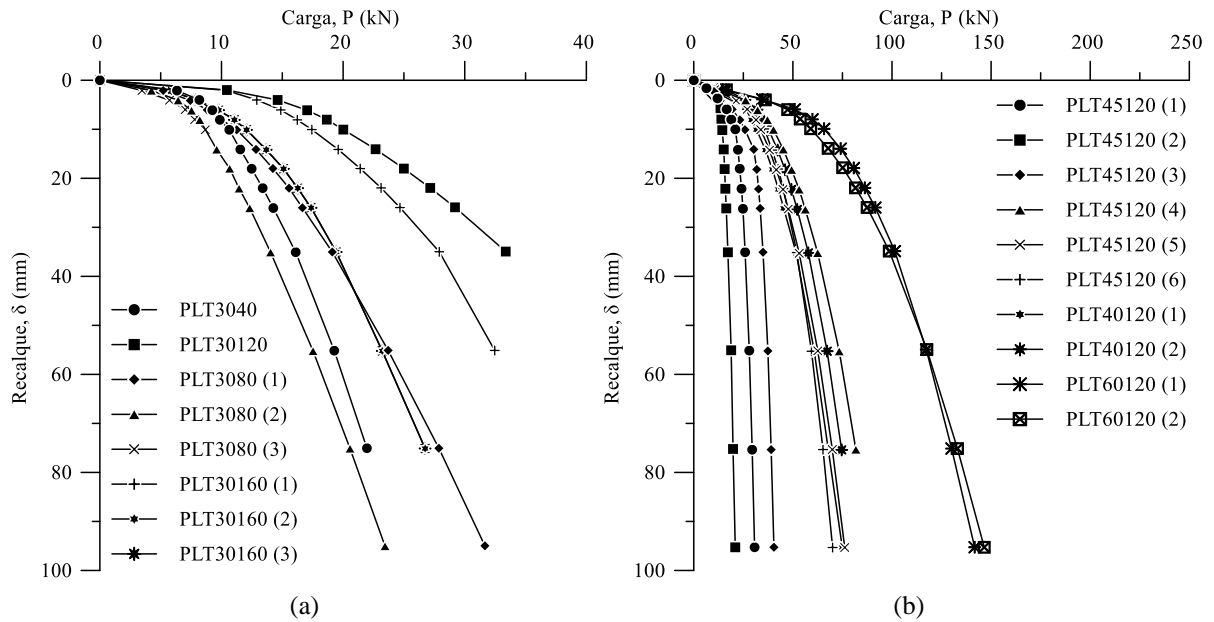


Figura 2.30: Curvas carga “P” *versus* recalque “ δ ”: (a) Placa circular de 30cm de diâmetro; (b) Placas circulares de 45cm e 60cm de diâmetro e quadrada de 40cm de lado. Adaptado de Cudmani (1994).

Os resultados foram comparados com os de provas de carga executadas em sapatas quadradas de concreto (Figura 2.31), com 70cm e 100cm de lado, realizadas por Luzzardi & Milititski (1987) e citadas por Cudmani (1994). As sapatas estavam assentes a profundidades que variavam entre 50cm e 160cm.

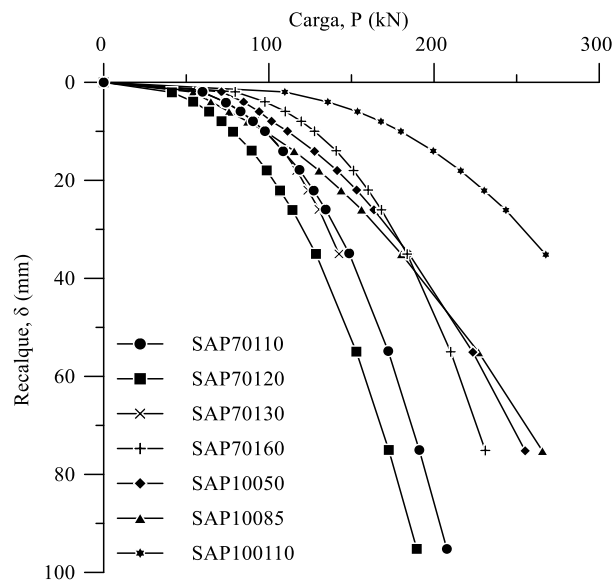


Figura 2.31: Curvas carga “P” *versus* recalque “ δ ” para sapatas de 70cm e 100cm de lado. Adaptado de Cudmani (1994).

A partir dos resultados expostos por Cudmani (1994), foi possível concluir que as provas de carga em verdadeira grandeza apresentavam características muito semelhantes as observadas em ensaios de placa; a ruptura observada nos ensaios foi do tipo por puncionamento do solo abaixo da fundação; o efeito de forma não pôde ser observado na comparação entre as placas circulares e quadradas de áreas equivalentes, a influência desse efeito é menor que a dispersão dos resultados.

Provas de carga em solos residuais também foram realizadas por Consoli *et al.* (1998). Os ensaios foram efetuados em placas circulares, de diâmetros 30cm, 45cm e 60cm (Figura 2.32a). Os resultados foram comparados com os de provas de carga executadas em sapatas quadradas de concreto, com 40cm, 70cm e 100cm de lado (Figura 2.32b).

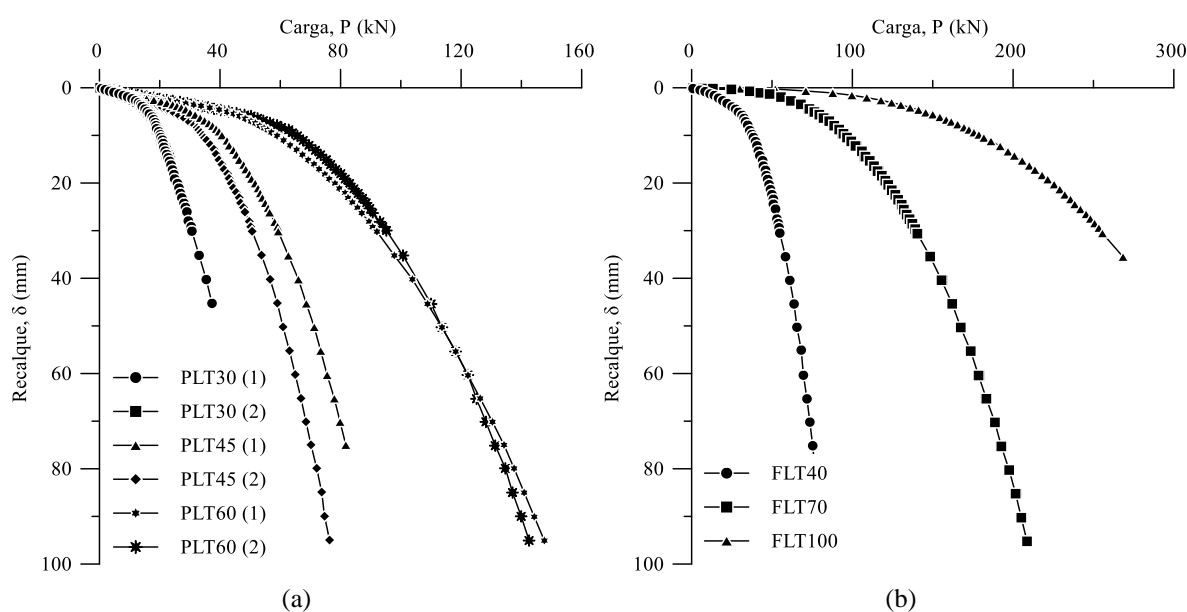


Figura 2.32: Curvas carga “P” versus recalque “ δ ”: (a) Placa de 30, 45 e 60cm de diâmetro. (b) Sapatas de 40, 70 e 100cm de lado. Adaptado de Consoli *et al.* (1998).

Ao apresentar os resultados em termos adimensionais, os autores comprovaram que o efeito do tamanho da área carregada nos recalques e na capacidade de carga era ínfimo. Ou seja, há uma relação única entre pressão normalizada e a relação entre recalque e o diâmetro da placa, tanto para pequenos como para grandes recalques. Outro ponto importante observado, é que ao realizar dois ensaios idênticos, ocorria uma boa concordância nos resultados, caracterizando a repetitividade dos ensaios, além da tendência de aumento da carga com o aumento do diâmetro da placa ou da dimensão da sapata.

Analogamente ao observado por Cudmani (1994); Consoli *et al.* (1998); Costa *et al.* (2003) em

solos residuais lateríticos, Viana da Fonseca (1996) em solos saprolíticos, Russi (2007) em arenitos. Também foram observadas rupturas do tipo por puncionamento em ensaios de placa realizados sobre camadas de solo artificialmente cimentadas, nos trabalhos de Consoli *et al.* (2003); Consoli *et al.* (2008) e Consoli *et al.* (2009).

Definido o comportamento monotônico do material, serão abordados na sequência o procedimento de ensaio da prova de carga cíclica, bem como do comportamento de diferentes materiais frente a esse tipo de carregamento.

2.8 PROVA DE CARGA CÍCLICA

O equipamento e a instrumentação utilizados em uma prova de carga cíclica são semelhantes aos utilizados em uma prova de carga estática, bem como o procedimento de ensaio inicial. A principal diferença ocorre na aplicação das cargas. Na prova de carga cíclica, aplica-se o primeiro incremento de carga na placa; a carga é mantida constante até que a variação dos recalques se torne insignificante (Figura 2.33).

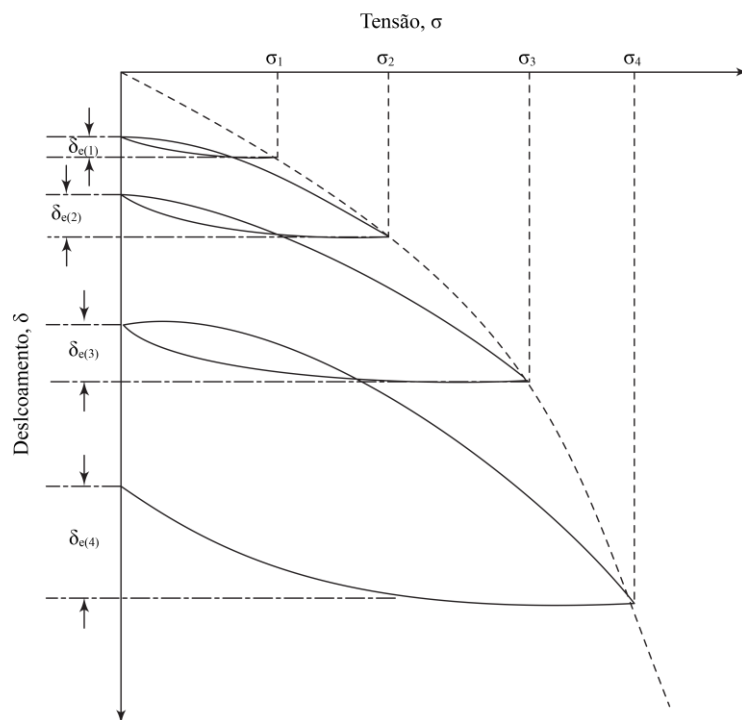


Figura 2.33: Relação carga recalque para um ensaio de placa cíclico típico. Adaptado de Das & Ramana (2011).

Posteriormente, os recalques são lidos e ocorre a remoção da carga. A placa permanece sem carga até que os recalques se tornem insignificantes, e assim lidos. A carga é novamente

aplicada até que se atinja a magnitude do próximo estágio de carregamento, e assim sucessivamente, até que se alcance a carga de ruptura do ensaio (DAS & RAMANA, 2011; PRAKASH, 1981). Baseado nos resultados da prova de carga, pode-se determinar a magnitude da constante de mola “k” (DAS & RAMANA, 2011), de acordo com a Equação (2.17).

$$k_{placa} = \frac{\sigma \cdot A}{\delta_e} \quad (2.17)$$

Onde, “ k_{placa} ” é a constante de mola, “ σ ” é a tensão aplicada no solo, “A” é a área da placa e “ δ_e ” é o recalque elástico.

Além da constante de mola, com base na teoria da elasticidade é possível determinar o módulo de elasticidade de campo “ E_f ” (FANG, 1991), como apresentado na Equação (2.18):

$$E_f = \frac{\sigma \cdot D \cdot C_s}{\delta} \cdot (1 - \nu^2) \quad (2.18)$$

Onde, “D” representa o diâmetro ou lado da placa, “ C_s ” corresponde ao coeficiente de forma e rigidez da área carregada, “ δ ” é o recalque observado e “ ν ” é o coeficiente de Poisson.

O módulo cisalhante do solo “G”, é definido a partir da teoria da elasticidade, como pode ser visualizado na Equação (2.19):

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.19)$$

Em solos heterogêneos, é desejável que se conduza ensaios em diferentes profundidades, além de placas de diferentes tamanhos, a fim de representar a mudança da rigidez do solo ao longo da profundidade (DAS & RAMANA, 2011).

Os ensaios de placa vêm sendo aplicados em diferentes tipos de solos (*e.g.*, arenosos, argilosos, residuais ou cimentados). Cada um destes, possui características distintas em seu comportamento. Dessa forma as próximas seções buscam explorar essas particularidades.

2.8.1.1 Aplicação em solos arenosos

Com o intuito de simular o carregamento cíclico gerado pelo tráfego de trens, Raymond & Komos (1978) conduziram ensaios em modelo reduzido, na condição de deformações planas. As fundações foram fabricadas em alumínio e possuíam largura de 75mm e 228mm, as quais estavam sujeitas a carregamentos estáticos e cíclicos. Os ensaios realizados nas fundações com 228mm de largura, possuíam a particularidade de retornar a zero ao fim de cada ciclo de carregamento. Além de serem realizados em uma frequência de 1 ciclo por segundo, com uma

taxa de carregamento variando de 13,9% a 90% da carga última do ensaio estático. Os autores verificaram que: (i) ao realizar ensaios estáticos em um solo, após o mesmo ter sofrido um carregamento cíclico, verifica-se um aumento da resistência de 30%, se comparado ao solo que não foi submetido a cargas cíclicas. Isso se deve ao fato de o solo sofrer uma espécie de compactação durante o carregamento cíclico; (ii) o recalque aumentava tanto com o acréscimo no número de ciclos, bem como com o aumento da magnitude da carga cíclica.

De modo similar, Antony & Jahanger (2020) estudaram a evolução dos recalques sob a condição de carregamentos cíclicos, por meio de uma fundação rígida, funcionando na condição de deformações planas. Para tal, efetuaram tanto modelagem numérica, como ensaios em modelo reduzido (Figura 2.34).

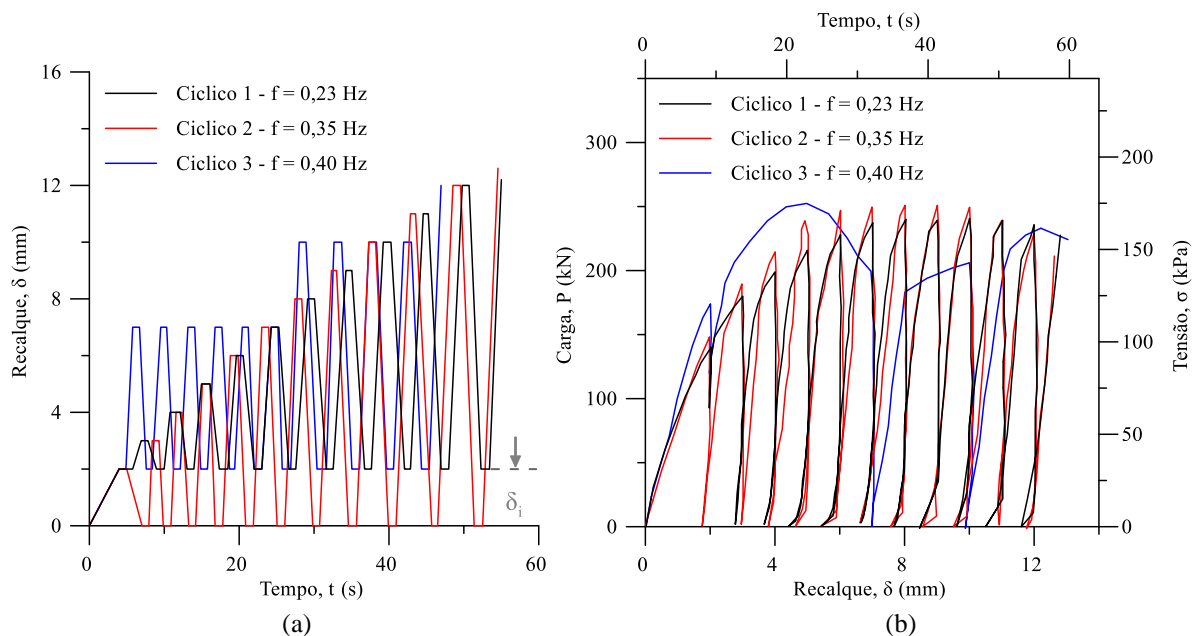


Figura 2.34: Padrão dos ciclos aplicados na fundação. Adaptado de Antony & Jahanger (2020).

Os autores utilizaram padrões diferentes de carregamento cíclico, com frequências variando de 0,23 a 0,40Hz. No primeiro padrão, tem-se uma elevação gradativa das cargas de cada estágio. No segundo, as amplitudes crescem com o aumento dos ciclos. Já no terceiro, que possui um padrão escalonado, a amplitude possui a mesma magnitude em cada estágio. As principais respostas observadas foram que: (i) ao aumentar a amplitude do ciclo, há um aumento significativo nos recalques permanentes; (ii) a carga máxima era atingida nos primeiros sete ciclos de carga.

2.8.1.2 Aplicação em solos argilosos

No caso das argilas, Hittle & Goetz (1948) investigaram, através de ensaios de placa cíclicos, a capacidade de carga do solo natural do subleito de pavimentos e da combinação de base e sub-base, a fim de avaliar a influência do carregamento e da repetição. O ensaio consistia em aplicar um incremento de carga inicial na placa. Esse incremento provoca um recalque, e a carga é então removida até que se atinja uma taxa específica de deflexão. Esse processo é então repetido usando o mesmo incremento de carga. Através da repetição contínua de aplicação e remoção da carga, é possível estabelecer uma progressão das deflexões permanentes e das deflexões acumuladas, bem como da recuperação elástica a cada ciclo de carga (Figura 2.35).

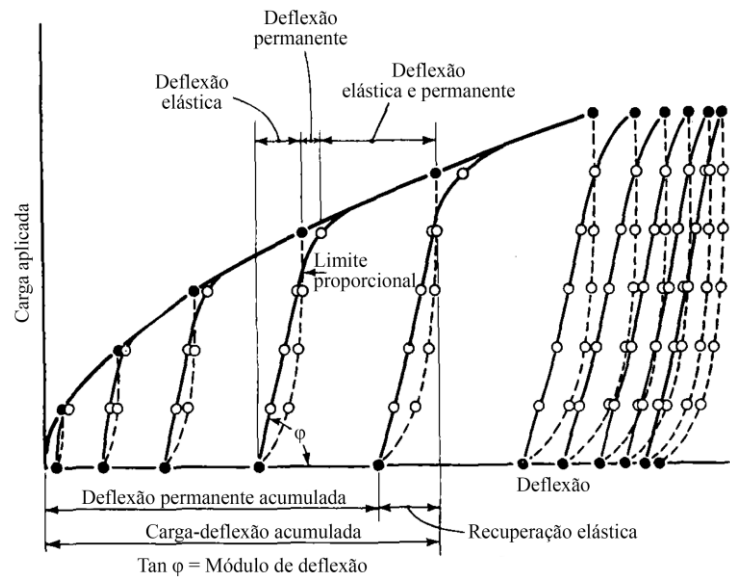


Figura 2.35: Curva carga-recalque cíclica típica. Adaptado de Hittle & Goetz (1948).

Os ensaios foram realizados a uma taxa de 0,05mm/min, na forma de recalque controlado. Os incrementos foram definidos com base no tempo requerido para completar o ensaio e no número de valores necessários para estabelecer relações satisfatórias com a curva carga *versus* recalque. Ademais, o incremento deve ser ajustado ao tamanho da placa e às características de resistências do solo. A Figura 2.36 apresenta os resultados dos ensaios de placa cíclicos, realizados em solo natural (subleito de pavimentos), utilizando uma placa circular de 60cm de diâmetro.

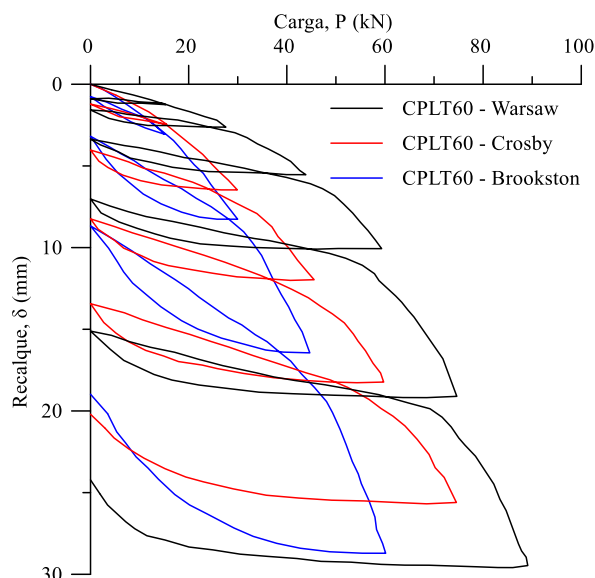


Figura 2.36: Curva carga “P” versus recalque “δ” cíclica para a placa circular de 60cm, para os solos de *Warsaw*, *Crosby* e *Brookston*. Adaptado de Hittle & Goetz (1948).

Os autores concluíram que o solo de *Brookston*, (solo argilo-siltoso, pouco drenado, plástico e orgânico), apresentou baixos valores de capacidade de suporte e de módulo de deflexão e alto valor de recuperação elástica. Em contraste, o solo de *Warsaw* (areia siltosa e bem drenada) evidenciou valores de resistência e módulos de deflexão muito mais altos, além de valores de recuperação mais baixos. Por fim, o solo de *Crosby* (argila siltosa inorgânica de boa qualidade) revelou características de resistência e de deflexão intermediárias em relação aos solos de *Brookston* e *Warsaw*.

A fim de avaliar o comportamento de uma argila rija, Marsland & Powell (1980) realizaram ensaios empregando uma placa metálica com 0,865m de diâmetro. O programa experimental contemplou ensaios monotônicos com manutenção da carga (IML), de penetração em velocidade constante (CRP) e cíclicos. Os ensaios CRP foram realizados com uma velocidade de 2,5mm/min. Já os ensaios cíclicos foram executados a uma frequência de quatro ciclos por minuto. A Figura 2.37 apresenta os resultados do programa experimental.

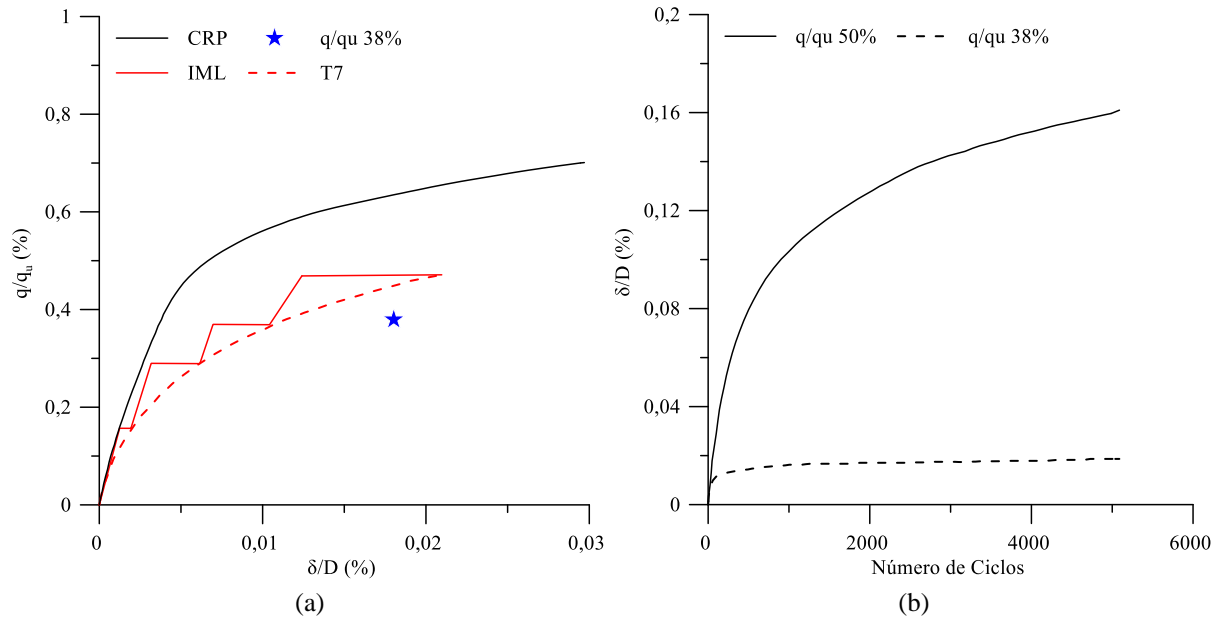


Figura 2.37: Ensaios de placa cíclicos em argila: (a) Amplitude de carregamento, “ q/q_u ” versus recalque relativo “ δ/D ”; (b) Recalque relativo “ δ/D ” versus número de ciclos. Adaptado de Marsland & Powell (1980).

Os autores observaram que para a amplitude de 38% da carga (*i.e.*, em relação a carga última observada no ensaio CRP), ocorreu um aumento rápido do recalque para os primeiros 100 ciclos de carga, e após, verificou-se uma estabilização dos recalques. Já para uma amplitude maior, de 50% da carga, a maior parte dos recalques deu-se nos primeiros 1000 ciclos. Posteriormente, ocorreu uma gradual redução dos recalques (Figura 2.37b). Ainda, para um mesmo nível de carregamento o ensaio cíclico (*i.e.*, amplitude de 38% da carga e 5000 ciclos), apresentou maiores recalques que o ensaio monotônico (Figura 2.37a).

Ensaio monotônicos e cíclicos em uma argila remoldada de Londres foram executados por Butterfield & Georgiadis (1980b). Os autores utilizaram placas circulares (ensaio monotônicos) com diâmetros variando entre 12,5 a 76mm, e quadradas (monotônicos e cíclicos) com dimensões variando entre 50 a 100mm. Os ensaios foram realizados na forma de recalque controlado, a uma taxa de 7mm/min. A Figura 2.38 apresenta um resumo dos ensaios monotônicos realizados pelo autor.

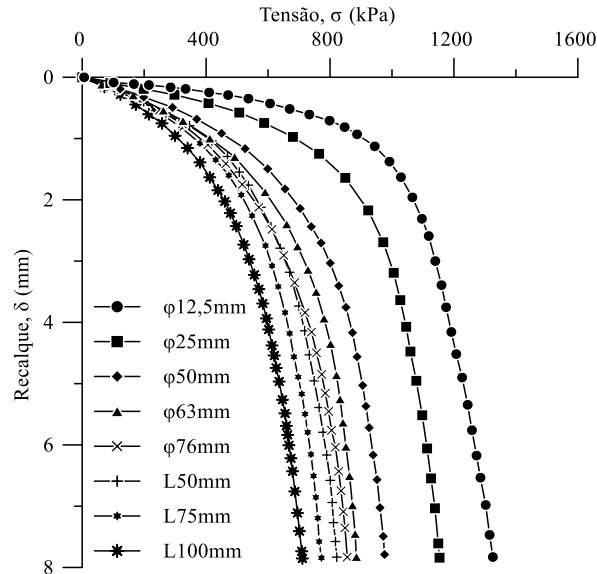


Figura 2.38: Resumo do comportamento tensão “ σ ” versus recalque “ δ ” para os ensaios nas placas circulares e quadradas. Adaptado de Butterfield & Georgiadis (1980b).

Nos ensaios cíclicos, foram realizados 20 ciclos para cada nível de carregamento. A Figura 2.39 apresenta os ensaios realizados na placa quadrada de 100mm.

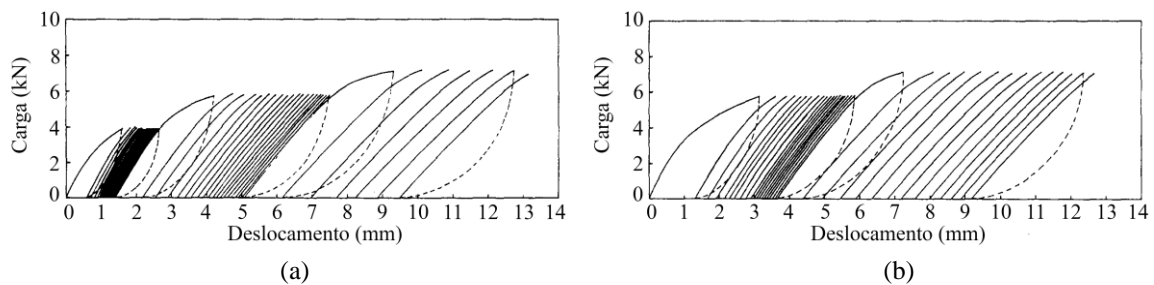


Figura 2.39: Comportamento carga versus deslocamento para o ensaio cíclico na placa quadrada de 100mm. (a) Primeiro ensaio; (b) Segundo ensaio. Adaptado de Butterfield & Georgiadis (1980b).

Os autores concluíram que: (i) para recalques menores do que o máximo atingido no ciclo anterior, a resposta de descarregamento e recarregamento é essencialmente linear elástica e no caso de grandes recalques a resposta é não linear; (ii) a inclinação da curva de descarregamento diminui com o aumento do nível de carga; (iii) a inclinação da curva de recarregamento diminui com o aumento do nível de carga e com o número de ciclos de carga; (iv) com o aumento do número de ciclos de carga, chega-se a uma histerese nos ciclos de carga e descarga, com uma resposta essencialmente elástica (*i.e.*, *shakedown* elástico). Para níveis baixos de carga, são

necessários poucos ciclos até atingir o *shakedown* elástico. Por outro lado, para níveis de carga maiores, ocorrem deformações plásticas apreciáveis, que aumentam conforme a carga é ciclada.

De forma complementar, Butterfield & Georgiadis (1980a) apresentaram resultados de ensaios de placa cíclicos, com a utilização de placas retangulares com 6,35cm de largura e 50cm de comprimento. Os ensaios foram realizados utilizando três diferentes níveis de carregamento: 4,6kN, 6,0kN e 6,8kN. A Figura 2.40a apresenta os resultados da curva carga *versus* deslocamento para a carga de 6kN e a Figura 2.40b expressa a curva deslocamento *versus* número de ciclos.

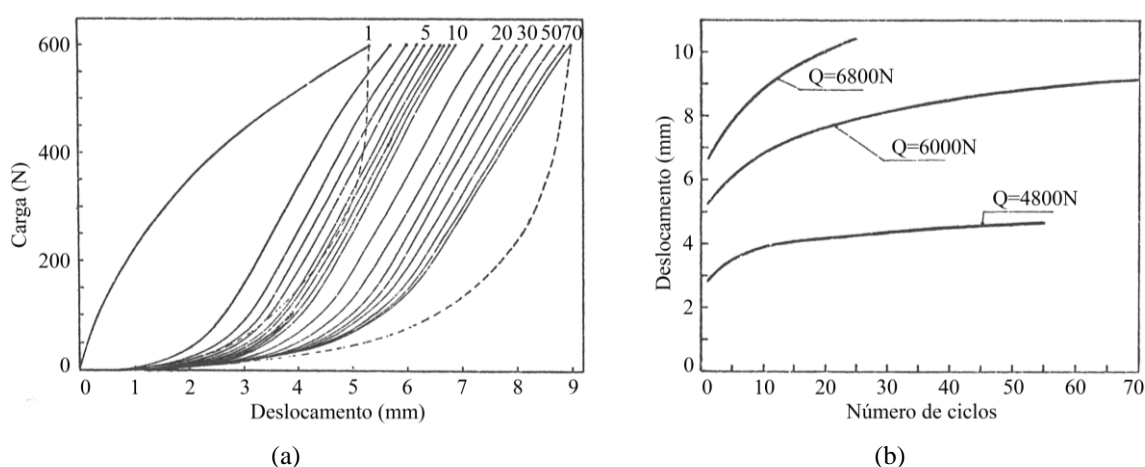


Figura 2.40: Ensaios de placa cíclicos em argila de Londres: (a) Curvas carga *versus* deslocamento para o ensaio com nível de carga de 6kN; (b) Deslocamento *versus* número de ciclos. Adaptado de Butterfield & Georgiadis (1980a).

Os autores observaram que para os níveis de carregamento de 4,8kN, 6kN e 6,8kN, o solo suportou, respectivamente, um total de 50, 75 e 25 ciclos (Figura 2.40b). De forma que, para o primeiro e segundo nível de carga as deformações permanentes geradas a cada ciclo de carga apresentaram uma gradual redução com o aumento do número de ciclos (Figura 2.40a). Por outro lado, para o terceiro nível de carga, foram observadas deformações permanentes mais consideráveis. Sendo que as mesmas aumentavam a uma taxa quase que constante com o aumento do número de ciclos.

Modelos reduzidos também foram objetos de estudo de Das & Shin (1996). Os autores avaliaram o recalque de uma fundação do tipo “corrida” (*strip foundation*), disposta sobre uma argila saturada. A esta, era aplicada uma combinação de carregamentos estáticos e cíclicos de baixa frequência. Os autores concluíram que durante os primeiros 10 ciclos, ocorriam de 60% a 80% do total dos recalques. Os recalques somente estabilizavam a partir de 15000 ciclos.

2.8.1.3 Aplicação em solos residuais e cimentados

Ensaio de placa monotônicos e cíclicos em uma areia calcária densa foram realizados por Al-Sanad *et al.* (1993). Esses solos, devido à sua origem, possuem diversas camadas de areia cimentada. Para tal, foram executados ensaios com placas dos seguintes diâmetros: 30cm, 61cm e 128cm. No caso do ensaio cíclico, foram aplicados dez ciclos de carga e descarga, com sua amplitude compreendendo as tensões de 200-800kPa e de 600-1000kPa. A Figura 2.41a apresenta o resultado da curva tensão *versus* recalque para o ensaio cíclico e monotônico para a placa circular de 61cm. A Figura 2.41b apresenta a relação entre o número de ciclos e o deslocamento da placa.

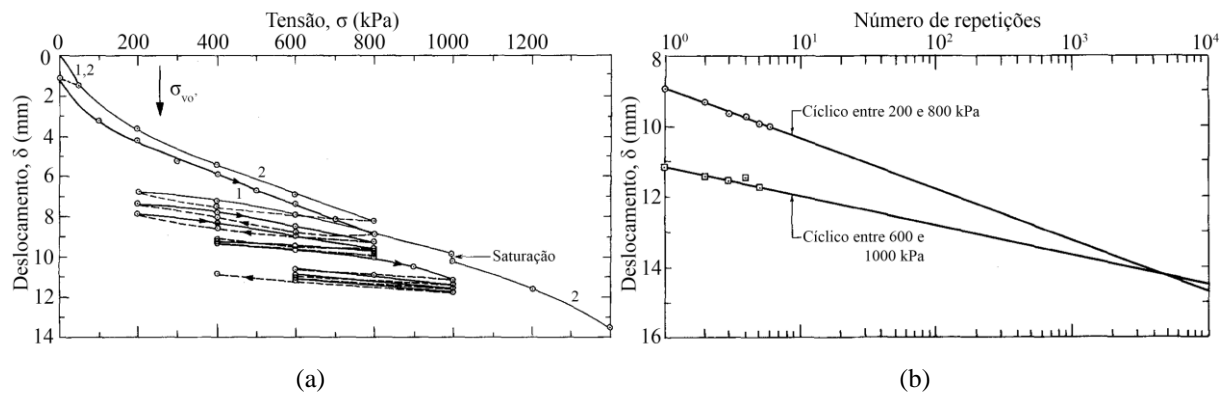


Figura 2.41: (a) Curva tensão “ σ ” *versus* deslocamento “ δ ” para a placa circular de 61cm de diâmetro; (b) Previsão dos recalques causados pelo carregamento cíclico. Adaptado de Al-Sanad *et al.* (1993).

Os autores concluíram que: (i) o carregamento cíclico gera um recalque adicional de no mínimo 30% do recalque estático; (ii) ao plotar o número de ciclos (em escala logarítmica) *versus* deslocamento, é possível extrapolar os resultados a um número maior de ciclos.

3 SUBSÍDIOS NECESSÁRIOS AO DESENVOLVIMENTO DO ESTUDO

Nesta seção são apresentados diversos estudos acerca da caracterização do solo residual do campo experimental da Universidade de Passo Fundo, local da realização do presente estudo, de modo que os ensaios apresentam uma caracterização física e mecânica do comportamento do solo. Nesse aspecto, a literatura abrange uma gama de ensaios de laboratório, como: ensaios triaxiais drenados, ensaios triaxiais cíclicos, ensaios oedométricos e de índices físicos do solo (*e.g.*, granulometria, teor de umidade, índice de vazios, peso específico, limites de Atterberg). Além das características físicas e mecânicas, é necessário que se conheça o perfil estratigráfico do solo. Nesse sentido, diversos ensaios de campo foram realizados no campo experimental, como: sondagem a percussão, ensaio de cone, ensaio dilatométrico sísmico e ensaio de placa. Ademais, são apresentadas a localização do campo experimental, os dados geológicos e pedológicos do solo do local. Assim, a partir do conhecimento destes dados, tem-se os subsídios necessários para o desenvolvimento deste estudo.

3.1 CAMPO EXPERIMENTAL

3.1.1 Localização

O programa de ensaios desenvolvido neste estudo, foi executado no campo experimental do Centro de Tecnologia (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR), da Universidade de Passo Fundo (UPF). O mesmo está localizado no campus I da Universidade (Figura 3.1 e Figura 3.2), junto a Rodovia Federal BR-285, Km-171, Bairro São José - Passo Fundo, distante 290km de Porto Alegre, capital do estado do Rio Grande do Sul.

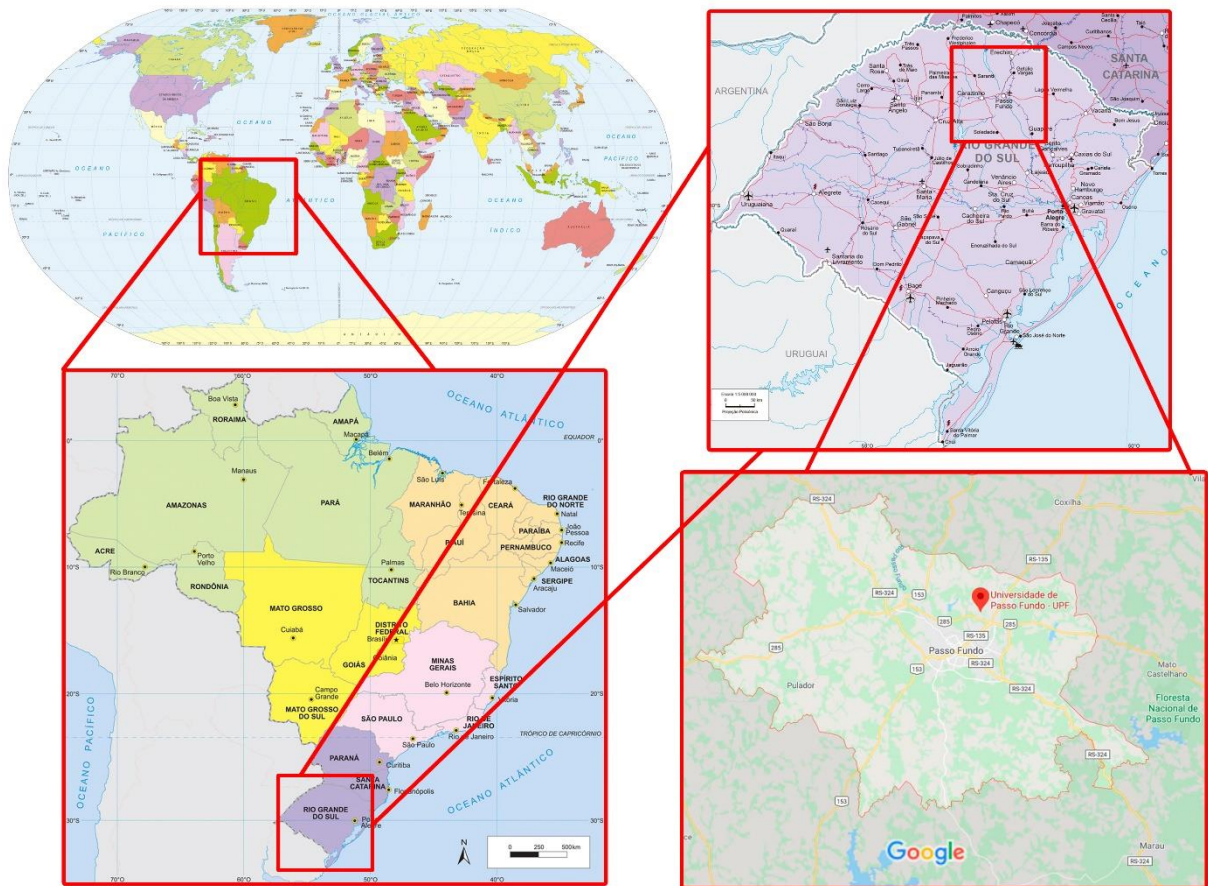


Figura 3.1: Localização do campo experimental. Adaptado de Google Maps (2020); Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2020).



Figura 3.2: Vista aérea do campo experimental (UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO, 2019).

3.1.2 Caracterização

Existem diversas metodologias para a classificação dos solos. Não há um sistema único, que seja totalmente aplicável em todos os locais, e em todos os níveis de resolução (BURROUGH *et al.*, 1997). Dessa forma, para a classificação dos solos do Rio Grande do Sul, Streck *et al.* (2008) apresenta dois métodos: (i) Sistema Brasileiro de Classificação de Solos - SiBCS (SANTOS *et al.*, 2018); e (ii) Levantamento de Reconhecimento dos Solos do Rio Grande do Sul (BRASIL, 1973).

Na primeira, para a região de Passo Fundo, o solo é categorizado como Latossolo Vermelho Distrófico Húmico. Já na segunda, é visto como Latossolo Vermelho Escuro Distrófico de Textura Argilosa (Figura 3.3). Outra forma de caracterizar o solo é através da metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), que emprega o Mini-MCV e o método das pastilhas. A partir deste procedimento, o solo de Passo Fundo apresenta um comportamento laterítico argiloso - LG' (SOUZA JÚNIOR *et al.*, 2019).

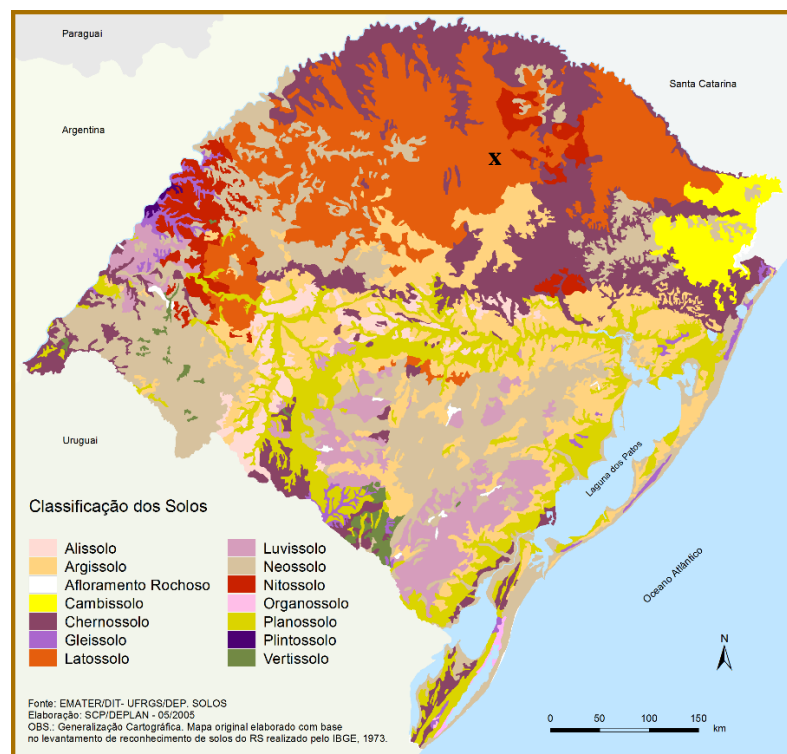


Figura 3.3: Mapa de classificação dos solos do Rio Grande do Sul (STRECK *et al.*, 2008).

Os solos lateríticos ocupam grande parte do planalto Rio-Grandense. São solos normalmente bem drenados, profundos, homogêneos e que apresentam uma sequência de horizontes A-Bw-C (Figura 3.4). Além disso, possuem uma transição gradual, gerando uma dificuldade na sua

diferenciação. Seu alto nível de intemperização, com predomínio de caulinita e óxidos de ferro, os confere uma baixa capacidade de troca catiônica. No que se refere a sua formação, são provenientes da intemperização de rochas basálticas e areníticas (BRASIL, 1973; STRECK *et al.*, 2008).



Figura 3.4: Perfil do Latossolo Vermelho Distrófico húmico. Adaptado de Viero & Silva (2010).

3.1.3 Ensaio de laboratório

3.1.3.1 Índices físicos

Devido a sua natureza, o solo do campo experimental possui uma estrutura bem homogênea (Figura 3.5). De uma forma geral, os índices físicos (*i.e.*, teor de umidade, peso específico dos grãos, limites de Atterberg e granulometria) apresentam uma constância até a profundidade de 5m (DALLA ROSA & THOMÉ, 2004; DALLA ROSA *et al.*, 2004). Outro ponto importante a ser observado é de que o teor de umidade apresenta pouca variação sazonal dentro da massa de solo (RUVÉR, 2011).

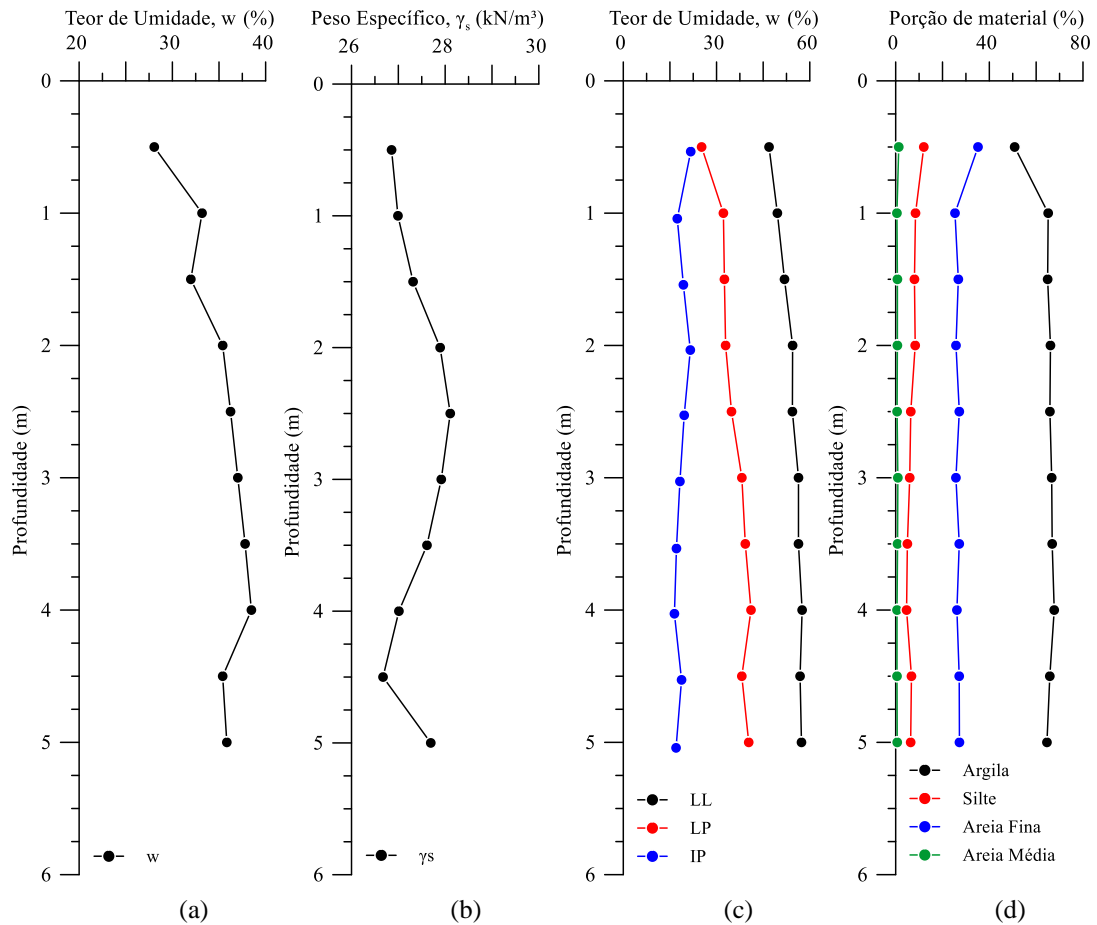


Figura 3.5: Índices físicos ao longo do perfil de solo: (a) teor de umidade natural; (b) peso específico dos grãos; (c) limites de Atterberg; (d) porção de material. Adaptado de Dalla Rosa *et al.* (2004).

Em termos de curva granulométrica, o procedimento de sedimentação com e sem o emprego de defloculante conduziu a resultados semelhantes. Ou seja, o processo de lavagem sem o emprego de defloculante é o suficiente para a desagregação dos finos (RUVÉR, 2011). De forma comparativa, são apresentados na Figura 3.6 os resultados dos ensaios de granulometria realizados no campo experimental.

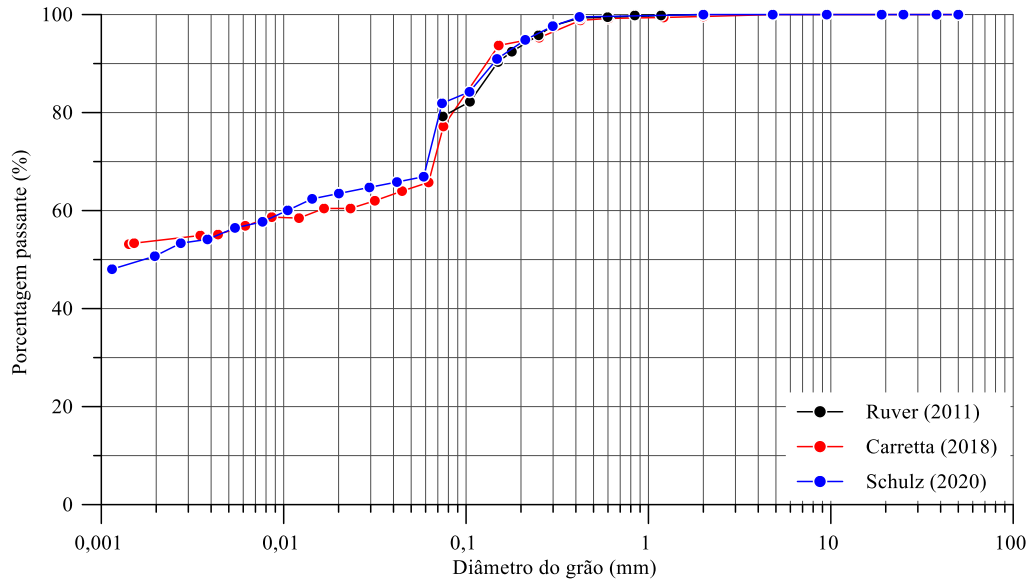


Figura 3.6: Curva granulométrica do solo residual do campo experimental. Elaborado com base nos autores supracitados.

Ao analisar as curvas granulométricas do solo residual do campo experimental, observa-se que o mesmo apresenta uma grande homogeneidade (CARRETTA, 2018; RUVÉR, 2011; SCHULZ, 2020). Nesse sentido, o solo apresenta uma grande porção de argila em sua composição (Tabela 3.1) com uma baixa capacidade de troca catiônica. Sendo que a fração de argila é composta de 70% de caulinita e 30% de óxidos (Fe e Al) como destaca Thomé *et al.* (2017).

Contudo, embora possua uma fração elevada de argila, o solo apresenta uma permeabilidade característica de areia fina devido principalmente à natureza porosa de sua estrutura. Ao realizar a quebra da mesma, ocorre uma diminuição considerável da permeabilidade. Passando de um coeficiente de permeabilidade “k” da ordem de grandeza de 10^{-5} m/s para 10^{-7} m/s. O mesmo é válido para o índice de vazios “e”, passando de 1,21 para um valor médio de 1,01 (RIZZON, 2016). A Tabela 3.1 apresenta um resumo das características geotécnicas do solo residual do campo experimental.

Tabela 3.1: Características geotécnicas do solo residual do campo experimental.

Parâmetro (unidade)	Valor					
	Dalla Rosa (2004) ⁽¹⁾	Ruver (2011)	Rizzon (2016)	Thomé <i>et al.</i> (2017)	Carretta (2018)	Schulz (2020)
Porção de Argila (%)	64,60	59,00	-	68,00	60,00	50,00
Porção de Silte (%)	7,20	19,90	-	5,00	5,00	16,00
Porção de Areia (%)	28,20	21,10	-	27,00	35,00	33,00
Porção de Pedregulho (%)	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00
Classificação SUCS	MH	CL	-	CH	ML	ML
Limite de Liquidez (%)	54,20	41,20	-	53,00	42,00	32,00
Limite de Plasticidade (%)	35,50	31,10	-	42,00	31,00	41,00
Índice de Plasticidade (%)	18,70	9,10	-	11,00	11,00	9,00
Teor de Umidade (%)	34,90	28,90	33,00	34,00	34,60	28,50
Peso Específico dos Grãos (kN/m ³)	27,40	26,70	-	26,70	26,50	26,40
Peso Específico Natural (kN/m ³)	-	-	16,10	16,30	15,60	15,40
Peso Específico Aparente Seco (kN/m ³)	-	-	12,10	-	11,60	12,00
Índice de Vazios	-	-	1,21	1,20	1,28	1,21
Grau de Saturação (%)	-	-	73,00	75,70	72,00	62,40
Porosidade (%)	-	-	-	54,00	55,00	54,60
Condutividade Hidráulica (m/s)	-	-	1,07 x 10 ⁻⁵	1,39 x 10 ⁻⁵	-	-

⁽¹⁾ Valores médios a partir dos dados de amostras ao longo do perfil do solo, até a profundidade de 5m, apresentados nos estudos de Dalla Rosa & Thomé (2004) e Dalla Rosa *et al.* (2004).

3.1.3.2 Ensaios oedométricos

Além da determinação dos índices físicos, é importante o entendimento do comportamento no aspecto da deformabilidade deste solo. Nesse âmbito, com o intuito de avaliar a tensão virtual de pré-adensamento do solo natural e avaliar a influência da estrutura no comportamento do material, Rizzon (2016) e Carretta (2018) executaram ensaios oedométricos em amostras de solo indeformadas e remoldadas. Os ensaios foram executados de acordo com a normativa ABNT NBR 16853 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020a).

A tensão virtual de pré-adensamento, utilizando o método de Pacheco Silva, para o material natural, determinada por Rizzon (2016) foi de 70kPa. Os valores do índice de compressão “C_c”

e índice de recompressão “ C_r ” foram de 0,49 e 0,034, respectivamente. Por outro lado, utilizando o método de Pacheco Silva, Carretta (2018) obteve uma tensão virtual de pré-adensamento de 170kPa para a amostra indeformada e 28kPa para a amostra deformada. O índice de compressão obtido foi de 0,42 para o material indeformado e 0,34 para o material remoldado e o índice de recompressão foi de 0,025 e 0,014, respectivamente para o material indeformado e remoldado. A Figura 3.7 apresenta os resultados encontrados pelos autores.

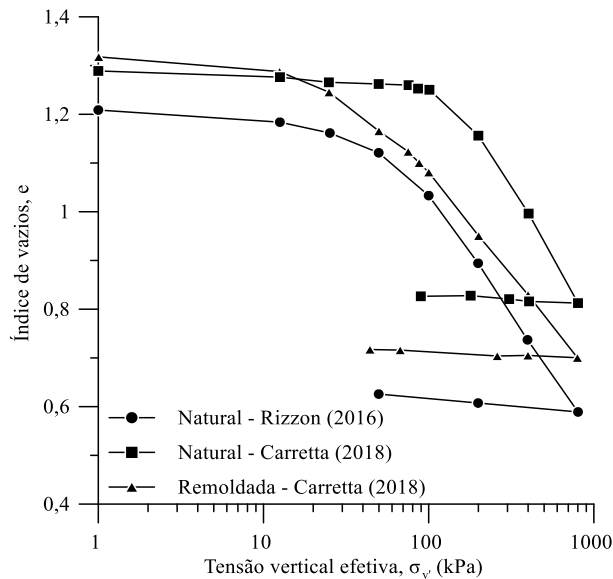


Figura 3.7: Ensaios oedométricos realizados no campo experimental. Elaborado com base nos autores supracitados.

A autora destaca que, na amostra indeformada, a partir de aproximadamente 87,5kPa, ocorre a perda da linearidade da curva de compressão, indicando a ocorrência da plastificação do material e de sua desestruturação.

Outro aspecto importante que pode ser determinado através do ensaio oedométrico é a colapsibilidade. Avaliando a partir dessa perspectiva, o solo é classificado como não colapsível (DALLA ROSA & THOMÉ, 2004).

3.1.3.3 Ensaios triaxiais monotônicos

Além das características físicas do solo, da deformabilidade, a determinação de parâmetros de resistência é fundamental para o entendimento do comportamento do solo. Nesse sentido, diversos estudos foram realizados (CARRETTA, 2018; DONATO, 2005; MOREIRA, 2020) empregando, principalmente, ensaios triaxiais do tipo consolidado drenado (CD). De forma geral, os ensaios foram realizados com tensões de confinamento baixas de modo a representar o estado de tensões atuantes na amostra de solo a diferentes profundidades e o processo de

quebra da cimentação natural. As Figura 3.8a Figura 3.8b, apresentam respectivamente, o comportamento tensão desvio “ q ” *versus* deformação axial “ ε_a ” e a deformação volumétrica “ ε_v ” em relação a deformação axial “ ε_a ”. Cabe ressaltar que ambos os ensaios ilustrados foram executados em acordo com a ASTM D7181 (ASTM INTERNATIONAL, 2020).

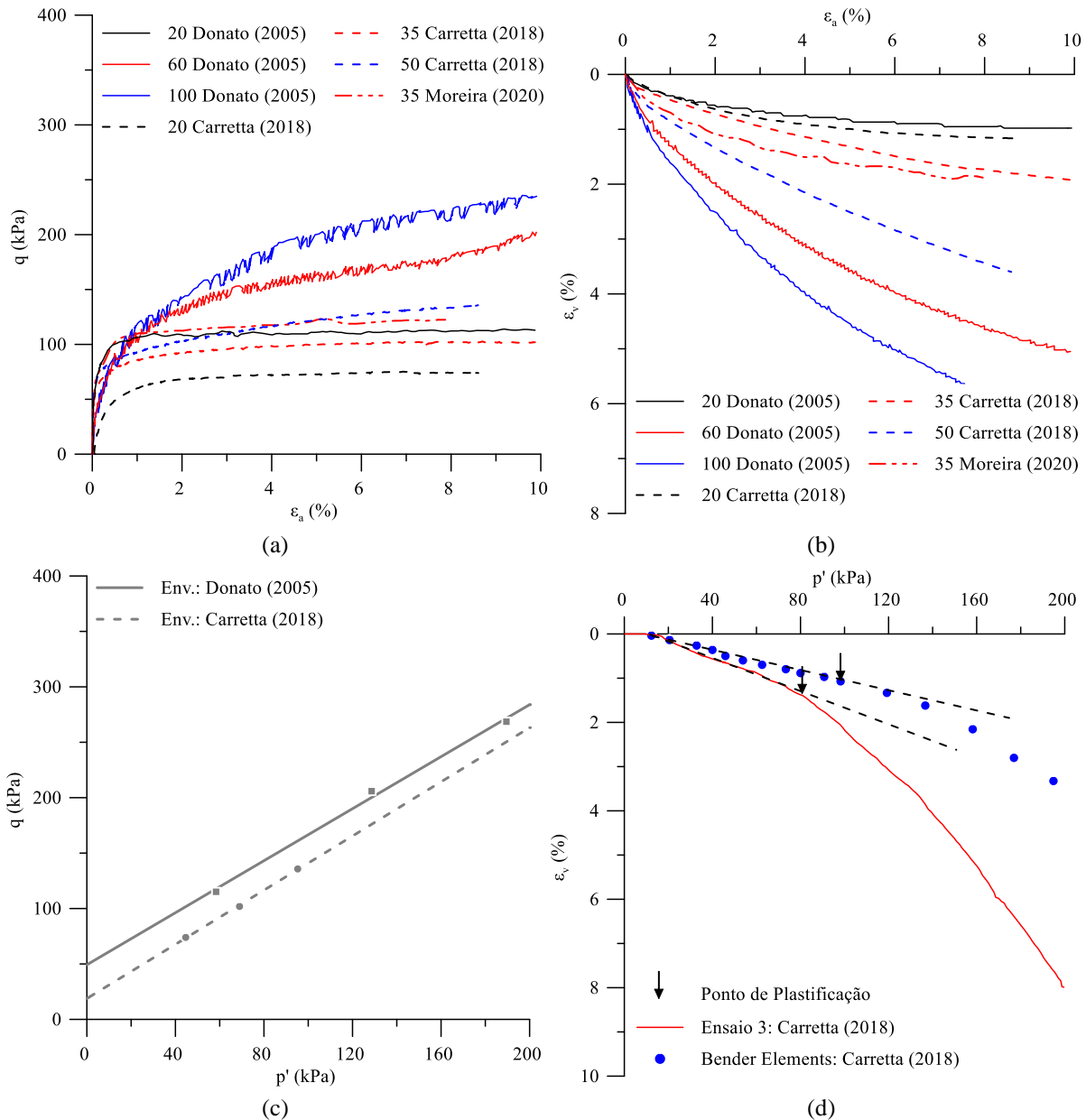


Figura 3.8: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) tensão desvio “ q ” *versus* deformação axial “ ε_a ”; (b) deformação volumétrica “ ε_v ” *versus* deformação axial “ ε_a ”; (c) tensão desvio “ q ” *versus* tensão efetiva média “ p' ”; (d) Resultado de ensaios triaxiais de consolidação isotrópica, tensão efetiva média “ p' ” *versus* deformação volumétrica “ ε_v ”. O ensaio 3 foi realizado com medidas internas de deformação. O ensaio com *bender elements* foi realizado com medidas externas de deformação. Elaborado com base nos autores supracitados.

Destaca-se o fato de que, para baixas tensões de confinamento, a tensão desvio apresenta um valor constante após a plastificação do material (Figura 3.8a). Devido, principalmente, ao fato de a cimentação não produzir um efeito significativo para maiores deformações. Já para tensões maiores, como a de 50kPa, após a plastificação ocorre um aumento da tensão desvio, com o aumento das deformações, conhecido como endurecimento (*strain hardening*), como destaca Carretta (2018). Ainda, o solo apresenta um comportamento compressivo para todas as tensões de confinamento utilizadas (Figura 3.8b).

No que tange os parâmetros de resistência (Figura 3.8c), os ensaios levaram a resultados ligeiramente diferentes. Enquanto no estudo de Donato (2005), a coesão efetiva “*c*” apresentou um valor de 23,8kPa e o ângulo de atrito “*φ*” de 31,84°, o estudo realizado por Carretta (2018) exibiu uma coesão efetiva de 9,52kPa e ângulo de atrito de 30,05°. Essa pequena variação pode estar relacionada a história de tensões e ao processo de formação do solo, visto que as amostras foram retiradas em profundidades diferentes.

Por fim, na (Figura 3.8d) são apresentados ensaios de compressão isotrópica, com o uso de *bender elements*, em amostras de solo indeformadas realizadas por Carretta (2018). A autora observou que, para o ensaio de compressão isotrópica, a tensão de plastificação do material era de aproximadamente 80kPa. Por outro lado, por meio da técnica de *bender elements*, a tensão de plastificação exibiu um valor de 90kPa. Ou seja, ambas as metodologias apresentaram resultados convergentes.

3.1.3.4 Ensaios triaxiais cíclicos

Além do comportamento monotônico, recentemente buscou-se entender o comportamento cíclico deste solo. Ensaios triaxiais cíclicos em amostras indeformadas de solo residual de basalto foram realizados por Carreta (2018). Os ensaios observaram as prescrições descritas na ASTM D5311 (ASTM INTERNATIONAL, 2013). O procedimento executivo é semelhante ao triaxial convencional, até o momento da consolidação. Contudo, na fase do cisalhamento da amostra, ocorre a inversão das tensões principais do corpo de prova. As trajetórias das tensões desvio seguem um comportamento senoidal, com metade da amplitude na forma de compressão, e a outra metade, na forma de extensão.

Os corpos de prova possuíam as dimensões de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. Os mesmos foram consolidados a uma tensão média inicial de “*p*_{inicial}” = 50kPa, com uma amplitude de ± 20kPa, e uma frequência de 0,1Hz (1 ciclo a cada 10 segundos).

A Figura 3.9a apresenta o comportamento tensão desvio *versus* deformação específica axial. Nota-se que a amplitude é mantida até o momento da ruptura, quando ocorre uma redução da tensão efetiva, devido ao aumento da poropressão da amostra (Figura 3.9c). Por sua vez, a Figura 3.9b apresenta a trajetória de tensões no espaço “p” *versus* “q” do ensaio. A amostra, já nos primeiros ciclos, passa a sofrer uma redução da tensão efetiva devido a uma geração de poropressão positiva. No momento da ruptura, quando a trajetória atinge a envoltória de ruptura dos ensaios estáticos, os valores de tensão efetiva média e tensão desvio apresentam valores negativos, como destaca a autora.

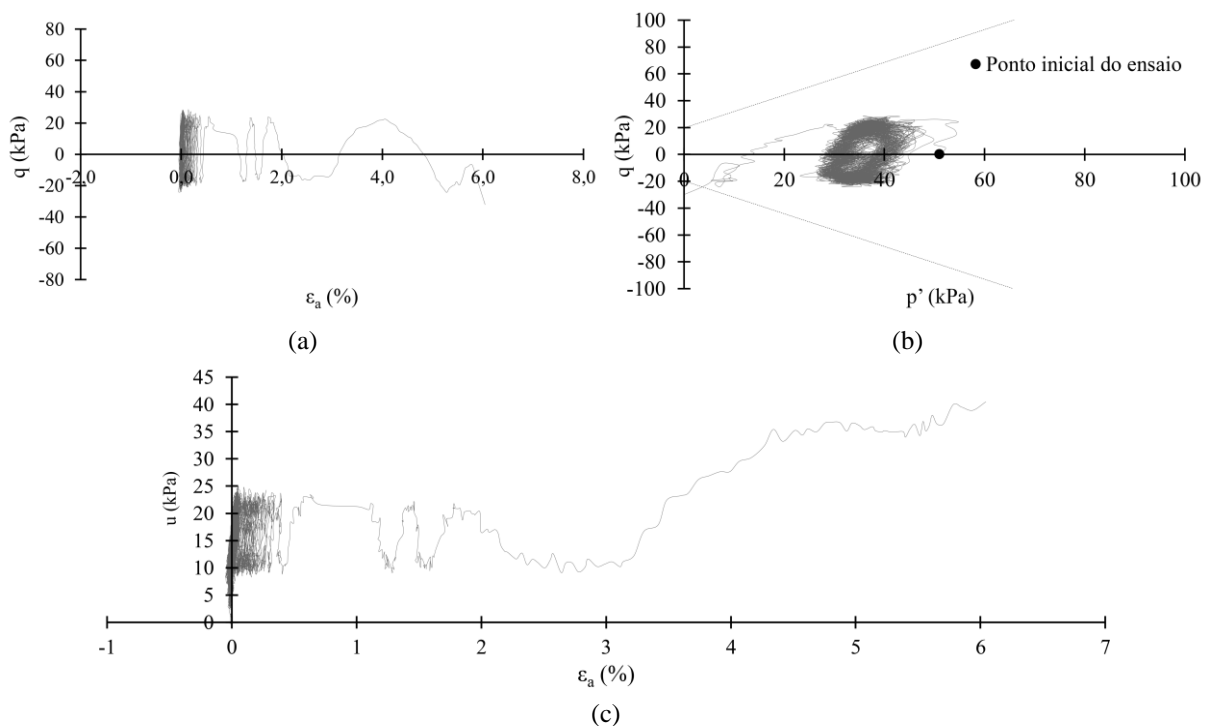


Figura 3.9: Resultados de ensaios triaxiais cíclicos consolidados e não drenados, do tipo CU. (a) Variação da tensão desvio “q” *versus* deformação axial “ ϵ_a ”, imposta ao corpo de prova durante a aplicação do carregamento cíclico; (b) Trajetória de tensões espaço “p” *versus* “q” para ensaio cíclico e envoltória de ruptura para ensaios triaxiais estáticos; (c) Variação da poropressão “u” *versus* deformação axial “ ϵ_a ”. Adaptado de Carretta (2018).

No que tange ao comportamento de deformação da amostra ao longo do ensaio, Carretta (2018) destaca que para os primeiros 100 ciclos, a deformação axial apresentou uma amplitude muito pequena, devido ao comportamento rígido do material (*i.e.*, deformações elásticas). Subsequentemente a esse valor, ocorre um aumento progressivo das deformações, até atingir a ruptura no ciclo 124.

3.1.4 Ensaios de campo

3.1.4.1 Sondagem a percussão - SPT (*standard penetration test*)

A fim de estudar o perfil estratigráfico do solo do campo experimental e verificar sua homogeneidade, Lopes Júnior & Thomé (2005) realizaram duas sondagens a percussão – SPT no solo. A primeira, com a circulação de água (Figura 3.10a), e a segunda sem a circulação (Figura 3.10b). Os ensaios foram executados de acordo com a normativa ABNT NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020b).

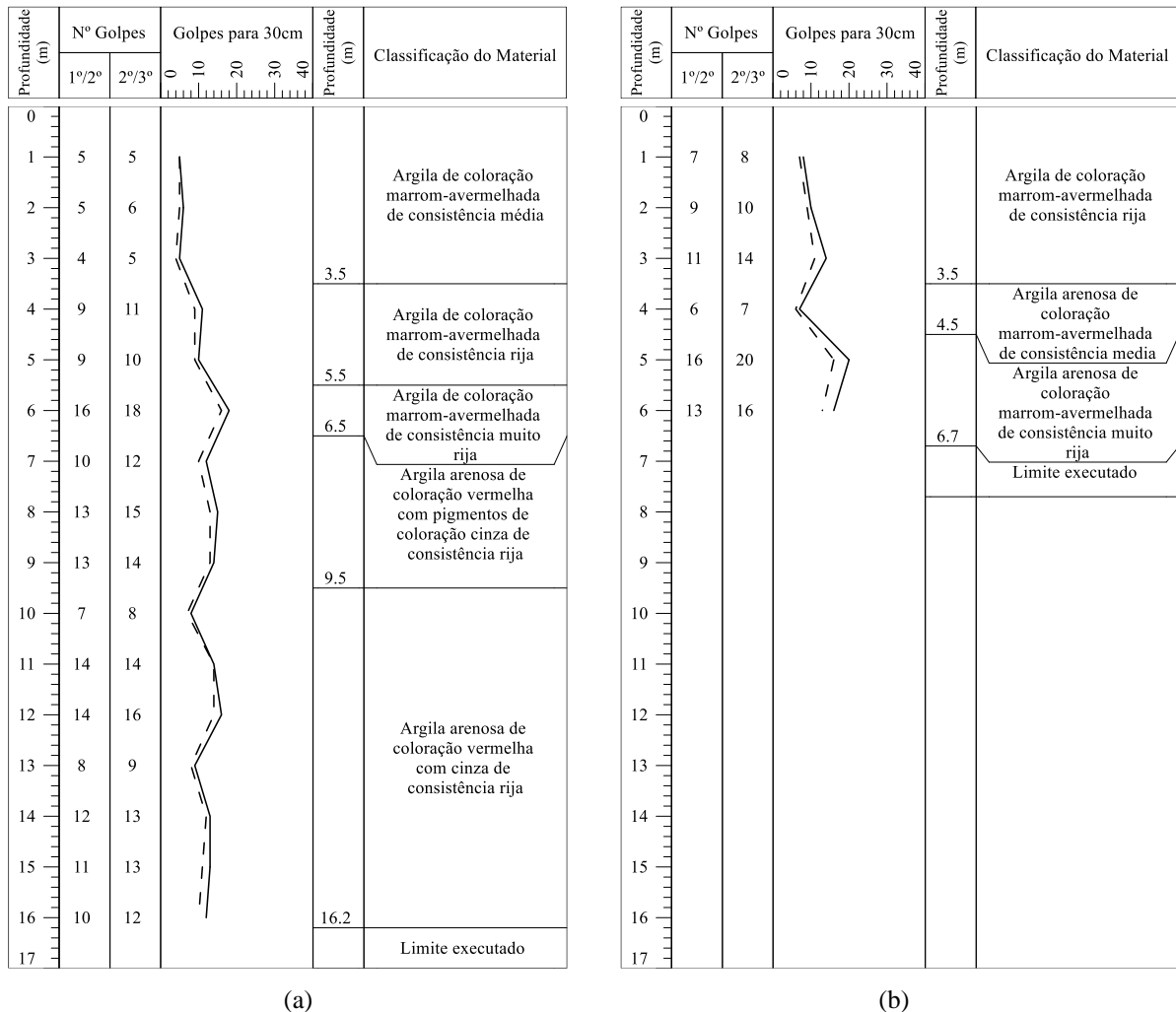


Figura 3.10: Resultados do ensaio SPT realizado no campo experimental: (a) com circulação de água; e (b) sem circulação de água. Adaptado de Lopes Júnior & Thomé (2005).

A partir da análise do perfil, pode-se inferir que o solo apresenta um perfil homogêneo, com um aumento crescente da resistência com a profundidade – característico de solos residuais. Ainda, não foi observado nível freático até a profundidade executada.

3.1.4.2 Ensaios de cone - CPT (*cone penetration test*)

Foram realizados ensaios de piezocone, no campo experimental, cortesia da empresa Geoforma Engenharia Ltda. A campanha seguiu os procedimentos prescritos na ASTM D5778 (ASTM INTERNATIONAL, 2012), utilizando um equipamento padrão, com uma área de ponta de 10cm^2 (35,7mm de diâmetro). No total, foram executados cinco furos, até a profundidade de 20m. Não foram realizadas medidas de poropressão nos ensaios. O equipamento utilizado pode ser visualizado na Figura 3.11. A Figura 3.12 apresenta os resultados dos cinco ensaios realizados, sendo apresentados na respectiva ordem, os valores de resistência de ponta, “ q_c ”, resistência por atrito lateral “ f_s ”, razão de atrito, “ R_f ”, e índice de classificação, “ $I_{c,RW}$ ”.



Figura 3.11: Equipamento utilizado: (a) cone elétrico; e (b) equipamento de cravação (FARO, 2014).

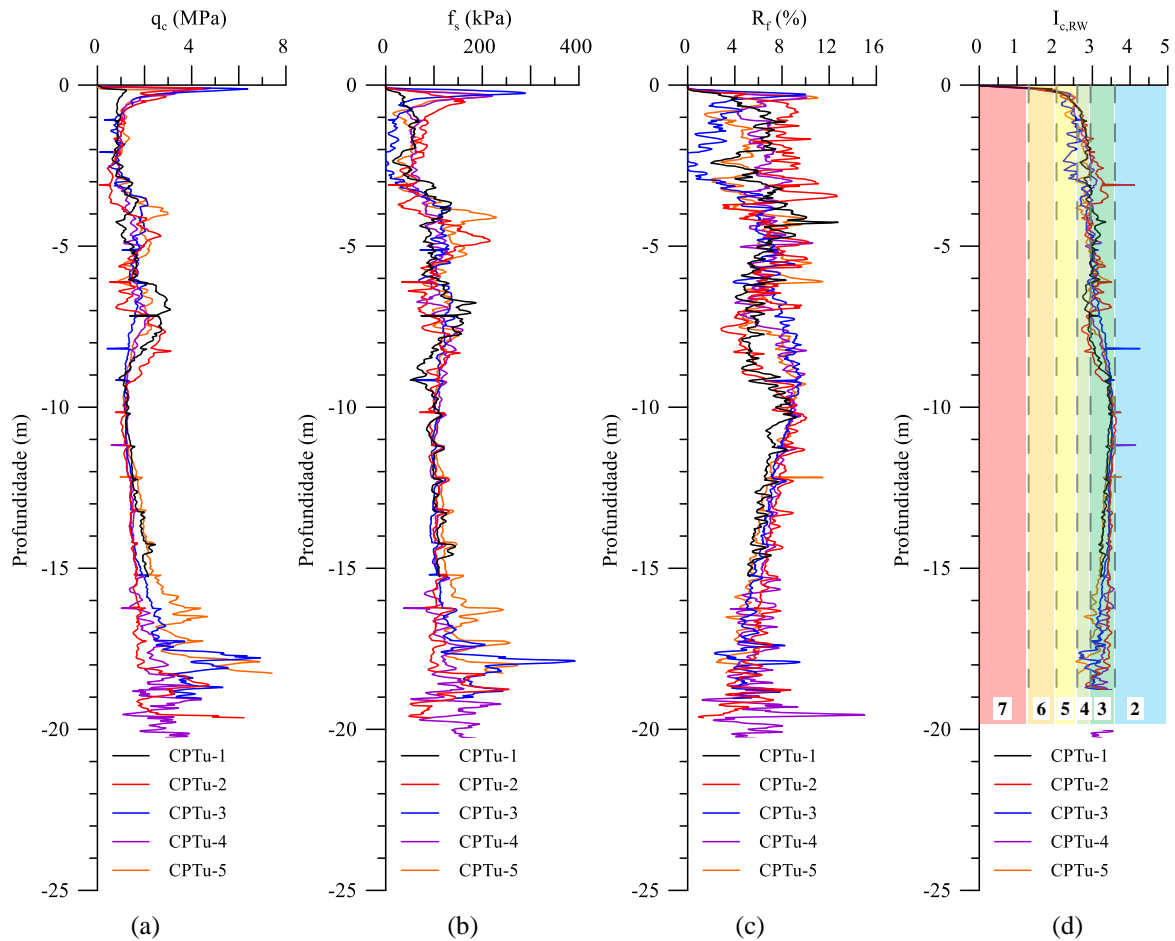


Figura 3.12: Ensaios CPT realizados no campo experimental de Passo Fundo. (a) Resistência de ponta “ q_c ”; (b) Resistência por atrito lateral “ f_s ”; (c) Razão de atrito “ R_f ”; (d) Índice de classificação “ $I_{c,RW}$ ”. Zonas de comportamento do solo: 1 - Solos finos, alta sensibilidade, 2 - Solos orgânicos – turfas, 3 - Argilas – argila a argila siltosa, 4 - Misturas de silte – silte argiloso a argila siltosa, 5 - Misturas de areia – areia siltosa a silte arenoso, 6 - Areias – areia fina a areia siltosa, 7 - Areia grossa a areia fina. Adaptado de Faro (2014).

É possível perceber que o solo apresenta um perfil bastante homogêneo, até atingir a profundidade de 15m, onde ocorre uma pequena dispersão nos resultados. O nível d’água foi encontrado a uma profundidade de 10m. Por meio da classificação utilizando o índice de classificação do material - $I_{c,RW}$, (ROBERTSON & WRIDE, 1998) verifica-se que o solo se encontra em uma zona de comportamento argiloso, de argila para silte ($2,95 < I_{c,RW} \leq 3,6$).

3.1.4.3 Ensaio dilatométrico sísmico – SDMT (*seismic dilatometer test*)

Ensaios do dilatômetro sísmico, foram executados por cortesia da empresa Geofoma Engenharia Ltda. A campanha seguiu os procedimentos prescritos na ASTM D6635 (ASTM INTERNATIONAL, 2015), utilizando um equipamento padrão. No total, foram executados

dois furos, até a profundidade de 19m. O equipamento utilizado pode ser visualizado na Figura 3.13.



Figura 3.13: Equipamento utilizado: (a) dilatômetro; e (b) equipamento de cravação (FARO, 2014).

As Figura 3.14 e Figura 3.15 apresentam os resultados dos dois ensaios realizados, sendo retratados na respectiva ordem, os valores da pressão inicial corrigida “ P_0 ”, pressão corrigida após a expansão da membrana “ P_1 ”, pressão hidrostática do solo “ u_0 ”, índice de material “ I_D ”, módulo dilatométrico “ E_D ”, índice de tensão horizontal “ K_D ”, velocidade da onda cisalhante “ V_s ”, módulo cisalhante inicial “ G_0 ” e módulo de elasticidade a pequenas deformações “ E_0 ”.

Ao analisar os resultados, percebe-se que o solo apresenta um perfil bastante homogêneo ao longo da profundidade, de forma análoga ao observado no ensaio de piezocone. Com relação ao índice de material, o mesmo se encontra na faixa intermediária, com comportamento siltsoso até a profundidade de 10m, e após isso, comportamento argiloso. O nível d’água foi encontrado a 9m de profundidade.

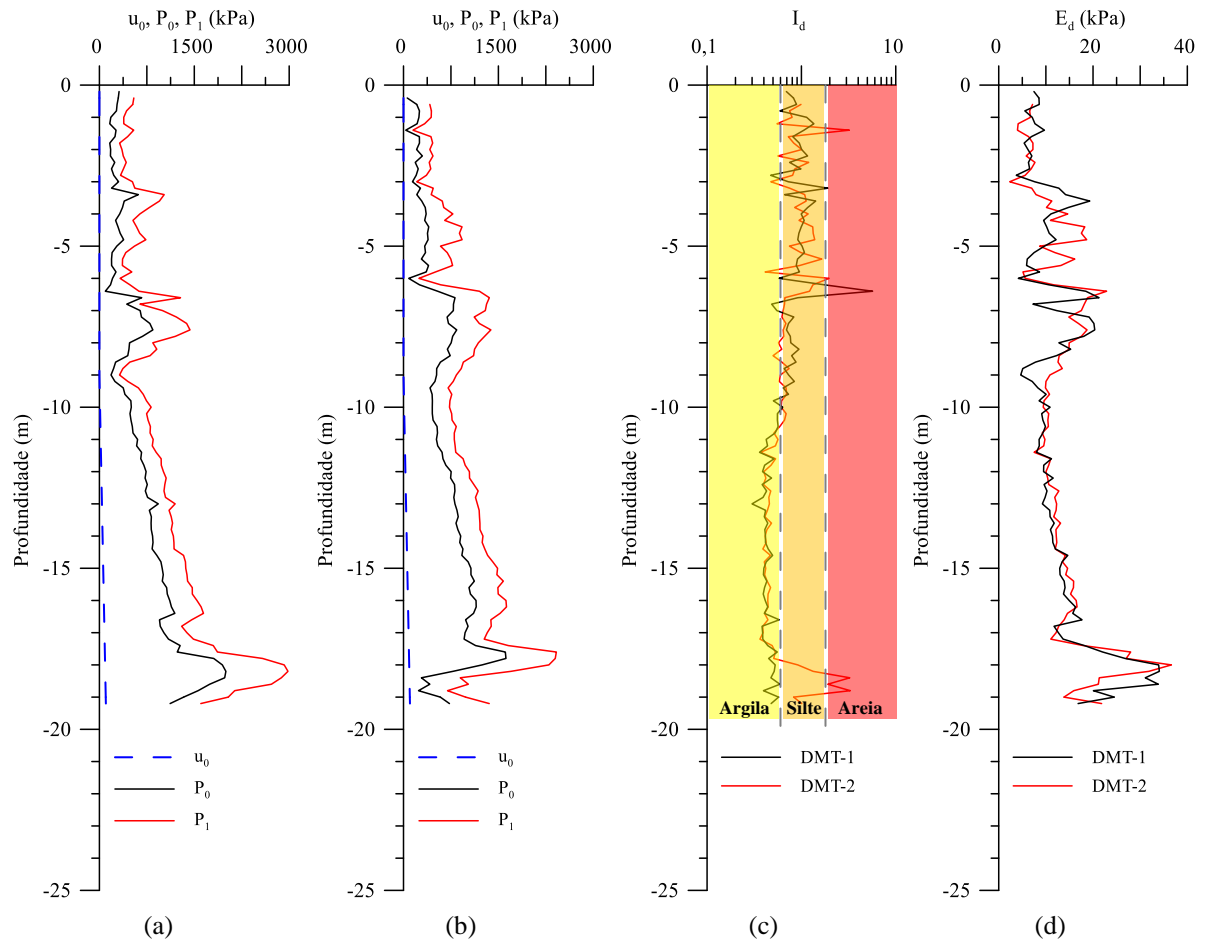


Figura 3.14: Ensaio SDMT realizados no campo experimental de Passo Fundo. (a) Pressão inicial corrigida “ P_0 ”; (b) pressão corrigida após a expansão da membrana, “ P_1 ”; (c) pressão hidrostática do solo “ u_0 ”; (d) índice de material “ I_D ”. Adaptado de Born (2019).

Para a obtenção de valores de módulo cisalhante a pequenas deformações, realizaram-se também ensaios com o módulo sísmico, em intervalos de 1m, de acordo com os procedimentos da ASTM D7400 (ASTM INTERNATIONAL, 2019). A Figura 3.15 apresenta os resultados supracitados.

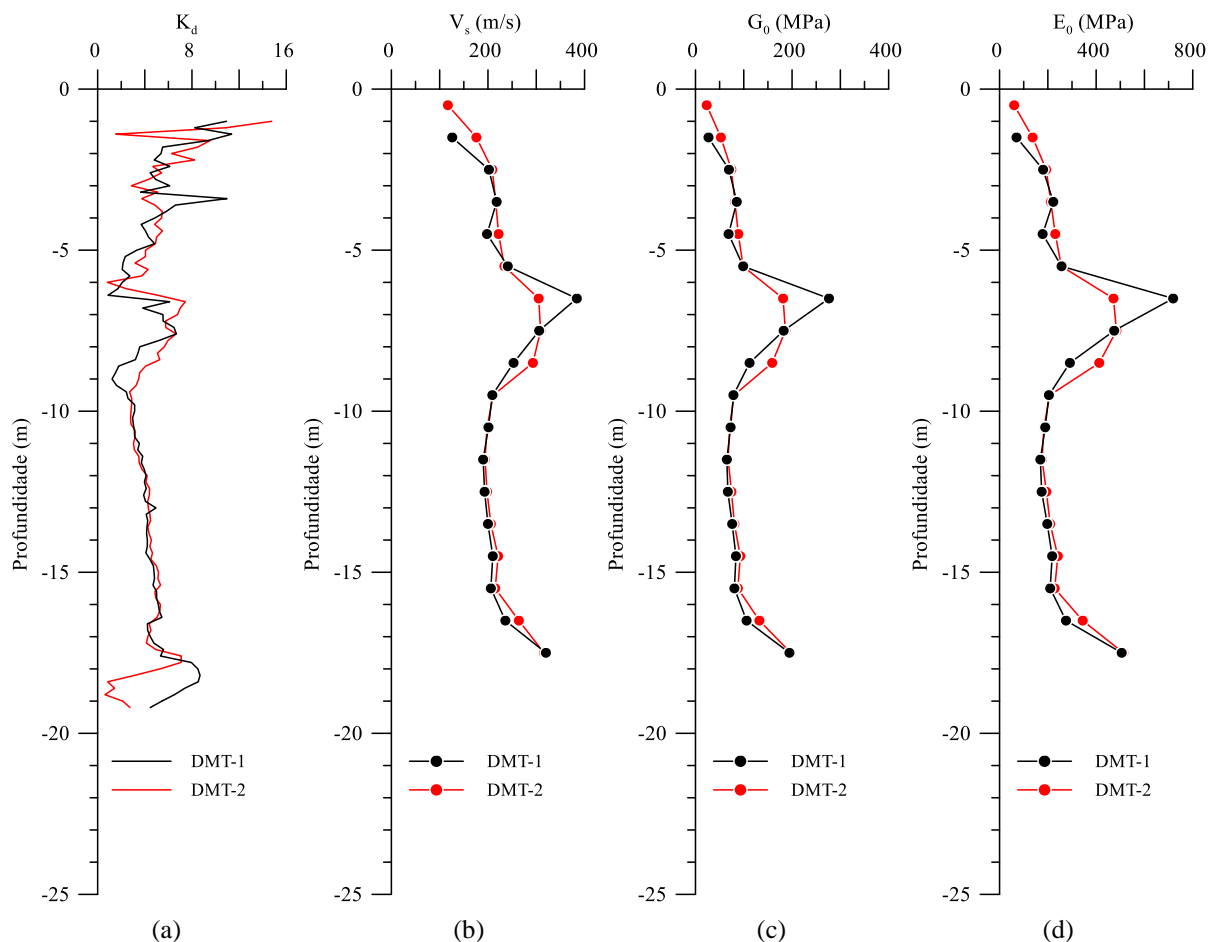


Figura 3.15: Ensaio SDMT realizados no campo experimental de Passo Fundo: (a) índice de tensão horizontal “ K_D ”; (b) velocidade da onda cisalhante “ V_S ”; (c) módulo cisalhante inicial “ G_0 ”; (d) módulo de elasticidade a pequenas deformações “ E_0 ”. Adaptado de Born (2019).

Nota-se, ao analisar a Figura 3.15, que a velocidade de onda cisalhante apresentou valores próximos a 200m/s ao longo da profundidade. Já a análise dos módulos cisalhante e de elasticidade a pequenas deformações enfatiza a prerrogativa de um solo homogêneo ao longo da profundidade.

3.1.4.4 Provas de carga

A capacidade de carga do solo residual do campo experimental foi estudada por Consoli *et al.* (2020b), Dalla Rosa (2003) e Dalla Rosa & Thomé (2004), empregando placas de 0,30m, 0,60m e 0,90m. A principal diferença entre os estudos é de que os ensaios realizados por Dalla Rosa (2003) e Dalla Rosa & Thomé (2004) foram executados a uma profundidade de 0,80m, enquanto os de Consoli *et al.* (2020b) foram realizados na superfície nivelada.

Na execução dos ensaios, os autores, previamente, realizaram uma limpeza mecanizada, e posteriormente, manual a fim de retirar a camada de solo amolgado e nivelar a superfície do solo. Nos ensaios reportados por Dalla Rosa & Thomé (2004), uma camada de areia fina de cerca de 1cm foi aplicada sobre o solo (Figura 3.16a), com a finalidade de distribuir uniformemente as tensões geradas sobre o maciço.



Figura 3.16: Instalação da placa de ensaio com a aplicação de camada niveladora de areia. (b) Ruptura por puncionamento observada. Adaptado de Dalla Rosa & Thomé (2004).

Além das provas de carga em placa, foram executadas provas de carga em sapatas de concreto armado, e sapatas de concreto armado estaqueadas por Sasso (2020) e Wagner (2020). No ensaio, as autoras empregaram uma sapata quadrada de 80cm de lado e 35cm de altura. As sapatas foram executadas em uma cava com aproximadamente 35cm de profundidade. Essa cava possuía uma área maior do que a sapata, de modo a eliminar a influência do atrito lateral no sistema.

A Figura 3.17a apresenta os resultados das provas de carga, tensão “ σ ” *versus* recalque “ δ ”, para os provas de carga realizadas em placa e na sapata. Já a Figura 3.17b apresenta as curvas tensão “ σ ” *versus* recalque relativo “ δ/D ”.

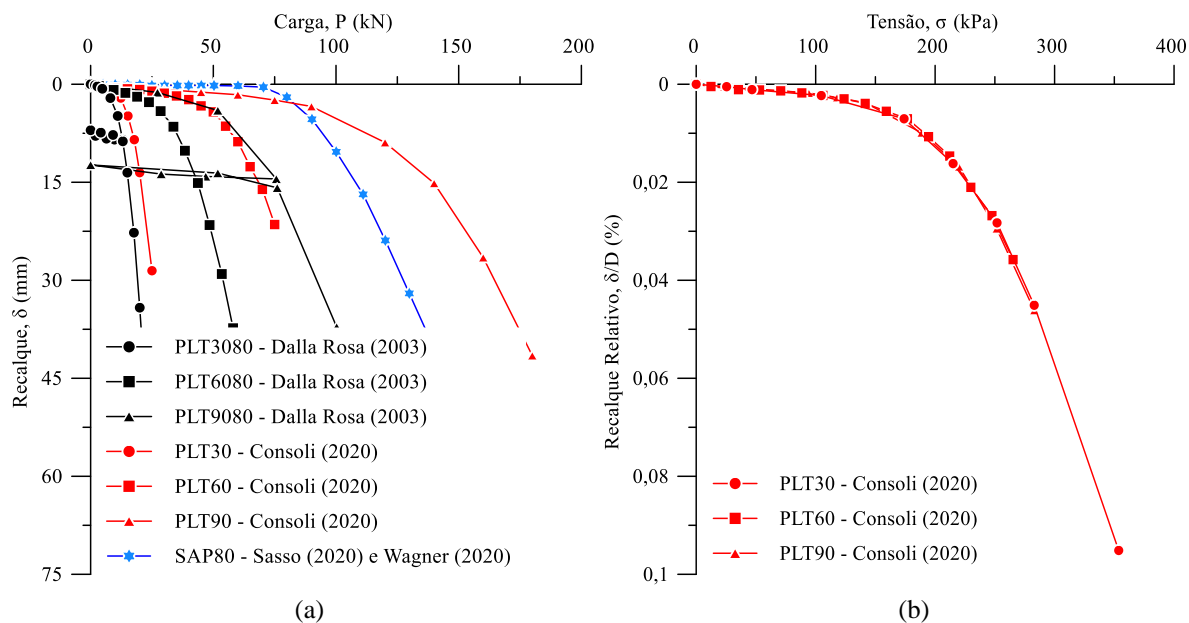


Figura 3.17: Provas de carga realizadas no campo experimental de Passo Fundo: (a) Curva tensão “ σ ” versus recalque “ δ ”; (b) Curva tensão “ σ ” versus recalque relativo “ δ/D ”. Adaptado de Consoli *et al.* (2020b); Dalla Rosa (2003); Sasso (2020); Wagner (2020).

O solo apresenta uma alta compressibilidade, caracterizada pelo puncionamento do material, em todos os ensaios executados. Com base apenas em um simples afundamento da placa no solo (Figura 3.16b), sem apresentar movimentações externas na placa (CONSOLI *et al.*, 2020b; DALLA ROSA & THOMÉ, 2004). Além de que, ao realizar a normalização dos resultados, dividindo o recalque observado “ δ ” pelo diâmetro da placa “ D ”, obtém-se uma única curva para todos os ensaios (CONSOLI *et al.*, 2020b).

A fim de avaliar o comportamento do solo frente a técnica de compactação dinâmica Consoli *et al.* (2020b) realizaram ensaios de placa no solo natural e após a execução da técnica, empregando placas de 0,30m. Os ensaios foram realizados na superfície do solo, e no topo da camada compactada, respectivamente. Na execução dos ensaios, os autores, previamente, realizaram o nivelamento da superfície, e posteriormente, uma fina camada de gesso foi aplicada a fim de proporcionar com que a base esteja uniformemente apoiada sobre a superfície do solo. A Figura 3.18 apresenta os resultados das provas de carga, tensão “ σ ” versus recalque “ δ ” e do módulo de elasticidade “ E ” versus recalque “ δ ”.

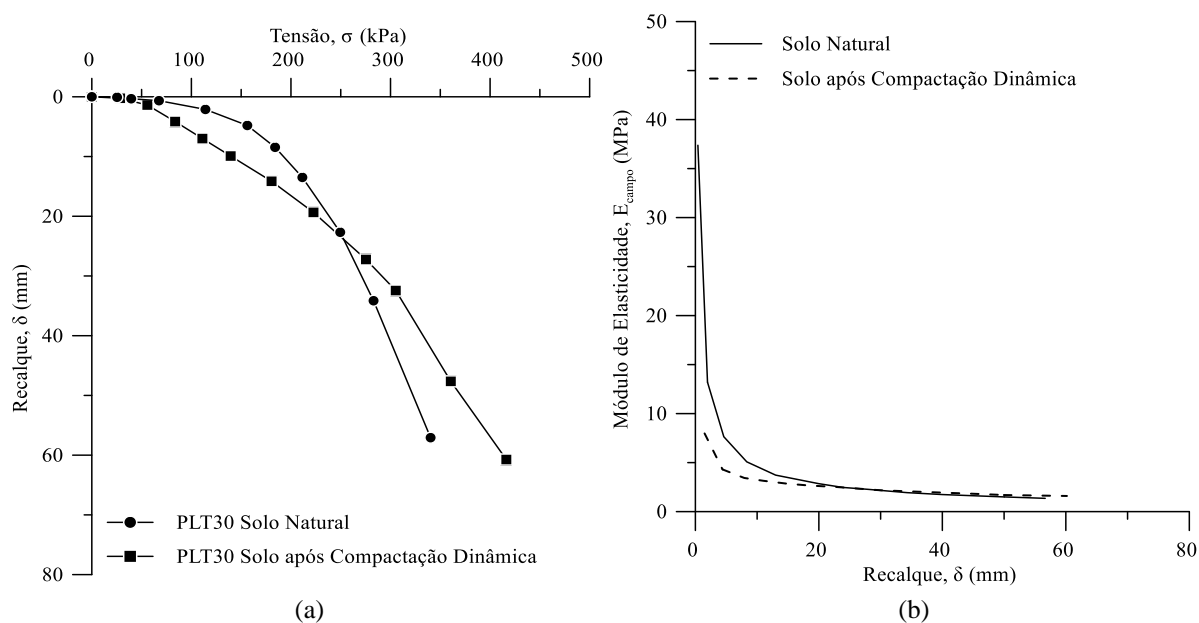


Figura 3.18: Provas de carga realizadas no campo experimental de Passo Fundo: (a) Curva tensão “ σ ” versus recalque “ δ ”; (b) Recalque “ δ ” versus módulo de elasticidade de campo “ E ”. Adaptado de Consoli *et al.* (2020b).

Os autores observaram que o ensaio de placa realizado no solo natural apresentou menores recalques, e por consequência, um comportamento superior se comparado ao ensaio realizado no solo após a compactação dinâmica (Figura 3.18a). No que tange o módulo de elasticidade (Figura 3.18b), o solo natural apresenta valores superiores se comparados ao do solo após a compactação dinâmica, até aproximadamente 20mm de recalque. Isso é explicado devido à quebra da cimentação que ocorre durante a compactação dinâmica. Em ambos os casos, foi observada uma ruptura por puncionamento, devido ao alto índice de vazios.

Devido a condição parcialmente saturada do solo, os autores avaliaram a sucção mátrica presente no solo, através da técnica do papel filtro (ASTM INTERNATIONAL, 2016). Para a execução do ensaio, foi utilizado papel filtro Whatman grau 42. Para o solo natural, os autores observaram valores de sucção que variavam de 4kPa a 10kPa. Por outro lado, o ensaio realizado após a compactação dinâmica apresentou uma sucção de 0,35kPa.

4 PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

O programa experimental tem como objetivo principal investigar o comportamento cíclico do solo residual. E com isso, avaliar a possível degradação de sua resistência ao longo do tempo frente a ação dos carregamentos. Para atingir tal objetivo, é necessário que se conheça as características físicas e mecânicas do solo afim de entender o seu comportamento. Dessa forma, primeiramente, foram realizados ensaios de caracterização com o intuito de entender o comportamento físico e mecânico do mesmo. A partir disto, foram realizadas sondagens no campo experimental, a fim de detectar possíveis variações do solo que possam afetar os ensaios. Por fim, foram realizadas as provas de carga monotônicas e cíclicas e avaliar a possível degradação da resistência e a resposta cíclica do solo.

Portanto, nesta seção são apresentados o programa experimental, os procedimentos de campo e os procedimentos de laboratório necessários para a execução dos ensaios. Ainda, são abordados os tipos de carregamento, a metodologia executiva, ensaios complementares e as normas de referência.

4.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente estudo abrange uma campanha experimental que envolve ensaios de campo e laboratório. Os ensaios estão divididos em duas fases, a primeira compreende a etapa de caracterização do solo, já a segunda as provas de carga e seus ensaios complementares, de acordo com a Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Programa experimental

Fases	Procedimentos
1 - Caracterização do solo	Análise granulométrica
	Peso específico dos grãos
	Limite de liquidez
	Limite de plasticidade
	Sucção mátrica
	Ensaio triaxiais consolidados drenados
	Sondagem a percussão - SPT
2 - Provas de carga e ensaios complementares	Ensaio de placa monotônico
	Ensaio de placa cíclico
	Ensaio de penetração dinâmica - DCP
	Teor de umidade

O programa experimental foi executado em um patamar diferente dos estudos já existentes, devido a completa utilização da antiga área. Por se tratar de um estudo que envolve fundações apoiadas diretamente sobre o solo natural, essa condição é preponderante para a correta interpretação e análise dos resultados. Afinal, o solo natural apresenta uma cimentação e sua quebra pode afetar profundamente as propriedades desse solo, como discutido no Capítulo 2.

Dessa forma, foi realizada uma caracterização desse solo, com o intuito de definir os parâmetros físicos e mecânicos desse material, e assim comparar com os estudos existentes na literatura e previamente apresentados no Capítulo 3. Para tal, na primeira fase foram realizados os ensaios de análise granulométrica, limites de liquidez, limite de plasticidade e peso específico dos grãos, ensaio de sucção e ensaios triaxiais consolidados drenados. Por fim, ainda foi executada uma investigação geotécnica de campo, compreendida pela execução de duas sondagens a percussão e coleta de amostras de solo. A Figura 4.1 apresenta a locação das sondagens, da cava de coleta de amostras e da área de ensaios.

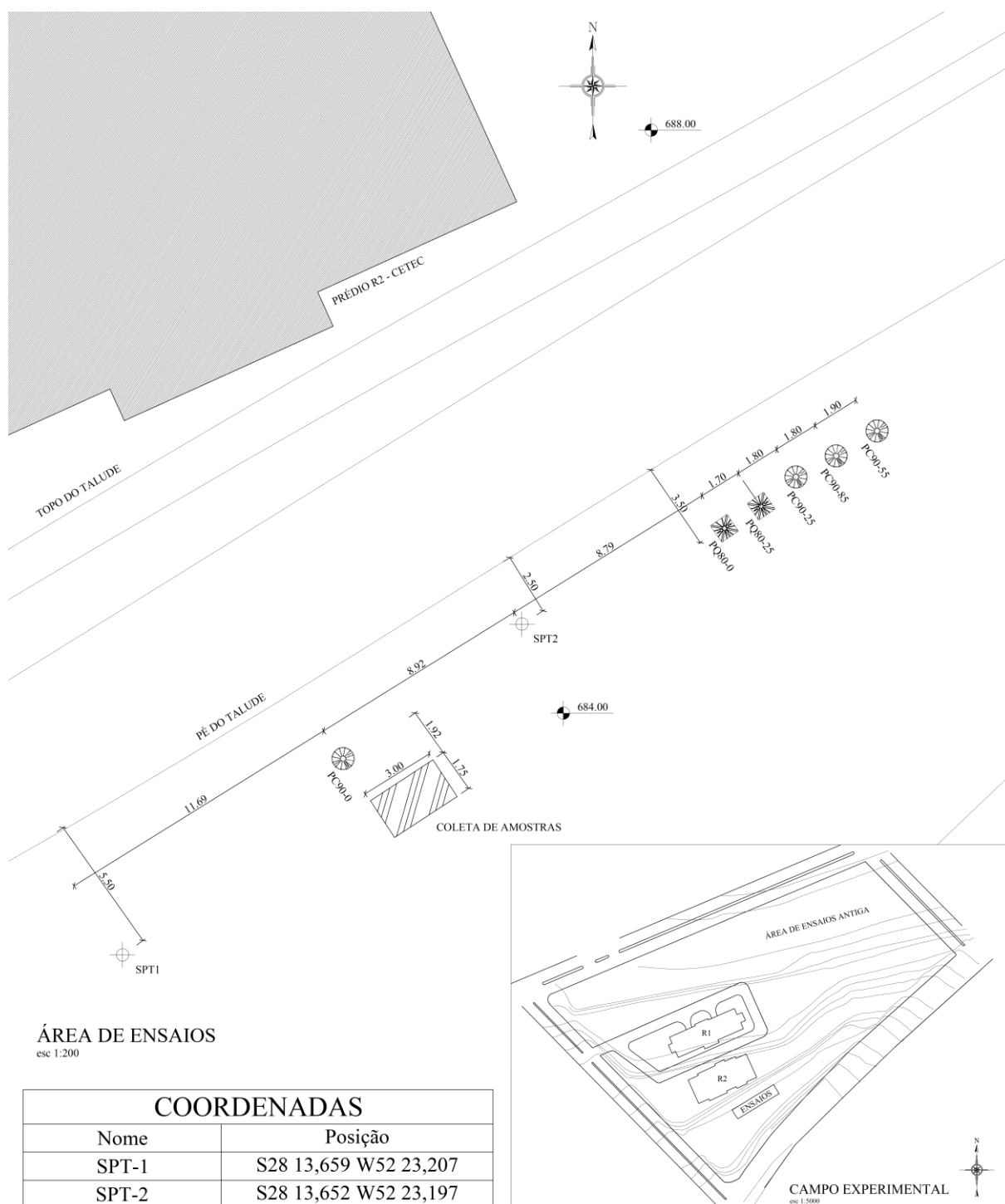


Figura 4.1: Localização da área de ensaios no campo experimental e coordenadas geográficas das sondagens com base no Datum WGS84.

A segunda fase, compreendeu as provas de carga e os ensaios complementares. A respeito das provas de carga, foram executadas seis: duas com carregamento monotônico e quatro com carregamento cíclico, as quais se encontram especificadas na Tabela 4.2. A nomenclatura adotada é indicada da seguinte forma: PC90-25. Onde as letras e a primeira série de algarismos indicam o formato e a dimensão da placa, *i.e.*, circular com diâmetro de 90cm (PC90) ou

quadrada com lado de 80cm (PQ80). A segunda série, indica a carga, para a qual serão realizados 10 ciclos de mesma magnitude, ou seja, 25, 55 ou 85 kN. Se o ensaio em questão for monotônico, será apresentada uma indicação com valor zero. Maiores detalhes acerca das definições dos ciclos de carga e do padrão de carregamento estão apresentados na seção 4.1.1.

Tabela 4.2: Características do ensaio de placa

Denominação	Tipo	D ou L (cm)	Carga (kN)	Tensão (kPa)				
PQ80-0	Monotônico	80	-	-				
PC90-0	Monotônico	90	-	-				
PQ80-25	Cíclico	80	25	45				
PC90-25	Cíclico	90	25	45				
PC90-55	Cíclico	90 <td 55	90	PC90-85	Cíclico	90	85	135
PC90-85	Cíclico	90	85	135				

No que tange aos ensaios complementares às provas de carga, foram realizados ensaios para determinar o teor de umidade natural do solo, em amostras retiradas em 3 profundidades diferentes: $0B$, $0,5B$ e B - onde B é o diâmetro ou largura da placa (Figura 4.2). Ainda, foram realizados ensaios de penetração dinâmica, logo após a finalização da prova de carga, a uma distância de X de cada borda da placa – onde X corresponde ao diâmetro da placa (placa circular) ou lado (placa quadrada).

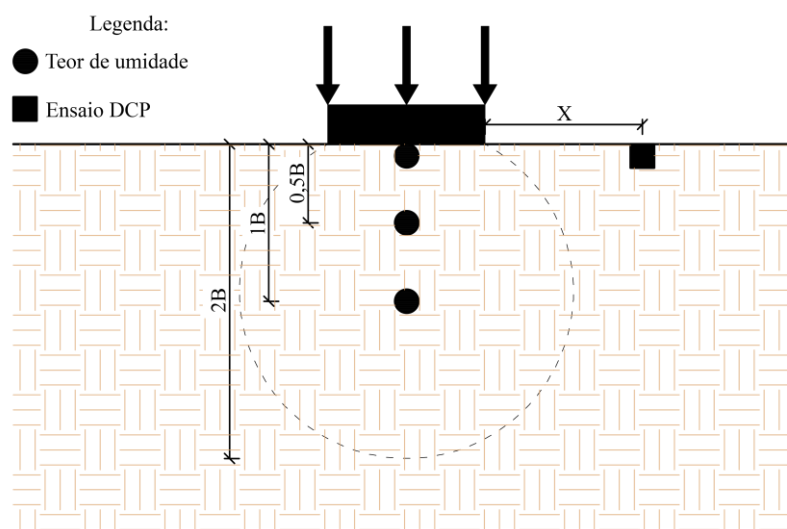


Figura 4.2: Indicativo da posição da retirada das amostras e da execução do ensaio de penetração dinâmica “DCP”.

A partir dos ensaios complementares, pôde-se obter mais informações a respeito do estado do solo, de forma que ao determinar a variação do teor de umidade, e da posse da curva característica, pode-se determinar a sucção mátrica ao longo do perfil de solo (*i.e.*, dentro do bulbo de tensões da placa). Além de definir a variação da resistência ao longo do perfil superficial do solo a partir do ensaio de penetração.

4.1.1 Determinação da amplitude de carregamento

A determinação da amplitude dos ciclos decorreu da análise do comportamento do solo, apresentado no item 3.2. A Figura 3.8b apresenta o comportamento do solo em um ensaio triaxial de compressão isotrópica e um ensaio triaxial com medida de *bender elements*. Para os dois casos, a tensão de plastificação ocorreu a uma tensão média de 90kPa. O resultado é corroborado por ensaios oedométricos (Figura 3.7), e ensaios de placa monotônicos (Figura 3.17) em que a tensão de 90kPa marca a mudança de comportamento do mesmo solo.

A partir destas constatações, foram determinadas três amplitudes de ciclo diferentes (Tabela 4.2) . A primeira, leva em consideração a tensão onde ocorre a mudança do comportamento de elástico para plástico, 90kPa. A segunda, avalia o solo em regime elástico, compreendida por metade da primeira tensão, 45kPa. E a terceira, analisa o comportamento no regime plástico, 135kPa.

4.1.2 Determinação das etapas de carregamento do ensaio

A prova de carga foi conduzida utilizando o processo de carregamento lento para o ensaio monotônico. Para o ensaio cíclico, é apresentado um procedimento alternativo, com algumas alterações do ensaio cíclico lento.

4.1.2.1 Prova de carga monotônica e carregamento lento

Inicialmente, o carregamento foi efetuado com pequenos estágios, iguais e sucessivos de aproximadamente 5% da carga admissível. Esse procedimento visou avaliar o comportamento a pequenas deformações, na fase inicial do ensaio. Posteriormente, o carregamento foi executado com estágios iguais e sucessivos de aproximadamente 10% da carga admissível prevista para o terreno ensaiado. A carga foi mantida por um tempo mínimo de 30min independente da estabilização dos recalques como orienta a ABNT NBR 6489 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019). Por outro lado, o descarregamento foi executado em apenas um estágio, devido a impossibilidade de realizar o descarregamento em

estágios distintos com o macaco empregado nos ensaios. Após o descarregamento, os recalques foram monitorados, por um tempo mínimo 10min, independente da estabilização dos recalques.

A cada estágio, os recalques foram lidos imediatamente posterior a aplicação da carga, e após, com leituras sucessivas de 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, e assim por diante, em intervalos de 1h, a partir do início do estágio, até que se atinja a estabilização dos recalques. O ensaio foi executado até atingir recalques que caracterizem a ruptura geotécnica ou a capacidade máxima do equipamento de reação de 185kN. Posteriormente, foi efetuado o descarregamento.

4.1.2.2 Prova de carga cíclica

O procedimento de ensaio busca avaliar a resposta do solo ao carregamento cíclico em três fases (*steps*) distintas: (i) carregamento cíclico com aumento gradual da amplitude de carregamento; (ii) carregamento cíclico de mesma amplitude; e (iii) carregamento cíclico pós-repetição de ciclos de mesma amplitude com o aumento gradual da amplitude até a ruptura.

É necessário que, antes de qualquer ensaio cíclico, seja realizado um ensaio monotônico nas mesmas condições que será efetuado o ensaio cíclico. O objetivo é obter a carga de ruptura monotônica, e assim determinar as cargas de cada um dos ciclos de carga. As amplitudes de interesse, foram determinadas de acordo com o processo descrito no item 4.1.1.

Os estágios de carregamento do primeiro *step* foram divididos de forma com que haja um aumento gradual e sucessivo da amplitude de carregamento, até que se atingisse a carga respectiva do segundo *step*. O intuito desse procedimento foi avaliar a possível quebra da estrutura do solo residual na fase elástica do solo por meio de pequenos ciclos de carga e descarga, e também de ajustar o carregamento para a aplicação do segundo *step*.

No segundo *step*, os ciclos de carga e descarga foram realizados mantendo a amplitude, de maneira que fosse possível avaliar o aumento das deformações plásticas provenientes do carregamento cíclico de mesma amplitude e a sua influência na carga última do solo. Nesse estágio, foram realizados 10 ciclos de carga e descarga, de modo que fosse possível estimar de forma razoável o comportamento do solo com um número maior de ciclos de carga (AL-SANAD *et al.*, 1993).

Findado este processo, iniciou-se o *step* final, onde aumentou-se gradualmente a amplitude dos ciclos de carga e descarga, até que ocorresse a ruptura do solo. Assim, foi possível mensurar se houve uma diminuição da resistência em virtude do carregamento cíclico aplicado.

Para cada amplitude de ensaio, foram aplicados números diferentes de estágios até que se

atingisse a carga de ensaio (segundo *step*), como pode ser observado na Tabela 4.3. Os primeiros cinco estágios foram iguais para todos os ensaios, possibilitando assim, que se avalie sua repetitividade.

Foram realizados um total de 20 ciclos para cada variação do ensaio. A adequação do número de ciclos partiu do pressuposto de que a duração do ensaio não ultrapassasse um dia. Neste sentido, na fase de carregamento a duração do ciclo era de 30min e na fase de descarregamento de 4min.

A cada ciclo de carregamento, os recalques são lidos imediatamente após a aplicação da carga, e após, com leituras sucessivas de 1min, 2min, 4min, 8min, 15min e 30 min. A cada ciclo de descarregamento, os recalques são lidos imediatamente após a aplicação da carga, e após, com leituras sucessivas de 1min, 2min, 4min.

Tabela 4.3: Padrões de carregamento do ensaio cíclico

Step	Estágio	Número de ciclos	Carga (kN)	PC90-25 e PQ80-25	PC90-55	PC90-85
1	1	1	5	X	X	X
	2	1	10	X	X	X
	3	1	15	X	X	X
	4	1	20	X	X	X
	5	1	25	X	X	X
	6	1	55		X	X
	7	1	85			X
2	8	10	25	X		
	8	10	55		X	
	8	10	85			X
3	9	1	55	X		
	10	1	85	X	X	
	11	1	115	X	X	X
	12	1	145	X	X	X
	13	1	175	X	X	X
	14	1	185	X	X	X

Ressalta-se o fato de que, no carregamento monotônico, a carga aumenta em estágios, em um

formato de “escada”. Ao contrário do que ocorre no carregamento monotônico, no carregamento cíclico o carregamento possui um padrão triangular.

4.1.3 Critério de estabilização dos recalques

O critério de estabilização dos recalques é proposto pela NBR 6489 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019). A estabilização dos recalques é atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas for menor ou igual a 5% do recalque existente no mesmo estágio. Esse valor corresponde à diferença de recalque da estabilização do estágio anterior e o estágio atual, como pode ser observado na Equação (4.1).

$$L_n - L_{n-1} \leq 5\%(L_n - L_{ant}) \quad (4.1)$$

Onde:

L_n = leitura em um instante qualquer;

L_{n-1} = leitura no instante anterior a leitura L_n ;

L_{ant} = leitura do estágio anterior.

Vale destacar que este critério foi adotado somente para o ensaio com carregamento monotônico. A próxima seção aborda os equipamentos e os procedimentos necessários para a realização dos ensaios de placa. Estas diretrizes são válidas para ambos tipos de carregamentos.

4.2 PROCEDIMENTO DE CAMPO

Os procedimentos necessários para efetuar os ensaios de campo, seguiram as normas técnicas brasileiras. Para os ensaios, que porventura, não possuam normativa nacional, será adotado a normativa internacional adequada ou as recomendações sugeridas na bibliografia técnica. Os ensaios de laboratório da presente pesquisa foram realizados no Laboratório de Geotecnia – LABGEO - da Universidade de Passo Fundo.

4.2.1 Sondagem a percussão - SPT (*standard penetration test*)

A investigação geotécnica de campo, caracterizada pela sondagem a percussão, seguiu os procedimentos prescritos na ABNT NBR 6484 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2020b), utilizando um equipamento padrão. O amostrador possui diâmetro interno de 34,9mm e diâmetro externo de 50mm. O equipamento utilizado pode ser visualizado Figura 4.3.



Figura 4.3: Equipamento utilizado: (a) amostrador; e (b) equipamento de cravação.

Devido ao fato do presente estudo se concentrar em fundações superficiais, optou-se por realizar a sondagem até a profundidade de 5m. Contudo, para entender melhor a variação da resistência ao longo da profundidade, considerou-se realizar duas medições a cada metro do perfil de solo, ou seja, de forma contínua. Para evitar que haja qualquer tipo de influência do atrito lateral do solo do fuste com as hastes e amostrador, empregou-se um trado mecânico para alargar o furo, após a medição e a retirada do amostrador. Destaca-se ainda que na sondagem, não foi empregado o processo de lavagem, a fim de evitar qualquer perturbação do solo que pudesse afetar sua resistência.

4.2.2 Coleta e retirada de amostras

Para a realização dos ensaios do presente estudo, foram coletadas amostras deformadas e indeformadas de solo do local da realização dos ensaios (Figura 4.4a). No caso das amostras indeformadas, as amostras foram retiradas em forma de blocos de solo a uma profundidade de 0,5m. Os blocos de solo possuíam dimensões de 30cm de comprimento, 20cm de largura e 20cm de altura (Figura 4.4b). Devido a sua fragilidade, optou-se pela retirada de blocos menores que facilitassem seu transporte (*i.e.*, quebra da estrutura ou fissuração) e posterior partição em blocos menores.



Figura 4.4: Coleta de amostras: (a) local dos ensaios e da extração das amostras; (b) extração do bloco indeformado.

Para realizar o processo de extração do bloco indeformado, buscou-se retirar o solo com muito cuidado, empregando equipamentos manuais (*e.g.*, pás e enxadas), até a cota de 0,1m acima da profundidade prevista para a moldagem do bloco. Atingida a cota de topo, iniciou-se a talhagem com o auxílio de uma espátula, de forma a esculpir o elemento. Os procedimentos manuais empregados na amostragem visavam provocar a menor interferência possível na amostra. De modo a evitar qualquer distúrbio ou quebra de sua cimentação natural, que pudessem interferir ou comprometer os ensaios executados. Findado o processo de extração, o bloco era envolto em plástico do tipo *insufilm*, de modo a manter o teor de umidade natural do mesmo durante o transporte até o laboratório e seu topo identificado. Ainda, é de fundamental importância que no transporte do bloco se observe que o topo permaneça voltado para cima, e que se evite qualquer impacto e vibração excessiva como destaca a NBR 9604 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016a).

Considerando que os blocos foram imediatamente utilizados para esculpir os corpos de prova, não foi empregado o processo de parafinagem. A perda de umidade do bloco envolto por papel *insufilm* pode ser comparada ao processo empregando papel celofane, apresentado por Hvorslev (1949), onde a perda de peso da amostra era de aproximadamente 0,5% em até 4 dias de armazenagem.

4.2.3 Provas de carga

4.2.3.1 Equipamento

O sistema de reação é composto por quatro cantoneiras de 8pol (203,2mm) e duas chapas de aço de 3/4pol (19mm), soldadas, formando uma viga única com 450mm de altura e 610mm de

largura, e com 5600mm de comprimento. A viga é suportada por duas sapatas com 140cm de largura, 180cm de comprimento e 75cm de altura. Sobre a viga, são dispostos 17 blocos de concreto, com dimensões médias de 70cm de largura, 70cm de largura e 70cm de altura. O conjunto completo, fornece uma capacidade de reação de aproximadamente 185kN, e pode ser verificado na Figura 4.5.



Figura 4.5: Sistema de reação empregado nos ensaios.

Para a realização dos ensaios foram empregadas duas placas de aço: uma circular, com 90cm de diâmetro, e outra quadrada, de 80cm de lado (Figura 4.6). Ambas possuem espessura de 19mm, e reforços concêntricos a fim de aumentar a rigidez do elemento.

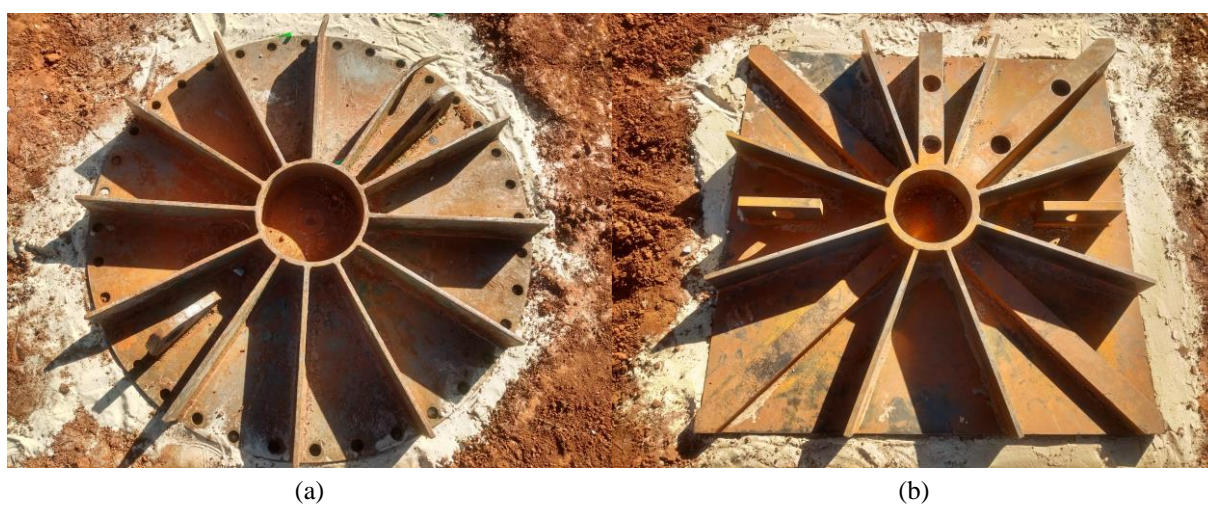


Figura 4.6: Placas de ensaio: (a) placa circular; (b) placa quadrada.

O sistema de aplicação de carga é composto por um cilindro hidráulico da marca ENERPAC® RR5020, de dupla ação e com uma capacidade de 500kN (Figura 4.7a). A célula de carga utilizada é da marca HBM®, modelo C16AC3, com capacidade de 200kN (Figura 4.7b).

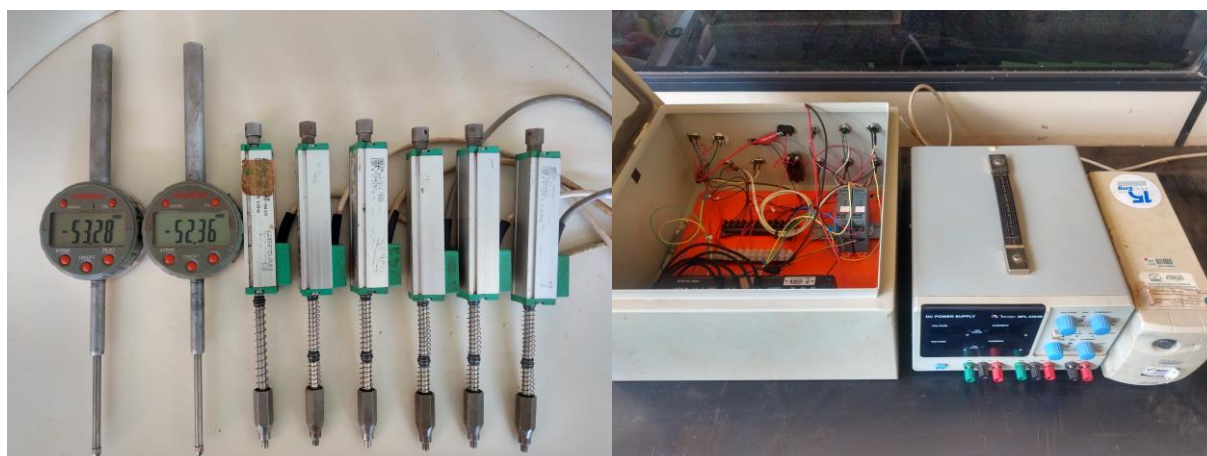


(a)

(b)

Figura 4.7: Sistema de aplicação de carga: (a) macaco hidráulico; (b) célula de carga

O sistema de medição de deslocamentos é composto por seis transdutores lineares de deslocamentos, da marca Gefran®, modelo PY2-C-50, com curso total de 50mm (Figura 4.8a). Além de dois deflectômetros digitais, da marca Digimess®, resolução de 0,01mm e curso total de 50mm (Figura 4.8a).



(a)

(b)

Figura 4.8: Sistema de aquisição e medição de deslocamentos: (a) transdutores linear de deslocamentos e deflectômetros digitais; (b) sistema de aquisição, fonte de alimentação e nobreak.

Os transdutores e os deflectômetros digitais foram posicionados em uma viga, com seus apoios

posicionados a uma distância mínima de 1,5m da placa de ensaio, de forma que não houvesse contato direto da viga com terreno circunvizinho ou do sistema de reação.

A aquisição de dados dos transdutores lineares de deslocamento e da célula de carga foi realizada por uma placa de aquisição da marca MC[®], modelo USB-1616HS, 16 bits, com uma frequência de leituras dos dados de até 1 leitura por segundo (Figura 4.8b).

4.2.3.2 Procedimento de ensaio

A execução do ensaio deve seguir um procedimento adequado a fim de minimizar erros e garantir que haja repetibilidade nos ensaios. Dessa forma, alguns pormenores devem ser elencados e discutidos de forma independente, com todos os detalhes necessários.

Antes do início dos ensaios, foi realizada a limpeza do terreno e a remoção de uma camada superficial de aproximadamente 0,3m. A fim de remover a matéria orgânica e evitar o apoio das placas em uma camada possivelmente pré-adensada. Os ensaios foram realizados na superfície dessa camada regularizada.

Inicialmente, a placa deve estar apoiada em uma superfície nivelada (Figura 4.9a). A fim de garantir um contato uniforme da placa com o solo, a norma brasileira indica a utilização de um colchão de areia (Figura 4.9b) sob a placa de no máximo 2,5cm (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019). Outras normativas, como a inglesa e alemã, sugerem ainda o uso de gesso, no caso de solos argilosos (BRITISH STANDARDS INSTITUTION, 1990; DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG, 2012). Embora haja a possibilidade do uso de gesso, foi utilizada a técnica do colchão de areia, devido a ampla disponibilidade do material no local da pesquisa.

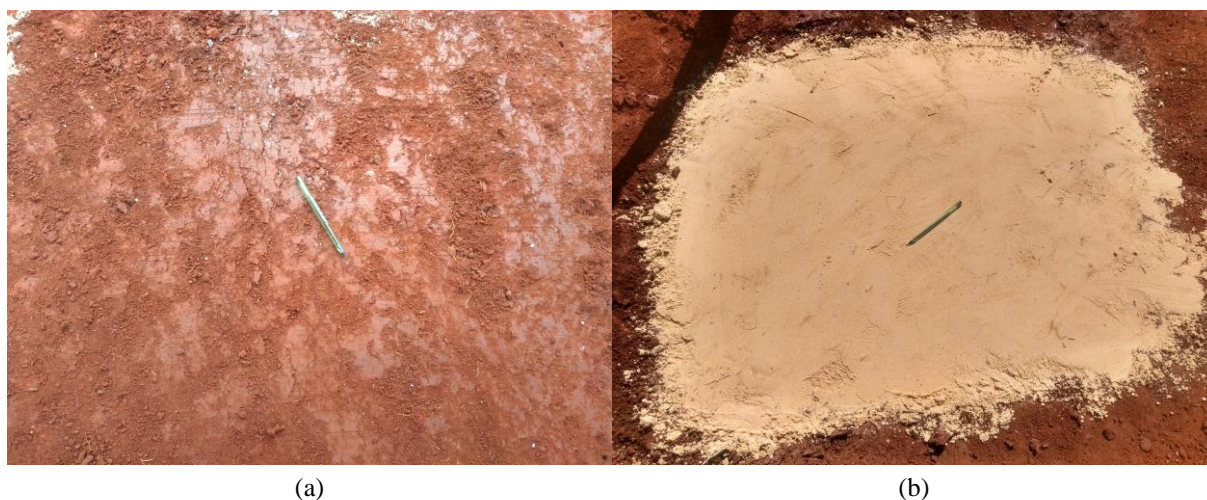


Figura 4.9: Procedimento de ensaio: (a) nivelamento do terreno; (b) aplicação de camada de areia fina.

Posteriormente, realizou-se o posicionamento da placa de ensaio, observando que a mesma estivesse na posição correta e nivelada. Na sequência, posicionou-se o macaco, chapa de aço, célula de carga e a chapa de aço. Por fim, foi colocado o suporte dos transdutores de deslocamento, a instrumentação e o sistema de aquisição (Figura 4.10).



Figura 4.10: Configuração final do ensaio: (a) sistema de aquisição; (b) instrumentação.

O sistema de aplicação de carga deve garantir a premissa de que haja apenas esforços axiais atuando na placa. Para tal, a célula de carga utilizada possuía um formato oval (*i.e.*, rotulando o sistema) garantindo que somente cargas axiais fossem aplicadas durante o ensaio. Os dados de deslocamentos têm um papel importante no estudo do comportamento do solo. Portanto, é essencial que sejam lidos de forma adequada sem qualquer interferência. Para tal, na base de cada transdutor linear de deslocamento, posicionou-se uma placa de vidro lubrificada, evitando que qualquer atrito ocorresse e interferisse nas leituras.

Os transdutores de deslocamentos foram posicionados em posições estratégicas para entender adequadamente o comportamento do solo, e coibir possíveis erros no ensaio. Assim, três transdutores de deslocamento foram posicionados sobre as bordas da placa, espaçados em 120° . Ainda, mais dois transdutores foram posicionados: o primeiro próximo a base do macaco e o segundo sobre o solo, a 10cm da borda da placa.

No caso da placa quadrada, foram posicionados quatro transdutores lineares de deslocamento, sendo um em cada extremidade da placa. Do mesmo modo ao que foi executado na placa circular, foram posicionados transdutores próximo a base do macaco e a 10cm da borda da placa.

Por fim, utilizou-se para ambas as placas, um deflectômetro digital para o controle dos deslocamentos. O mesmo foi posicionado próximo ao centro da placa nos dois casos. O emprego deste equipamento foi importante para a conferência dos deslocamentos medidos.

Somente após ser realizado todo o processo de posicionamento da placa, do macaco e do sistema de aquisição foi possível iniciar o ensaio. Acionou-se o macaco, de forma manual, até atingir a carga do estágio. Após atingida a carga, a mesma foi mantida através de sucessivos incrementos de carga de forma manual. Observando que a carga estivesse em um intervalo de $\pm 1\text{kN}$ da carga alvo do estágio. Ainda, atentou-se para que a velocidade de incremento e de decremento da carga do estágio fosse a mais próxima possível.

Findada a prova de carga, a placa era removida e posteriormente eram realizados os ensaios para a determinação do teor de umidade natural e o ensaio de penetração dinâmica. Mais informações a respeito dos ensaios serão discutidas nas seções subsequentes.

4.2.4 Teor de umidade natural

Após a retirada de todo o aparato necessário para a realização da prova de carga era realizada a extração das amostras para a determinação do teor de umidade. Para tal, empregou-se um trado manual. Foram retiradas amostras de três profundidades distintas, como ilustrado na Figura 4.2.

Após a retirada das amostras de solo, as mesmas eram acondicionadas em sacos herméticos e transportadas imediatamente para o laboratório. Para a determinação do teor de umidade, seguiram-se as recomendações da ABNT NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016b).

4.2.5 Ensaio de penetração dinâmica - DCP

Após a extração das amostras de solo para a determinação do teor de umidade, procedeu-se com o ensaio de penetração dinâmica. O procedimento do ensaio de penetração dinâmica seguiu as recomendações da ASTM D6951 (ASTM INTERNATIONAL, 2009). O ensaio foi realizado a uma distância X do borda da placa, sendo X a medida do diâmetro para a placa circular e do lado para a placa quadrada, como ilustrado na Figura 4.2.

4.3 PROCEDIMENTOS DE LABORATÓRIO

Nesta seção serão apresentados os procedimentos para a execução dos ensaios de caracterização do solo e dos ensaios complementares. Os ensaios seguiram os procedimentos recomendados

pelas normas técnicas brasileiras. Para os ensaios, que porventura, não possuam normativa nacional, será adotado a normativa internacional adequada ou as recomendações sugeridas na bibliografia técnica.

Os ensaios de laboratório da presente pesquisa foram realizados no Laboratório de Geotecnia – LABGEO - da Universidade de Passo Fundo. Esses ensaios têm caráter complementar, visando apenas corroborar os dados presentes na bibliografia e atestar que o solo em estudo possui as mesmas características.

4.3.1 Preparação das amostras indeformadas

Para a realização dos ensaios triaxiais e de sucção, utilizou-se corpos de prova de 5cm de diâmetro e 10cm de altura. Dessa forma, a partir da extração dos blocos indeformados – processo este descrito no item 4.2.2 –, iniciou-se a moldagem dos corpos de prova. Primeiramente, seccionou-se o bloco indeformado coletado (Figura 4.11a) em blocos menores (Figura 4.11b).



Figura 4.11: Processo de moldagem das amostras indeformadas: (a) bloco indeformado; (b) seccionamento em blocos menores;

Posteriormente, empregou-se um processo de talhagem (Figura 4.12a) até obter as dimensões desejadas (Figura 4.12b).



Figura 4.12: Processo de moldagem das amostras indeformadas: (a) processo de talhagem; (b) amostra final.

Cabe destacar que o processo é moroso, pois é necessário extremo cuidado afim de evitar qualquer quebra da cimentação ou perturbação do corpo de prova. Ainda, é necessário observar que a amostra permaneça em sua posição correta no que tange seu topo e a sua base, tal qual ela estava em campo.

Posterior a moldagem, foram obtidos as dimensões, massa e teor de umidade dos corpos de prova, e assim obtidos os índices físicos das amostras esculpidas.

4.3.2 Preparação das amostras deformadas

As amostras foram coletadas no campo experimental, em uma área próxima à da execução dos ensaios, a uma profundidade de 0,5m (Figura 4.1). O procedimento de preparação das amostras seguiu os protocolos definidos na ABNT NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016b).

4.3.3 Determinação do teor de umidade

No que tange a determinação do teor de umidade seguiram-se os procedimentos da ABNT NBR 6457 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016b). As amostras coletadas foram dispostas em cápsulas de metal, pesadas em balança digital (com a precisão indicada), dispostas na estufa por 24h e novamente pesadas. Esse procedimento possibilitou o cálculo do teor de umidade do solo.

4.3.4 Limites de Atterberg

O ensaio de limite de liquidez consiste em determinar a umidade, responsável por fechar uma ranhura feita no solo através de um cinzel, por meio da aplicação de 25 golpes, utilizando o aparelho de Casagrande (Figura 4.13a). O umedecimento da amostra foi realizado de forma crescente, com o mínimo de cinco pontos de umidades distintos. O mesmo é regido pela ABNT NBR 6459 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016c).

O ensaio de limite de plasticidade tem como objetivo determinar o teor de umidade necessário para moldar um cilindro de solo, com 3mm de diâmetro e 100mm de comprimento (Figura 4.13b). O cilindro, quando moldado no seu limite de plasticidade, apresenta pequenas fissuras em sua superfície. A fim de garantir a confiabilidade do ensaio, foram realizadas 3 moldagens distintas, sendo o índice de plasticidade a média das mesmas. O ensaio é normatizado pela NBR 7180 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016d).



Figura 4.13: Instrumentos utilizados para a realização do ensaio de limites de consistência: (a) aparelho de Casagrande; (b) placa de vidro e barra metálica de referência.

4.3.5 Peso específico dos grãos

O peso específico dos grãos do solo foi realizado utilizando o método do picnômetro, o mesmo está normatizado na ABNT NBR 6458 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016e). O método consiste em comparar a massa do picnômetro preenchido com água e a massa do picnômetro preenchido com certa massa de solo mais água (Figura 4.14). Deve-se garantir que todas as moléculas de ar sejam retiradas de dentro do picnômetro. Para tal, nesta pesquisa, empregou-se o procedimento de banho maria.



Figura 4.14: Determinação do peso específico dos grãos: (a) amostra em repouso; (b) etapa de pesagem.

4.3.6 Análise granulométrica

A análise granulométrica é o ensaio responsável por caracterizar o tamanho das partículas que constituem o solo e a sua porcentagem de ocorrência. O processo é dividido em duas partes, a primeira por peneiramento e a segunda por sedimentação, como prescreve a ABNT NBR 7181 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2016f).

O processo de peneiramento é dividido em duas etapas distintas: (i) peneiramento grosso e (ii) peneiramento fino. O primeiro é realizado para as partículas de diâmetro maiores de que 2mm. O segundo, para as partículas presentes na faixa de 2mm – 0,075mm. A execução do ensaio consiste no peneiramento de uma certa quantidade de solo, em uma série de peneiras padronizadas, e a pesagem da massa retida em cada peneira.

No processo de sedimentação, uma certa quantidade de solo passante na peneira de 2mm, é imersa em uma solução com defloculante. A mesma permanece em repouso por 12h, e posteriormente é agitada em um dispersor em conjunto com água. Após, a dispersão é transferida para uma proveta graduada, onde a amostra permanece em repouso e são realizadas as leituras do densímetro (Figura 4.15). Finalizada a última leitura, realiza-se a lavagem do solo em peneira da 0,075mm. O material é então seco em estufa e, em seguida, realiza-se o peneiramento fino.



Figura 4.15: Análise granulométrica: (a) etapa de sedimentação; (b) etapa de lavagem do solo para posterior peneiramento fino.

4.3.7 Sucção mátrica

Para a execução dos ensaios, utilizou-se o papel filtro Whatman nº 42. O papel foi usado diretamente da caixa, no estado seco ao ar. Nesta condição o mesmo apresenta uma umidade inicial de 6%. As equações de calibração da sucção mátrica “S”, em kPa em função da umidade do papel filtro foram apresentadas no item 2.2.1.

A fim de avaliar as condições do solo em seu estado natural, e evitar qualquer influência da quebra de sua estrutura, utilizou-se amostras indeformadas para a realização dos ensaios de sucção mátrica. As amostras apresentavam dimensões de 5cm de diâmetro por 10cm de altura.

A fim de obter a curva característica, ou seja, determinar o a sucção do solo em teores de umidades diferentes, é necessário que se realize o processo de secagem do material ao ar (Figura 4.16a) ou de umedecimento da amostra (Figura 4.16b).

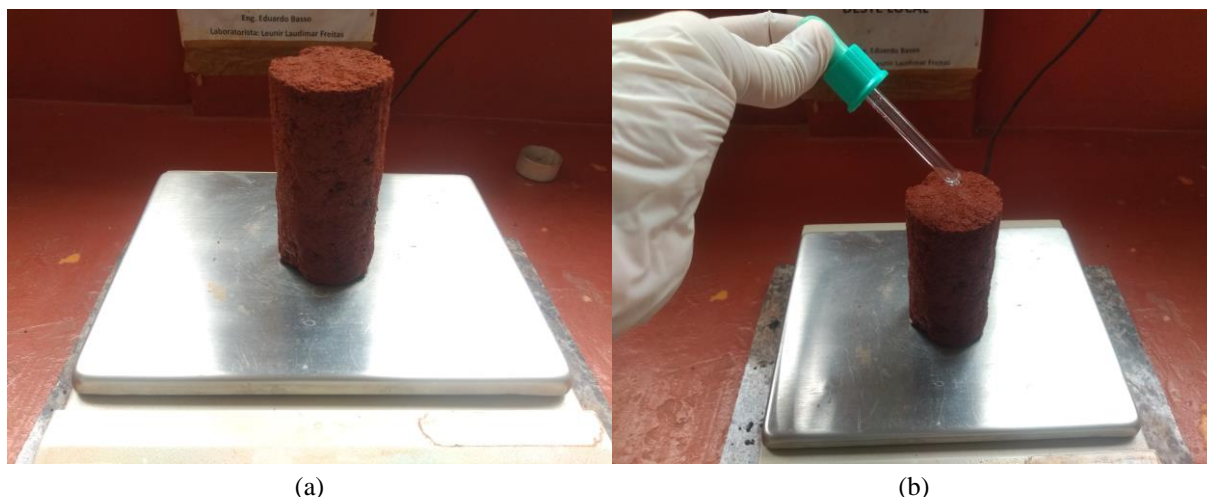


Figura 4.16: Ajuste no teor de umidade dos corpos de prova: (a) processo de secagem ao ar; (b) processo de umedecimento.

Atingido o teor de umidade alvo do corpo de prova, iniciou-se o procedimento de ensaio. Foram dispostos no topo e na base do corpo de prova três fragmentos de papel filtro, dois destes com área de aproximadamente 2cm^2 e um com uma área de cerca de 6cm^2 . O pedaço de maior área, era posicionado em contato com o solo, e os demais sobre este (Figura 4.17a). A função deste fragmento de papel filtro em contato com o solo é a de servir como um “filtro” para os pedaços que são posicionados sobre este. E assim evitar com que partículas de solo interfiram na medição da sucção. Afinal, findado o tempo descrito pelo procedimento, todos os papeis, teoricamente, atingirão uma condição de equilíbrio no que no que corresponde a sua sucção.

A fim de evitar qualquer alteração das características do material, o manuseio do papel filtro foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica. Findado o procedimento, o conjunto de papel filtro e amostra era envolto em papel filme (Figura 4.17b) e acondicionado em uma embalagem hermética (Figura 4.17c). As amostras foram acondicionadas em uma caixa de isopor (Figura 4.17d), por um período mínimo de 14 dias. Tempo superior ao sugerido pela literatura de sete (LEONG *et al.*, 2002; MARINHO, 1995, 1997; RAHARDJO & LEONG, 2006), de forma que o papel filtro Whatman nº 42, atinja uma condição de equilíbrio.

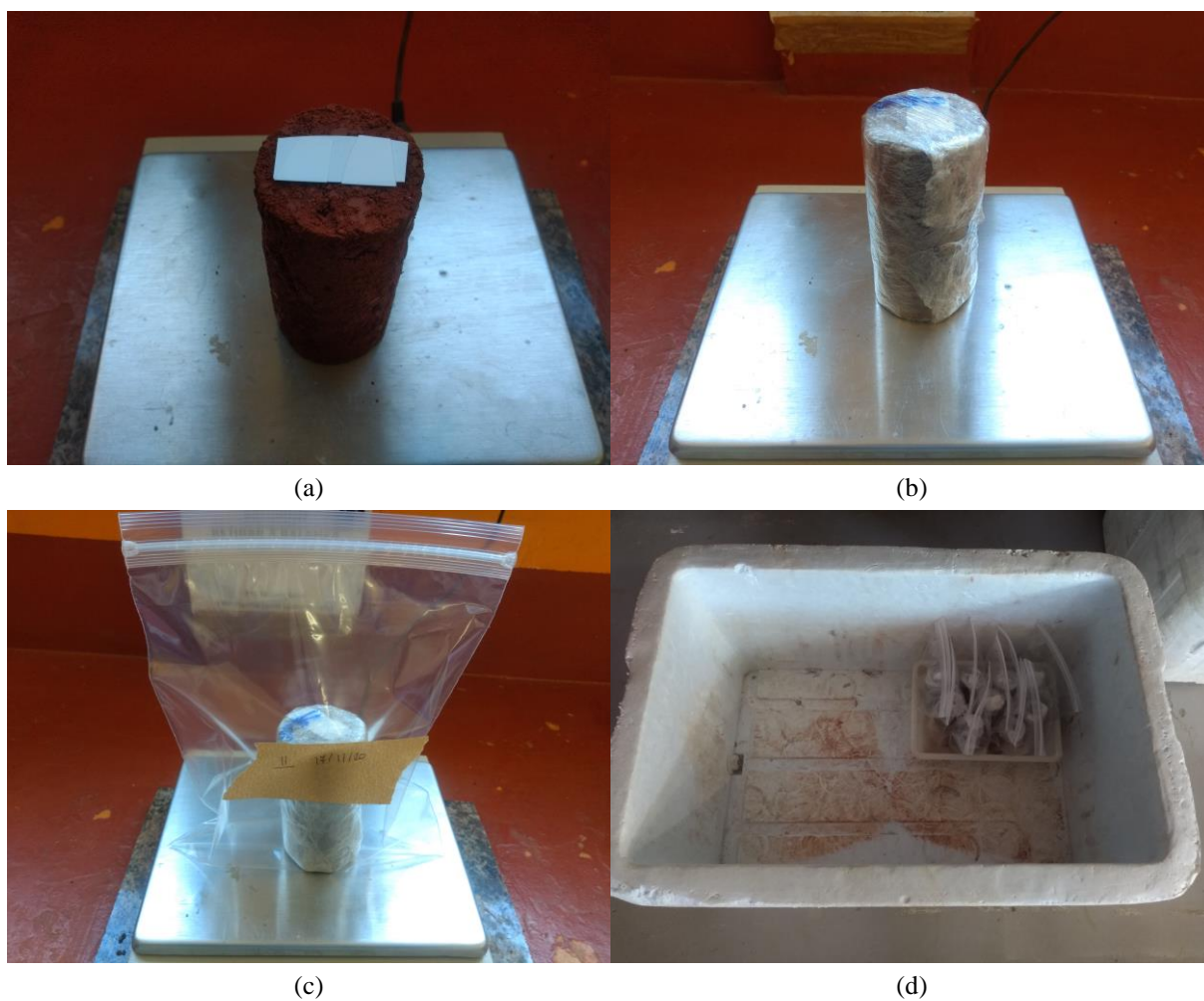


Figura 4.17: Execução da técnica do papel filtro: (a) Posicionamento dos papéis filtro com o auxílio de pinça; (b) vedação do corpo de prova com papel filme; (c) disposição do corpo de prova em embalagem hermética; (d) disposição das amostras em caixa de isopor.

Atingido o estado de equilíbrio, os papéis filtro eram retirados da amostra - com o auxílio de uma pinça - e, posicionados em cápsulas metálicas que haviam sido previamente pesadas. Posteriormente, o conjunto era pesado (Figura 4.18a) utilizando uma balança de precisão com resolução de 0,0001g. Esta operação era realizada dentro de 3 a 5s, a fim de evitar com que ocorra alterações consideráveis de umidade.



Figura 4.18: Processo de pesagem do papel filtro: (a) Balança de precisão; (b) capsulas contendo o papel filtro na estufa para secagem.

Obtido o peso úmido do conjunto, as amostras eram levadas à estufa, com temperatura constante de 60°C, por 48h. Após a secagem, as amostras eram novamente pesadas uma balança com resolução de 0,0001g, e o peso seco do conjunto determinado. Por meio do teor de umidade e das equações de calibração (2.1) e (2.2), foi determinada a sucção do papel filtro.

4.3.8 Ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado

O ensaio triaxial consolidado isotropicamente drenado (CID) foi realizado no Laboratório de Geotecnia (LABGEO), da Universidade de Passo Fundo. Empregou-se uma amostra de 5cm de diâmetro e 10cm de altura, e em conformidade com a normativa D7181 (ASTM INTERNATIONAL, 2020). As considerações acerca das correções de área do corpo de prova, se basearam nas considerações de La Rochelle *et al.* (1988).

O equipamento triaxial empregado (Figura 4.19) conta com duas interfaces ar/água (Figura 4.20a), para a aplicação da pressão confinante e para a contrapressão. Para executar a medição das pressões, o equipamento conta com dois transdutores de pressão (Figura 4.20b) (*i.e.*, confinante e base), sendo seu controle efetuado manualmente (Figura 4.20c).



Figura 4.19: Equipamento triaxial utilizado.

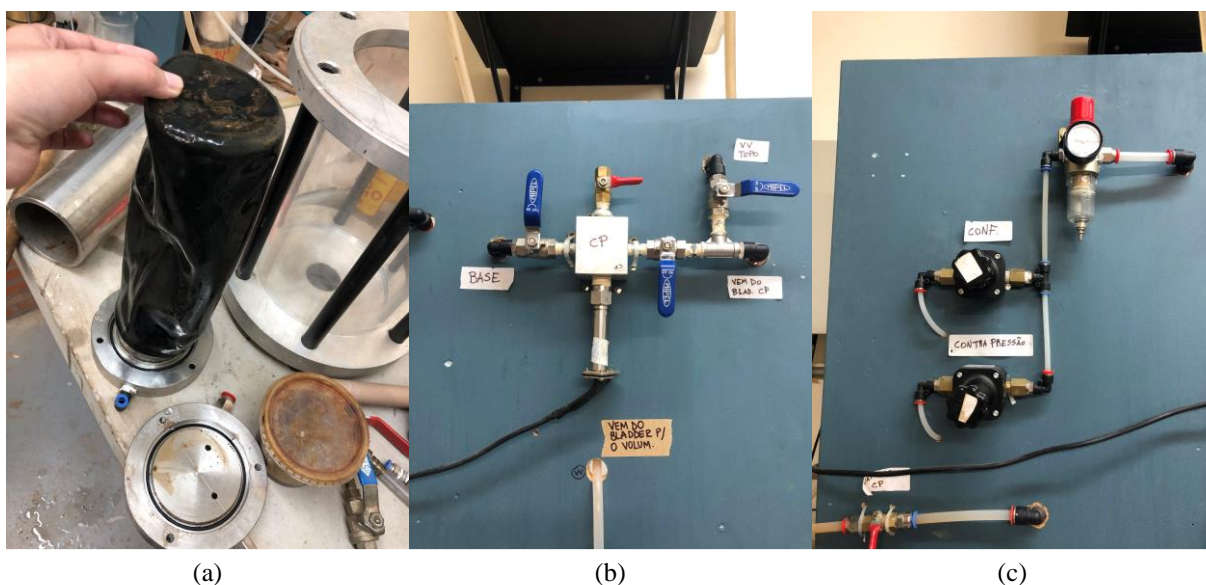


Figura 4.20: Componentes do equipamento triaxial: (a) interface ar/água (desmontado); (b) transdutor de pressão; (c) válvulas de controle manuais.

A medição dos deslocamentos foi realizada internamente através de dois transdutores de deslocamento, aderidos a membrana. Ainda, através da conversão de passos do motor, pode-se determinar as medidas externas de deslocamento. A variação volumétrica foi obtida através de um medidor externo do tipo *Imperial College* (Figura 4.21a). O carregamento foi aplicado por um motor de passo posicionado internamente ao suporte do equipamento (Figura 4.21b). Por fim, a medida da carga foi realizada externamente através de uma célula de carga (Figura 4.21c).

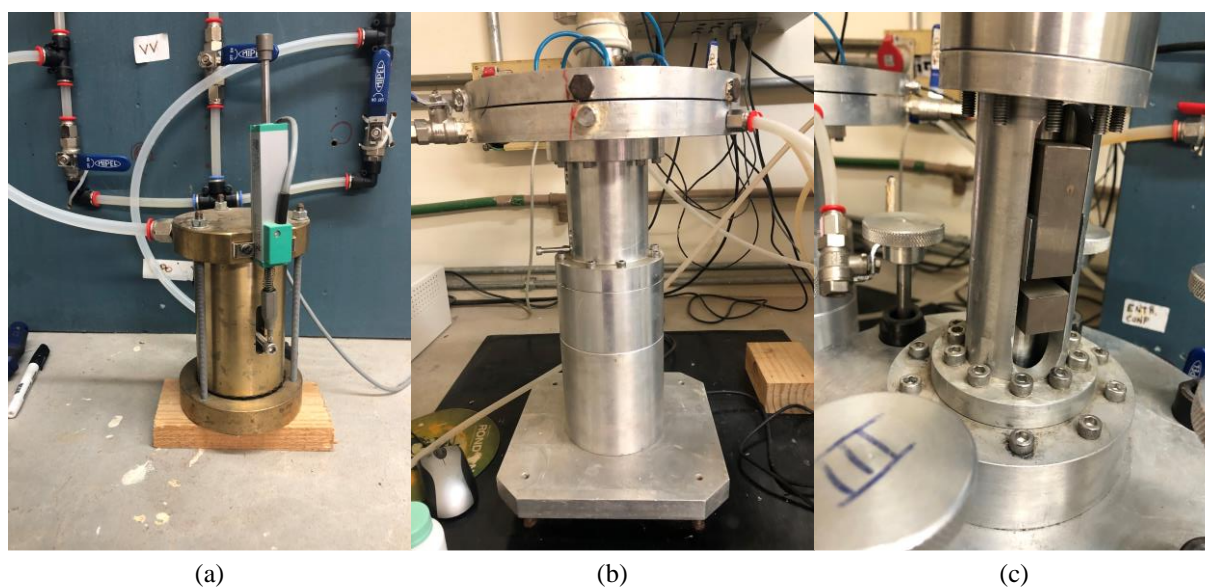


Figura 4.21: Componentes do equipamento triaxial: (a) medidor volumétrico do tipo *Imperial College*; (b) suporte do motor de passo; (c) célula de carga.

A montagem do ensaio consistiu, inicialmente, na limpeza de toda a base da câmara do equipamento (Figura 4.22a). Na sequência, posicionou-se a pedra porosa - previamente saturada - e o papel filtro (Figura 4.22b) e assim colocou-se o corpo de prova (Figura 4.22c).

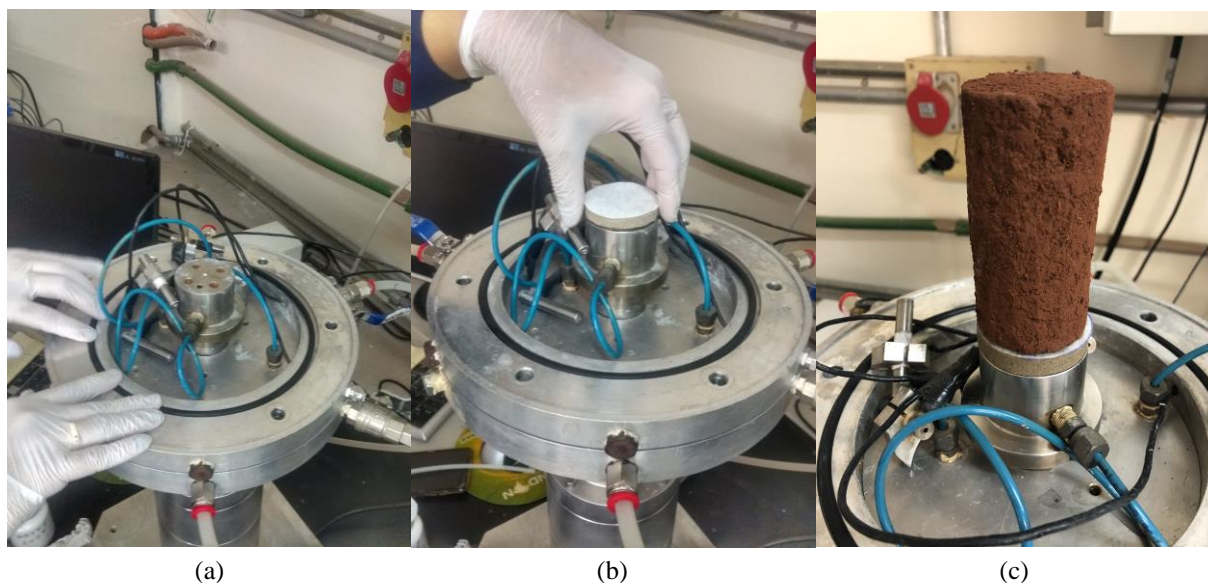


Figura 4.22: Procedimento do ensaio: (a) limpeza da base; (b) posicionamento da pedra porosa e papel filtro; (c) posicionamento do corpo de prova.

Na sequência, realizou-se a marcação na membrana da posição da instrumentação interna (Figura 4.23a). Posicionou-se a membrana e os anéis de vedação no molde de PVC (Figura 4.23b), e posteriormente, colocou-se a membrana no corpo de prova. Neste momento, posicionou-se papel filtro, a pedra porosa e o cabeçote de topo (Figura 4.23c).

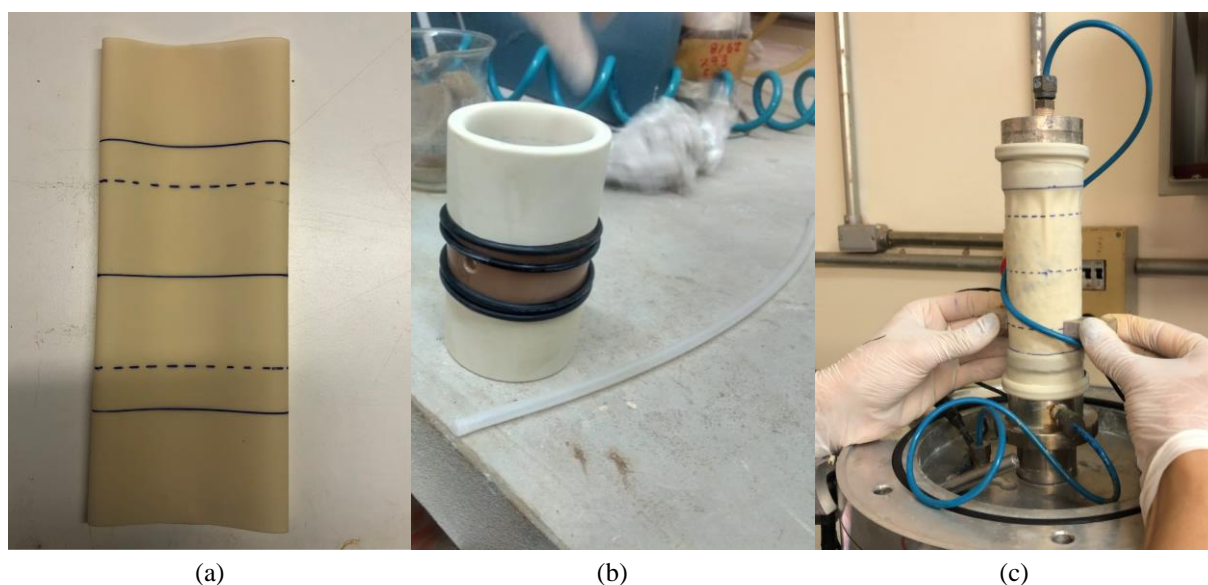


Figura 4.23: Procedimento do ensaio: (a) marcação na membrana da instrumentação; (b) posicionamento da membrana e dos anéis de vedação no molde de PVC; (c) colocação da membrana no corpo de prova.

Os transdutores de deslocamento foram colados na membrana que contorna o corpo de prova (Figura 4.24a), e ajustados na sua posição correta. Findado esse processo, instalou-se a câmara do equipamento (Figura 4.24b), e a mesma foi fechada. Tomou-se cuidado para que o pistão da célula de carga estivesse na posição correta. Sucedeu-se com o enchimento da câmara com água filtrada (Figura 4.24c).

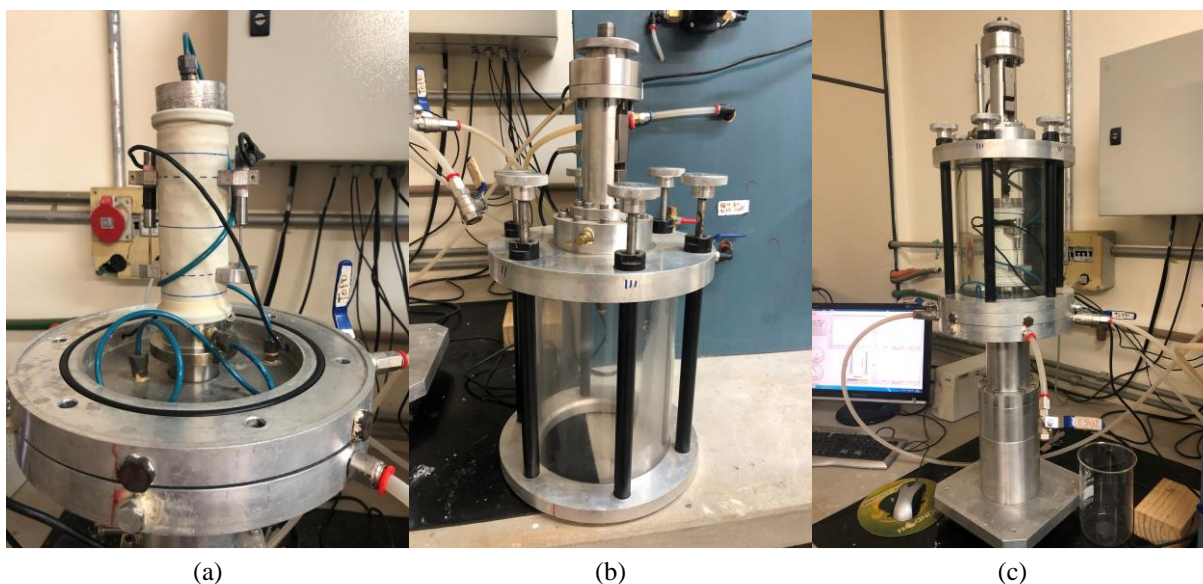


Figura 4.24: Procedimento do ensaio: (a) colagem dos transdutores de deslocamento; (b) posicionamento da câmara; (c) enchimento da câmara.

Findada a fase de montagem do equipamento, iniciou-se a saturação do corpo de prova em duas etapas distintas: percolação com água e saturação através da aplicação de contrapressão. Na primeira etapa, percolou-se a água no sentido do topo para a base, mantendo uma tensão efetiva de 15kPa, a fim de impedir que haja um fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana. Esse processo foi cessado quando o volume percolado foi equivalente a duas vezes o volume de vazios do corpo de prova.

Na segunda etapa, aplicou-se incrementos de pressão confinante e contrapressão de mesma magnitude, afim de manter uma tensão efetiva de 15kPa. Este processo foi interrompido somente ao se atingir a saturação do corpo de prova. Para atestar a saturação, mediu-se o parâmetro B (SKEMPTON, 1954) no momento da aplicação do incremento de pressão. Um corpo de prova é dito saturado em solos muito rígidos ou cimentados, quando o parâmetro $B \geq 0,9$ (HEAD & EPPS, 2014).

Saturado o corpo de prova, iniciou-se a fase de consolidação isotrópica. Aplicou-se incrementos na pressão confinante, até que se atingiu a tensão efetiva do ensaio. Durante a fase de consolidação a drenagem foi permitida, de forma a ser possível mensurar a variação volumétrica ocorrida no corpo de prova. A consolidação foi encerrada no momento em que não ocorreu mais variação volumétrica no corpo de prova.

Findada a etapa de consolidação, iniciou-se o cisalhamento do corpo de prova. O cisalhamento foi realizado empregando-se uma velocidade de 1mm/h. A fim de garantir que o cisalhamento ocorresse de forma drenada.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesta seção, são apresentados os resultados obtidos no decorrer do desenvolvimento da presente pesquisa. Inicialmente, é exposta a caracterização física do solo, compreendida pela análise granulométrica, limites de Atterberg, peso específico dos grãos. Ainda, são elencados os dados adquiridos através de ensaios em amostras indeformadas de solo natural, como o ensaio triaxial consolidado drenado e o ensaio de sucção. Posteriormente, é apontada a investigação geotécnica de campo, a partir das sondagens a percussão SPT. Por fim, os dados são confrontados com os dados disponíveis na literatura, previamente apresentados no capítulo 4 deste estudo.

Subsequentemente, são exibidas as provas de carga monotônicas executadas no campo experimental. As mesmas são comparadas com métodos teóricos de estimativa de capacidade de carga, previamente discutidos no capítulo 2. Posteriormente, são apresentadas e discutidas as provas de carga cíclicas realizadas. Por fim, são expostas as análises em termos de rigidez através dos módulos de elasticidade tangente e secante.

5.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

Por se tratar de um novo patamar de ensaios, diferente do empregado nos estudos previamente realizados, é de suma importância atestar que o mesmo possui as mesmas características, de forma que seja possível comparar diretamente os resultados obtidos. Dessa maneira, foram realizados ensaios de caracterização física e mecânica em laboratório. Complementarmente, foram executados ensaios de campo, visando detectar possíveis variações da resistência ao longo do perfil de solo.

5.1.1 Análise Granulométrica

Após a realização de todas as etapas do ensaio de granulometria, é possível gerar o gráfico final da composição granulométrica do solo. Neste, é disposto, respectivamente, a porcentagem passante - no eixo das ordenadas, e o diâmetro dos grãos (em escala logarítmica) – no eixo das abcissas, como pode ser observado na Figura 5.1.

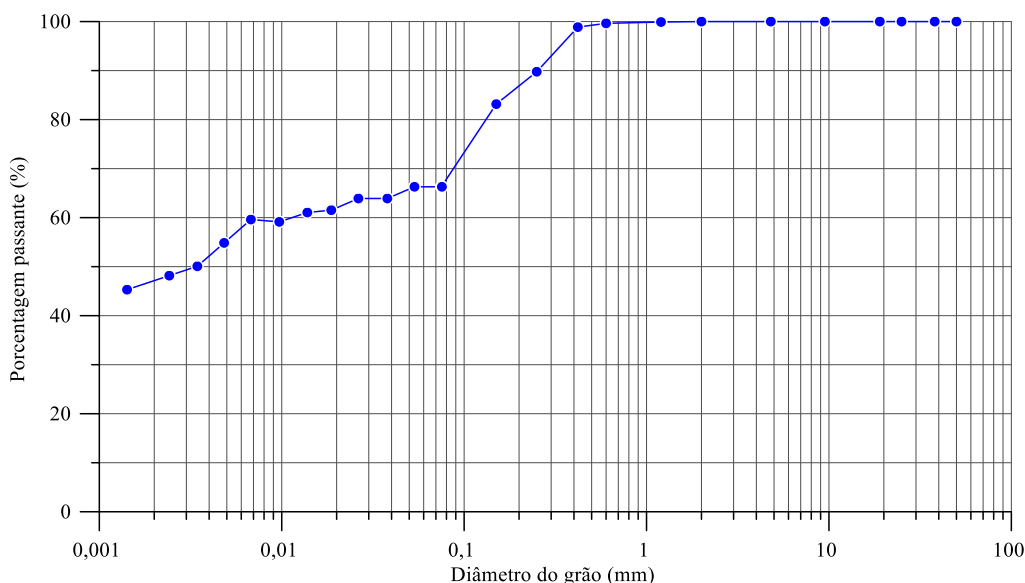


Figura 5.1: Curva granulométrica do solo residual do campo experimental.

A partir da distribuição granulométrica, é possível determinar a fração granulométrica (*i.e.*, argila, silte, areia e pedregulho) presente no material. Para tal, utilizou-se a classificação proposta pela NBR 6502 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1995), como pode ser verificado na Tabela 5.1. Ainda, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos - SUCS, o solo apresenta o comportamento MH (silte de alta compressibilidade).

Tabela 5.1: Distribuição granulométrica

Parâmetro (unidade)	Valor					
	Este estudo	Dalla Rosa (2004) ⁽¹⁾	Ruver (2011)	Thomé <i>et al.</i> (2017)	Carretta (2018)	Schulz (2020)
Porção de Argila (%)	45,30	64,60	59,00	68,00	60,00	50,00
Porção de Silte (%)	21,00	7,20	19,90	5,00	5,00	16,00
Porção de Areia (%)	33,70	28,20	21,10	27,00	35,00	33,00
Porção de Pedregulho (%)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Classificação SUCS	MH	MH	CL	CH	ML	ML
Posição da amostra (m)	0,5	-	-	1,2	3,0	2,0

⁽¹⁾ Valores médios a partir dos dados de amostras ao longo do perfil do solo, até a profundidade de 5m, apresentados nos estudos de Dalla Rosa & Thomé (2004) e Dalla Rosa *et al.* (2004).

Verifica-se, no comparativo com os dados obtidos por Dalla Rosa *et al.* (2004), Ruver (2011), Thomé *et al.* (2017), Carretta (2018), Schulz (2020), que há uma certa similaridade nas características gerais desse solo, principalmente devido ao fato do solo residual do campo experimental ter como principal característica a grande homogeneidade no que tange os índices físicos. Contudo, pequenas variações, como as observadas nesse estudo, como uma menor fração de argila, e uma maior fração de silte, estão ligadas a profundidade na qual as amostras foram retiradas, como pode ser verificado na Figura 3.5. Isso ocorre devido a uma maior influência do intemperismo físico e químico na camada superficial. Além do fato de que ao aumentar a profundidade, pode ocorrer um aumento no teor de finos devido a translocação das partículas através do perfil do solo que ocorre durante o período de chuvas, como observado por Gidigasu (1976), Rahardjo *et al.* (1995) e Volkoff (1998).

5.1.2 Limites de Atterberg

A partir da realização dos ensaios de limite de liquidez e de plasticidade, pôde-se determinar os limites de Atterberg, como pode ser visualizado na Tabela 5.2. Ainda, de forma comparativa, são apresentados os dados da literatura acerca do solo residual do campo experimental de Passo Fundo, previamente apresentados na Tabela 3.1.

Tabela 5.2: Comparativo dos resultados de limites de Atterberg

Parâmetro (unidade)	Valor					
	Este estudo	Dalla Rosa (2004) ⁽¹⁾	Ruver (2011)	Thomé <i>et al.</i> (2017)	Carretta (2018)	Schulz (2020)
Limite de Liquidez (%)	54,65	54,20	41,20	53,00	42,00	33,00
Limite de Plasticidade (%)	36,01	35,50	31,10	42,00	31,00	41,00
Índice de Plasticidade (%)	18,65	18,70	9,10	11,00	11,00	8,00

⁽¹⁾ Valores médios a partir dos dados de amostras ao longo do perfil do solo, até a profundidade de 5m, apresentados nos estudos de Dalla Rosa & Thomé (2004) e Dalla Rosa *et al.* (2004).

Nota-se ao analisar comparativamente os resultados obtidos, que há uma pequena diferença no que tange os valores do limite de liquidez e plasticidade encontrados. Isto é decorrente da posição em que as amostras foram retiradas (*i.e.*, relacionado ao intemperismo) e a própria variabilidade do ensaio. Sendo semelhantes aos valores médios determinados ao longo do perfil de solo por Dalla Rosa *et al.* (2004) e ligeiramente superiores aos determinados pelos demais autores.

5.1.3 Índices físicos do solo

A partir da extração de blocos de solo, foram esculpidas amostras indeformadas de solo para a utilização nos ensaios de sucção e triaxial, de forma com que, a partir dessas amostras, foram obtidos os índices físicos do solo. A Tabela 5.3 apresenta os dados dos corpos de prova, o tipo de ensaio realizado e seus respectivos índices físicos (i.e., teor de umidade “w”, peso específico aparente seco “ γ_d ”, peso específico natural “ γ_n ”, índice de vazios “e”, grau de saturação “S” e a porosidade “ η ”).

Vale destacar que as amostras 2 e 5, apresentadas na tabela, foram utilizadas exclusivamente para a obtenção dos índices físicos.

Tabela 5.3: Índices físicos das amostras indeformadas

Amostra	Ensaio	w (%)	γ_d (kN/m ³)	γ_n (kN/m ³)	e	S (%)	η (%)
1	CID	29,97	12,54	16,30	1,15	70,15	53,56
2	-	29,45	12,14	15,71	1,22	64,96	55,04
3	CID	30,61	12,10	15,81	1,23	67,17	55,17
4	CID	29,30	12,17	15,73	1,22	64,89	54,94
5	-	29,71	12,65	16,41	1,13	70,69	53,15
6	Sucção	28,60	12,81	16,47	1,11	69,67	52,57
7	Sucção	29,54	12,68	16,42	1,13	70,60	53,05
8	Sucção	28,06	13,13	16,81	1,06	71,72	51,37
9	Sucção	31,51	12,41	16,32	1,18	72,37	54,03
10	Sucção	29,73	12,02	15,60	1,25	64,44	55,47
11	Sucção	29,18	12,72	16,43	1,12	70,15	52,90
12	Sucção	29,40	12,32	15,95	1,19	66,66	54,36
13	Sucção	30,55	12,17	15,89	1,22	67,68	54,93
14	Sucção	29,40	12,15	15,72	1,22	64,90	55,02
15	Sucção	28,67	12,73	16,38	1,12	69,05	52,86
16	Sucção	25,65	12,84	16,13	1,10	62,76	52,46
17	Sucção	27,51	12,97	16,54	1,08	68,67	51,96
Média		29,23	12,50	16,15	1,16	68,03	53,70
Desvio Padrão		1,28	0,33	0,35	0,06	2,78	1,23
CV (%)		4,38	2,66	2,17	4,93	4,09	2,29

Verifica-se que as amostras apresentaram uma variabilidade baixa em torno da média, como pode ser observado a partir do desvio padrão e do coeficiente de variação “CV”. Os valores do coeficiente de variação foram inferiores a 15%, o que indica uma baixa dispersão nos dados (WILDING & DREES, 1983). De posse dos índices físicos, buscou-se ainda, comparar com os dados presentes na literatura. A Tabela 5.4 apresenta os dados médios obtidos na pesquisa, e de forma comparativa, apresenta os dados previamente apresentados na Tabela 3.1

Tabela 5.4: Comparativo dos índices físicos

Parâmetro (unidade)	Valor						
	Este estudo	Dalla Rosa (2004) ⁽¹⁾	Ruver (2011)	Rizzon (2016)	Thomé <i>et al.</i> (2017)	Carretta (2018)	Schulz (2020)
Teor de Umidade (%)	29,23	34,90	28,90	33,00	34,00	34,60	28,50
Peso Específico dos Grãos (kN/m ³)	26,90	27,40	26,70	-	26,70	26,50	26,40
Peso Específico Natural (kN/m ³)	16,15	-	-	16,10	16,30	15,60	15,40
Peso Específico Aparente Seco (kN/m ³)	12,50	-	-	12,10	-	11,60	12,00
Índice de Vazios	1,16	-	-	1,21	1,20	1,28	1,21
Grau de Saturação (%)	68,03	-	-	73,00	75,70	72,00	62,40
Porosidade (%)	53,70	-	-	-	54,00	55,00	54,60

⁽¹⁾ Valores médios a partir dos dados de amostras ao longo do perfil do solo, até a profundidade de 5m, apresentados nos estudos de Dalla Rosa & Thomé (2004) e Dalla Rosa *et al.* (2004).

Destaca-se que os índices físicos apresentam uma grande similaridade entre todos os estudos realizados, apresentando uma variação baixa nos resultados. Considera-se que os valores são representativos do comportamento do solo residual.

5.1.4 Curva característica

A obtenção da curva característica é relevante no entendimento do comportamento do solo em seu estado não saturado, pois expressa a variação da quantidade de água presente nos poros do solo em relação a diferentes teores de sucção. Essa quantidade de água pode ser expressa em forma de teor de umidade (*i.e.*, gravimétrico ou volumétrico) ou também pelo grau de saturação.

Para a determinação da curva característica através da técnica do papel filtro, foram utilizadas amostras esculpidas a partir de blocos indeformados de solo. Suas características individuais são apresentadas na Tabela 5.5, juntamente com o tipo de trajetória utilizado (*i.e.*,

umedecimento “U” ou secagem “S”) a partir do teor de umidade inicial da amostra, e das fases nas quais as medições ocorreram.

Tabela 5.5: Índices físicos iniciais das amostras e trajetória de umedecimento ou secagem

Amostra	e	w ₀ (%)	S ₀ (%)	Trajecória	Fase 01	Fase 02	Fase 03
6	1,11	28,60	69,67	U-S-U	U	S	U
7	1,13	29,54	70,60	U-S-U	U	S	U
8	1,06	28,06	71,72	U-S-U	U	S	U
9	1,18	31,51	72,37	U-S-U	U	S	U
10	1,25	29,73	64,44	U-S-U	U	S	U
11	1,12	29,18	70,15	S-U	-	S	U
12	1,19	29,40	66,66	S-U	-	S	U
13	1,22	30,55	67,68	S-U	-	S	U
14	1,22	29,40	64,90	S-U	-	S	U
15	1,12	28,67	69,05	S-U	-	S	U
16	1,10	25,65	62,76	S-U	-	S	U
17	1,08	27,51	68,67	S-U	-	S	U

A curva característica do solo residual foi expressa em termos de grau de saturação das amostras “S” *versus* o logaritmo da sucção do solo “ Ψ ” (Figura 5.2) e teor de umidade gravimétrico “w” *versus* o logaritmo da sucção do solo “ Ψ ” (Figura 5.3). Ainda, para melhor visualização dos dados, os mesmos são classificados no que diz respeito a fase em que foram realizados.

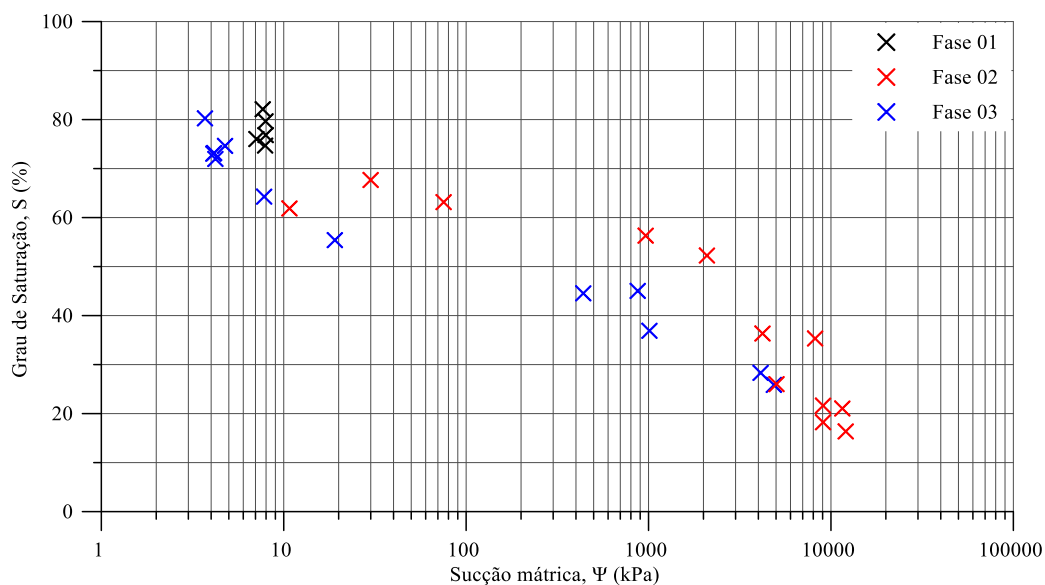


Figura 5.2: Grau de saturação *versus* sucção mátrica para o solo residual em três fases distintas: Fase 01 – umedecimento; Fase 02 – secagem; Fase 03 – umedecimento.

Nota-se, a partir da análise da Figura 5.2, que houve uma limitação no que tange o limite superior do grau de saturação do solo, sendo que não foi possível obter amostras com um grau de saturação superior a 82%. Devido a essa limitação não foi possível determinar a sucção para a faixa de 82% - 100%. Dessa forma, para obtenção da sucção seria necessário o emprego de outra técnica de medição (*e.g.*, placa de sucção, tensiômetro), como sugerido por Feuerharmel *et al.* (2006).

Ao analisar o formato da curva característica, verifica-se que a mesma possui um formato de “sela”, ou seja, um formato de curva bimodal. Este formato é característico de alguns tipos de solos, em especial solos não saturados de regiões tropicais. Outras curvas características com formato de “sela” foram determinadas por Feuerharmel (2003) para um solo coluvionares de basalto e arenito, por Bortoli (1999) para um solo coluvionar arenoso da formação Botucatu, por Bastos (1999) para um solo argilo arenoso laterítico.

O comportamento das curvas em formato de “sela” pode ser definido como sugerido por Feuerharmel (2003) e (2007) em três regiões de curva diferentes. No primeiro trecho da curva, 0 – 10 kPa, a dessaturação é governada pela macroestrutura do solo. Isso ocorre porque o solo em seu estado natural apresenta partículas argilosas fortemente agregadas com tamanho de areia, que tendem a perder água mais facilmente. Ao final desse trecho, a macroestrutura do solo está dessaturada e a água restante situa-se dentro dos agregados de argila.

Após esse primeiro trecho, há um patamar intermediário, entre 10 – 1000 kPa, onde o aumento da sucção não provoca uma variação considerável no teor de umidade. Devido a inexistência de poros de tamanho intermediário aliada ao fato da capacidade elevada de retenção de água da microestrutura. Ou seja, a água que se encontrava entre os agregados de tamanho granular (*i.e.*, macroporos) já foi eliminada na dessaturação inicial, restando a água que se encontra na microestrutura do material. Essa fase finda quando a sucção atinge valores elevados o suficiente para vencer as forças capilares que mantem as moléculas de água presas no interior da microestrutura. Assim, o terceiro trecho da curva apresenta uma redução do grau de saturação devido a retirada de água na microestrutura do solo.

Além do formato da curva característica, outro ponto fundamental é a observação da histerese (*i.e.*, diferença entre as trajetórias de umedecimento e secagem). Ao analisar os resultados das curvas características (Figura 5.2 e Figura 5.3), verifica-se uma nítida diferença entre a trajetória de secagem e a de umedecimento, fase 02 e 03 respectivamente. Caracterizando assim a histerese do material quando submetido a uma trajetória de S-U. Isso pode ser ocasionado por alterações estruturais irreversíveis na estrutura do solo, como sugerem Feuerharmel (2003) e Ng & Pang (2000).

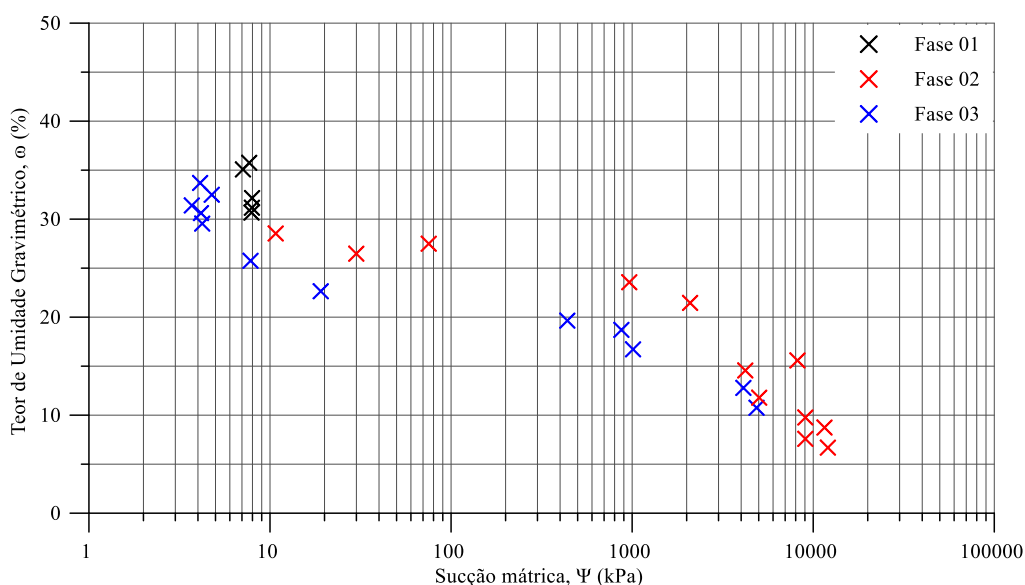


Figura 5.3: Teor de umidade gravimétrica *versus* sucção mátrica para o solo residual em três fases distintas: Fase 01 – umedecimento; Fase 02 – secagem; Fase 03 – umedecimento.

Buscou-se ainda analisar comparativamente os dados obtidos com os dados disponíveis na literatura que tange a determinação da sucção do solo – a partir da mesma técnica (*i.e.*, papel filtro), para o mesmo solo. A curva característica pode ser observada na Figura 5.4.

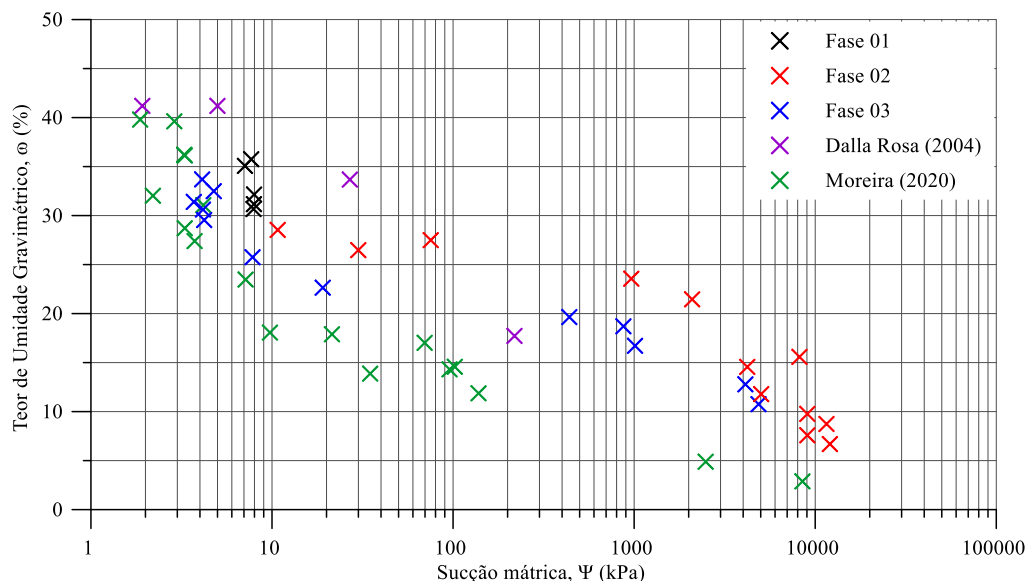


Figura 5.4: Comparativo da curva característica teor de umidade gravimétrica *versus* sucção mátrica para o solo residual em três fases distintas: Fase 01 – umedeccimento; Fase 02 – secagem; Fase 03 – umedeccimento, com os dados disponíveis na literatura. Elaborado com base nos autores supracitados.

Via de regra, o comportamento da curva característica apresenta uma mesma tendência, em termos qualitativos. A diferença quantitativa nos valores de sucção entre as curvas verificadas pode ter diversas razões: diferença na granulometria do solo, nos índices de vazios das amostras utilizadas, na história de tensões, e na história de umedeccimento e secagem. Esses fatores descritos foram observados por diversos autores, entre os quais Bortoli (1999), Tinjum *et al.* (1997) e Vanapalli *et al.* (1999). Essas pequenas diferenças nas características do solo foram discutidas previamente nas seções 5.1.1 à 5.1.3.

Contudo, para ambos os estudos, para o teor de umidade médio normalmente encontrado em campo de 30%, a sucção mátrica apresenta valores próximos a 10 kPa. De forma com que esses valores baixos de sucção, indicam que a saturação teria um efeito pequeno sobre o recalque de fundações superficiais apoiadas nesse solo (CONSOLI *et al.*, 1998).

5.1.5 Ensaios triaxiais

Nesta seção são apresentados os resultados de três triaxiais drenados executados a partir de amostras indeformadas de solo residual retiradas do campo experimental (Figura 5.5a até Figura 5.5c). Ainda, são apresentados de forma comparativa os resultados encontrados na literatura, acerca deste mesmo solo.

No que diz respeito aos ensaios, foram executados triaxiais consolidados isotropicamente drenados. Observou-se que os mesmos empregassem tensões confinantes baixas, de forma a garantir que a sua cimentação não fosse danificada. Em complemento a isso, advém o fato de que o objeto principal do estudo envolve fundações superficiais, e nessas condições, as tensões de confinamento são baixas. Aliado a isso, usar tensões que já tivessem sido utilizadas na literatura, a fim de que seja possível o comparativo dos ensaios. De modo que foram aplicadas tensões efetivas iniciais de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. A Tabela 5.3 apresenta as características de cada corpo de prova empregado.

Findados os ensaios triaxiais, observou-se que os corpos de provas ensaiados não apresentaram uma superfície de cisalhamento definida, como pode ser observado na Figura 5.5d até Figura 5.5f. Assim, foram utilizadas correções de área por embarrigamento, de acordo com as recomendações de La Rochelle *et al.* (1988).

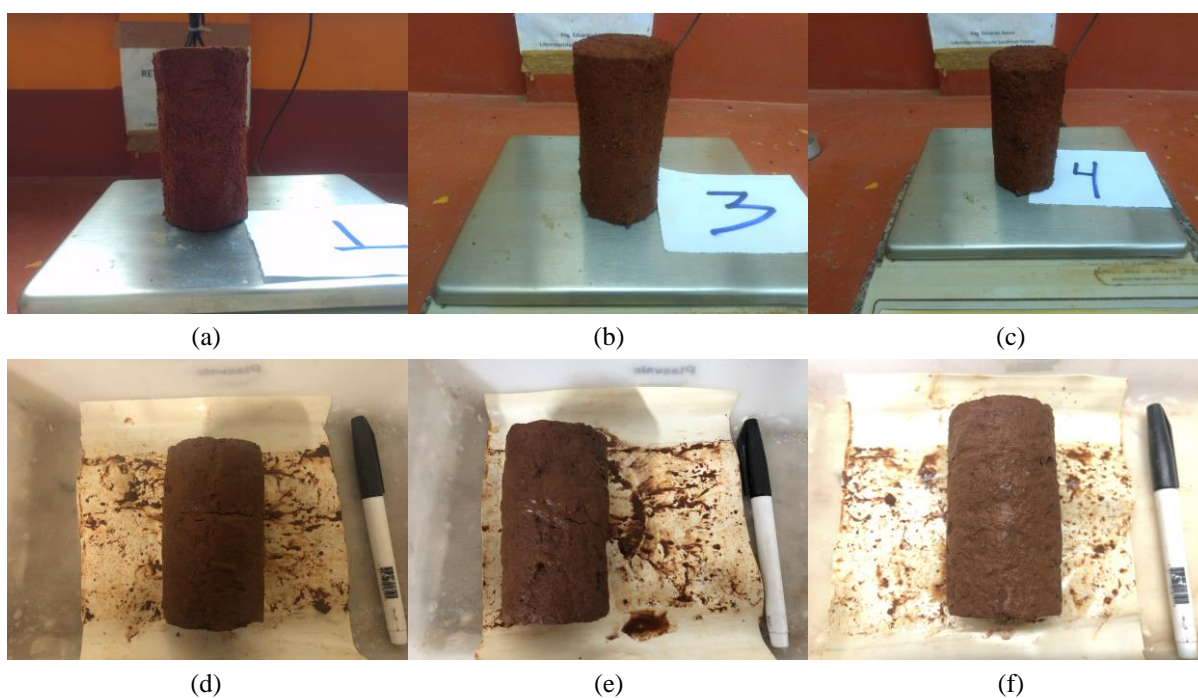


Figura 5.5: Amostras empregadas nos ensaios triaxiais antes e após o ensaio, respectivamente: (a) e (d) 20 kPa; (b) e (e) 35 kPa; (c) e (f) 50 kPa.

O comportamento tensão desvio “ q ” *versus* deformação axial “ ϵ_a ” é apresentado na Figura 5.6a. Ao analisar o comportamento inicial do ensaio, observa-se que para a menor tensão de confinamento o material apresenta a maior rigidez. Contudo, ao aumentar a tensão de confinamento, ocorre uma quebra progressiva da estrutura, diminuindo sua rigidez, como proposto por Leroueil & Vaughan (1990).

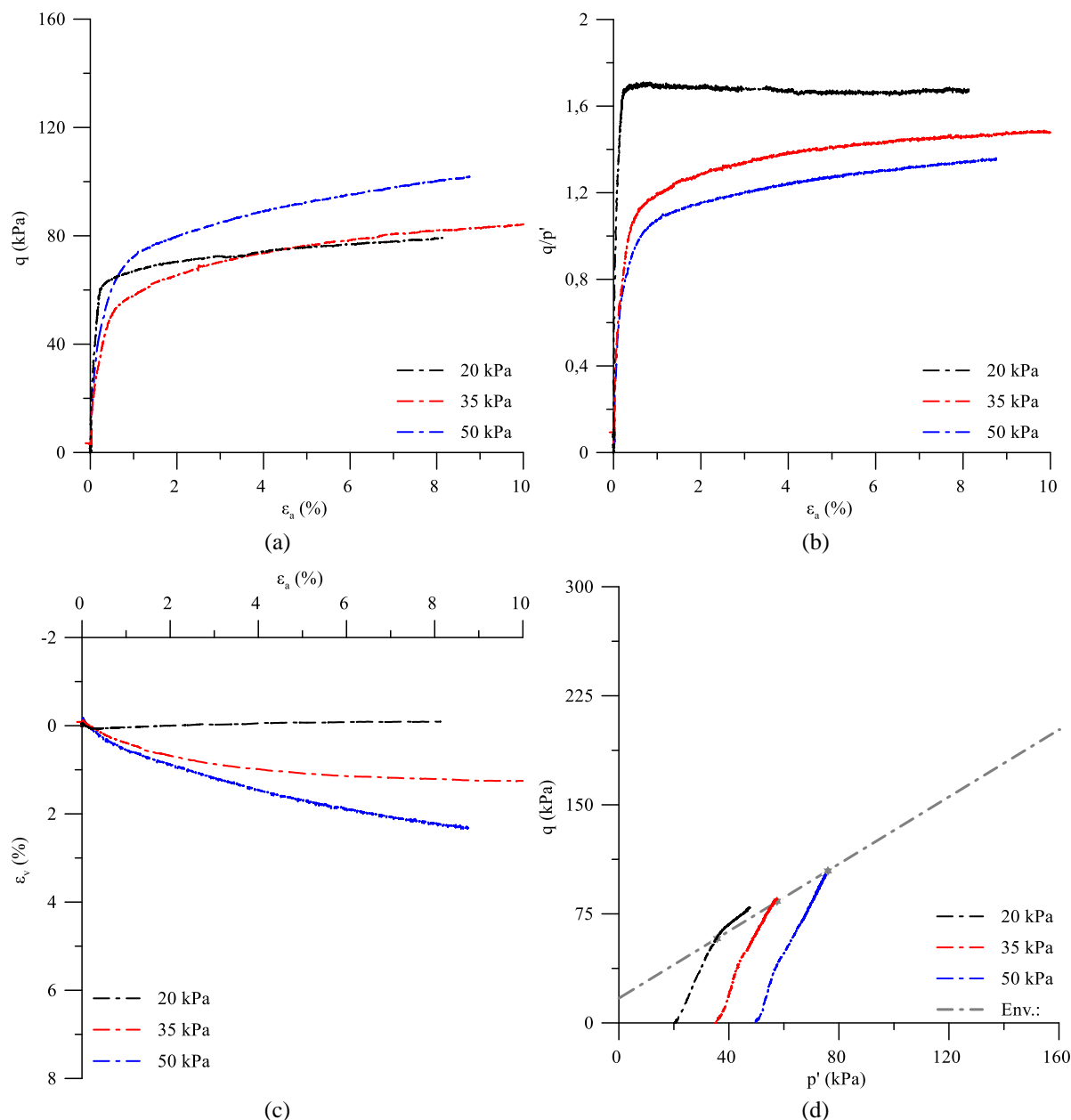


Figura 5.6: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) tensão desvio “ q ” versus deformação axial “ ϵ_a ”; (b) razão q/p' versus deformação axial “ ϵ_a ”; (c) deformação volumétrica “ ϵ_v ” versus deformação axial “ ϵ_a ”; (d) tensão desvio “ q ” versus tensão efetiva média “ p ”.

Após a plastificação, as amostras ensaiadas a tensões confinantes de 35kPa e 50kPa, apresentaram um comportamento de endurecimento, caracterizando a quebra progressiva de sua estrutura. Ou seja, as amostras apresentaram uma transição de comportamento frágil para uma resposta dúctil com o aumento da tensão confinante, como observado por Schnaid (2005). Este comportamento é característico de solos com cimentação natural ou artificialmente

cimentados (CARRETTA *et al.*, 2021; CONSOLI *et al.*, 1998; FARO *et al.*, 2015; FUTAI *et al.*, 2006; ROHLFES JÚNIOR, 1996; SANTOS *et al.*, 2020)

Outro ponto importante a ser analisado é em termos de resistência final. Verifica-se que proporcionalmente, a amostra ensaiada na tensão de confinamento de 20kPa atingiu uma resistência maior que as amostras ensaiadas nas tensões de confinamento de 35kPa e 50kPa. Possivelmente essa resistência esteja ligada a um menor índice de vazios da amostra de 20kPa. Esta amostra apresentava um índice de vazios de 1,15, enquanto as demais amostras apresentavam um índice de vazios de 1,24. Assim, por possuir um índice de vazios menor, a amostra apresenta uma estrutura com maior intertravamento dos grãos. De forma que, um maior intertravamento, proporciona um maior número de contatos e por consequência maiores pontos de cimentação, visto que o solo possui uma cimentação natural, devido a sua formação. Por essa razão, é necessário que se aplique uma tensão maior para iniciar o deslizamento entre as partículas (LAMBE & WHITMAN, 1979).

Esse efeito da estrutura pode ser mais bem observado ao analisar em termos normalizados, dividindo a tensão desvio “q” pela tensão média efetiva “p”. Ao realizar a normalização e retirar o efeito da tensão confinante, pode-se observar o efeito da cimentação para cada uma das tensões confinantes. Nota-se que para tensões de confinamento baixas (Figura 5.6b), o pico no comportamento tensão *versus* deformação ocorre a pequenas deformações. Possivelmente, essas tensões estão fora da superfície de estado limite de um solo equivalente desestruturado, como sugerem Coop & Atkinson (1993). Com o aumento das tensões, tem-se um comportamento intermediário, controlado pela parcela friccional. Ou seja, ocorre a quebra da cimentação durante o cisalhamento do solo. De forma, que o solo apresenta um comportamento equivalente a um solo desestruturado desde um ponto de plastificação bem definido, a partir de um comportamento aparentemente linear, como sugerem Coop & Atkinson (1993). Basicamente, o efeito da estrutura no solo é dependente de seu estado inicial, e sua posição em relação a curva de plastificação e da linha do estado crítico de um solo não estruturado (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990). Este comportamento foi observado também por outros autores em solos residuais (PORCINO & MARCIANÒ, 2017; SANTOS *et al.*, 2020).

No comportamento deformação volumétrica “ ε_v ” *versus* deformação axial “ ε_a ” (Figura 5.6c), nota-se que para a menor tensão ocorre um comportamento inicial compressivo, com uma posterior expansão da amostra, devido principalmente à rigidez da mesma. Para as tensões maiores, ocorre um comportamento claramente compressivo, sendo maior, com o aumento da tensão confinante e com a evolução das deformações. Ou seja, as amostras apresentaram uma

transição de comportamento dilatante para uma resposta compressiva com o aumento da tensão confinante, como observado por Schnaid (2005). Este comportamento é característico de solos com cimentação natural ou artificialmente cimentados (CONSOLI *et al.*, 1998; FARO *et al.*, 2015; FUTAI *et al.*, 2006; ROHLFES JÚNIOR, 1996; SANTOS *et al.*, 2020).

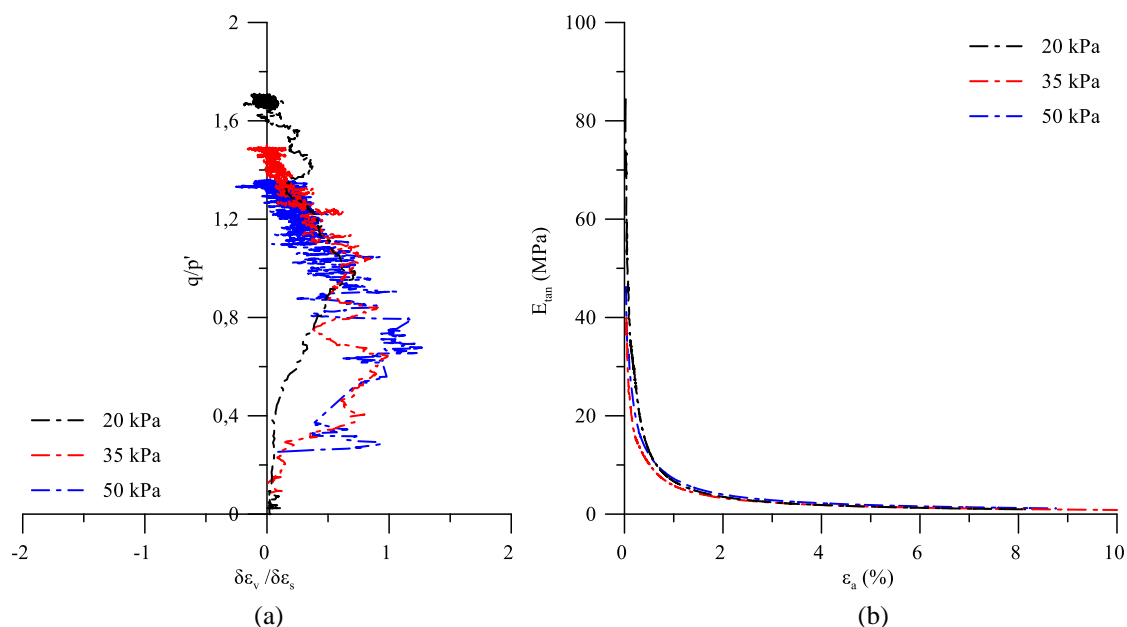


Figura 5.7: Resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) razão q/p' versus taxa de dilatância “ $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$ ”; (b) módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” versus deformação axial “ ϵ_a ”.

Ao perscrutar o espaço tensão “ q/p' ” versus dilatância “ $\delta\epsilon_v/\delta\epsilon_s$ ” (Figura 5.7a), nota-se que o solo residual apresenta a presença de uma tendência coesiva e friccional. A tendência coesiva inicial, ocorre devido a presença de uma cimentação natural, que inibe a dilatação da amostra até o momento em que ocorre a plastificação da estrutura. Após a plastificação, ocorre um processo gradual de desestruturação da cimentação, fazendo com que a dilatância atinja seu valor máximo. Onde, a partir do qual, o solo apresenta uma tendência friccional (*i.e.*, equivalente a um solo desestruturado). Esse comportamento é característico de solos estruturados, e foi observado por diversos autores na literatura (ALVARADO *et al.*, 2012; CONSOLI *et al.*, 2012; COOP & WILLSON, 2003; MARQUES, 2016; PORCINO & MARCIANÒ, 2017). Ainda, nota-se uma tendência em direção ao estado crítico “M”, compreendida em uma faixa de valores que varia aproximadamente entre 1,4 a 1,6.

O efeito da estrutura também pode ser observado ao analisar em termos de rigidez do solo. O solo estudado, apresentou uma maior rigidez, e por consequência, um maior módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” a pequenas deformações (Figura 5.7b). Ao passo que ocorre um

aumento das deformações, ocorre uma quebra progressiva da estrutura, gerando uma diminuição da rigidez e também do módulo de elasticidade. Esse comportamento também foi observado por Donato (2005) e Carretta (2018) para solos residuais.

Ao analisar as trajetórias de tensões (Figura 5.6d), verifica-se a natureza coesiva friccional desse solo através da presença do ângulo de atrito “ ϕ ” e de uma coesão efetiva “ c ”. Em termos de trajetórias, a amostra ensaiada na tensão efetiva de 20 kPa apresentou uma pequena geração de poropressão na fase final do ensaio, após o ponto de plastificação da mesma. De forma que a trajetória de tensões “caminhou” sobre a envoltória de ruptura. No aspecto geral, em termos de parâmetros de resistência, obteve-se um ângulo de atrito de 29° e uma coesão efetiva de 8,1 kPa.

De forma comparativa, na Tabela 5.6 são apresentados os parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios triaxiais isotropicamente drenados no solo residual do campo experimental.

Tabela 5.6: Comparativo dos parâmetros de resistência para o solo residual do campo experimental determinados a partir de ensaios triaxiais isotropicamente drenados

Parâmetro (unidade)	Valor		
	Este estudo	Donato (2005)	Carretta (2018)
Ângulo de Atrito (°)	29,00	31,80	30,50
Coesão efetiva (kPa)	8,10	23,80	9,52

Nota-se, ao avaliar os parâmetros obtidos, que o solo em estudo apresentou uma menor resistência em relação aos dados obtidos na literatura – refletindo nos parâmetros de resistência ligeiramente menores. Isso pode ser melhor analisado comparando os dados do presente estudo com os disponíveis na literatura, no que tange o comportamento tensão desvio “ q ” *versus* deformação axial “ ε_a ” (Figura 5.8a) e do comportamento deformação volumétrica “ ε_v ” *versus* deformação axial “ ε_a ” (Figura 5.8b).

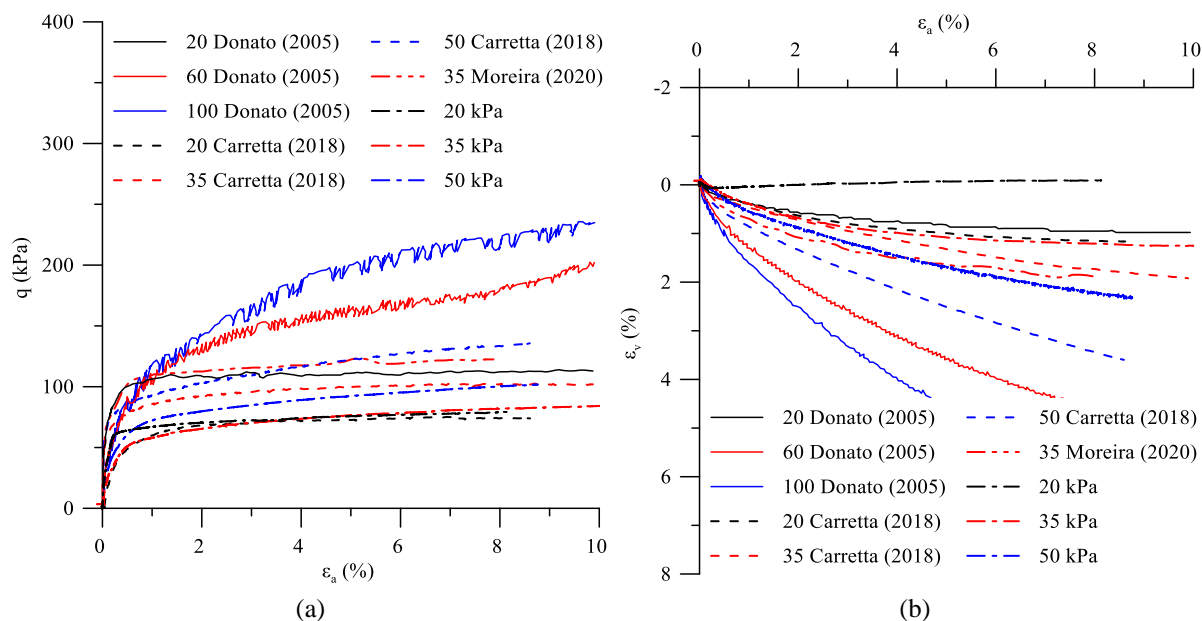


Figura 5.8: Comparativo dos resultados dos ensaios triaxiais consolidados drenados (Tipo CD). (a) tensão desvio “ q ” versus deformação axial “ ϵ_a ”; (b) deformação volumétrica “ ϵ_v ” versus deformação axial “ ϵ_a ”. Elaborado com base nos autores supracitados.

Uma pequena diferença no comportamento, comparando as mesmas tensões, pode ser observada. Essa diferença pode estar ligada à variabilidade espacial de depósitos naturais, no que se refere ao grau de cimentação e à natureza das partículas do solo como destaca Schnaid (2005). Contudo, ao analisar de forma qualitativa, os resultados apresentam uma mesma tendência de comportamento. As amostras apresentaram uma transição de comportamento rígido (*i.e.*, governado pela cimentação) e dilatante para uma resposta dúctil e compressiva com o aumento da tensão confinante (SCHNAID, 2005; SCHNAID *et al.*, 2001).

5.1.6 Sondagem a percussão - SPT (*standard penetration test*)

As sondagens à percussão realizadas no campo experimental só foram possíveis graças à cortesia da empresa Multisolos Estaqueamento e Sondagem. Os ensaios foram realizados até a profundidade de 5m, de forma contínua, ou seja, duas medições a cada metro de ensaio. A Figura 5.9 e a Figura 5.10 mostram os relatórios de sondagem SPT 1 e SPT 2, respectivamente, realizados no campo experimental. Neles pode-se observar a posição do nível da água e das amostras, o número de golpes e a classificação do material ao longo da profundidade.

A partir da análise do perfil de solo da sondagem SPT 1 (Figura 5.9), pode-se inferir que o solo apresenta um perfil bastante homogêneo ao longo da profundidade. Para a sondagem SPT 2, embora haja um perfil bem homogêneo, nota-se que há um pico de resistência na faixa entre 1

a 2m de profundidade, com uma posterior diminuição e novamente um aumento da resistência. Esse comportamento foi igualmente observado na sondagem a percussão realizada sem o emprego de lavagem (Figura 3.10b) realizada por Lopes Júnior & Thomé (2005).

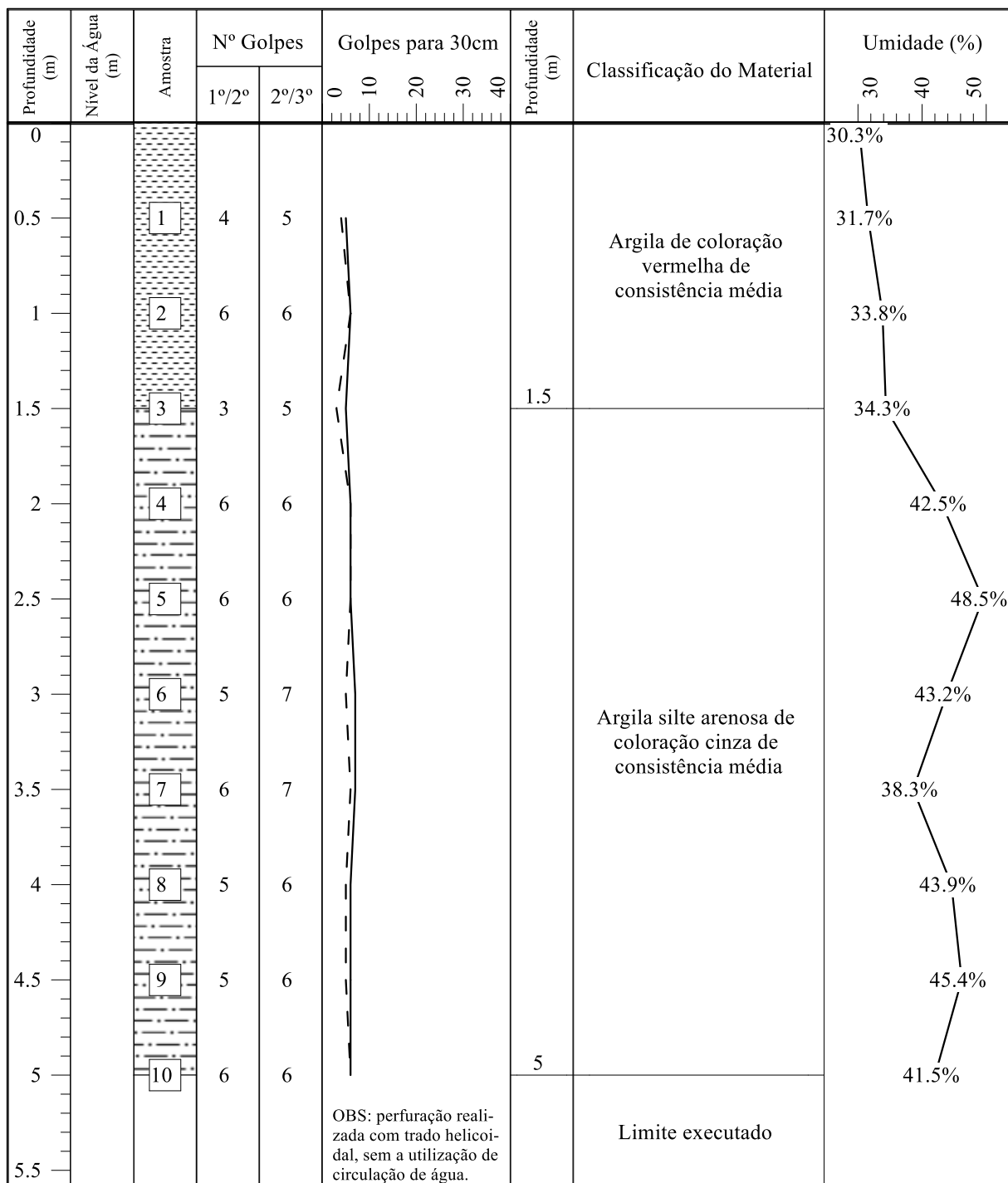


Figura 5.9: Ensaio SPT 1 realizado no campo experimental de Passo Fundo.

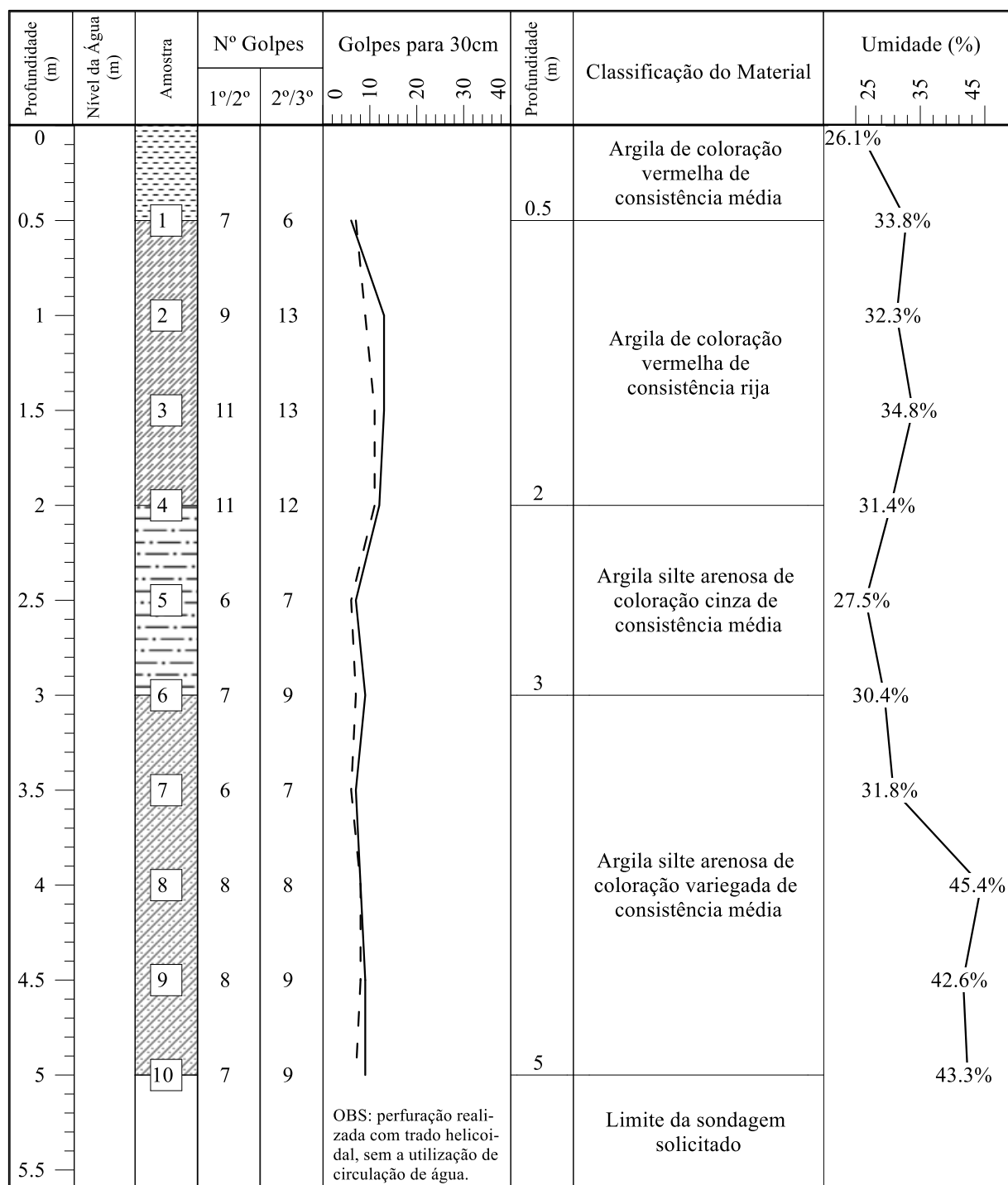


Figura 5.10: Ensaio SPT 2 realizado no campo experimental de Passo Fundo.

A partir das amostras retiradas na sondagem, foi possível determinar a variação do teor de umidade ao longo do perfil de solo, como pode ser observado nas Figura 5.9 e Figura 5.10. Para a sondagem SPT 1 (Figura 5.9), verificou-se que o teor de umidade apresentou um crescimento com o aumento da profundidade, até atingir a cota de 2,5m. A partir deste ponto, a umidade apresentou uma pequena variação, apresentando um valor médio de 43%.

Por outro lado, para a sondagem SPT 2 (Figura 5.10), observou-se que o teor de umidade esteve próximo a 30% ao longo da profundidade, até atingir a cota de 3,5m. Na faixa entre 3,5m a 5m o teor de umidade esteve próximo a 43%. O teor de umidade elevado, acima de 40%, sugere que o solo em questão possui um grau de saturação superior a 80%, indicando assim uma possível proximidade do lençol freático.

Ao comparar os dados obtidos com os presentes na literatura (Figura 3.5a), verifica-se uma grande similaridade em termos de teores de umidade. Sendo assim, ao longo da profundidade o teor de umidade médio esteve contido em uma faixa próxima ao valor central de 30%.

Vale destacar que não foram realizadas correções no que tange à energia de cravação e ao nível geostático de tensões *in situ*.

Adicionalmente, foram realizados registros fotográficos em cada amostra retirada da sondagem SPT 2 (indicadas na Figura 5.10), visando ilustrar a mudança da coloração do solo ao longo da profundidade da sondagem. A Figura 5.11 apresenta a indicação da amostra de solo, com seu respectivo registro fotográfico.

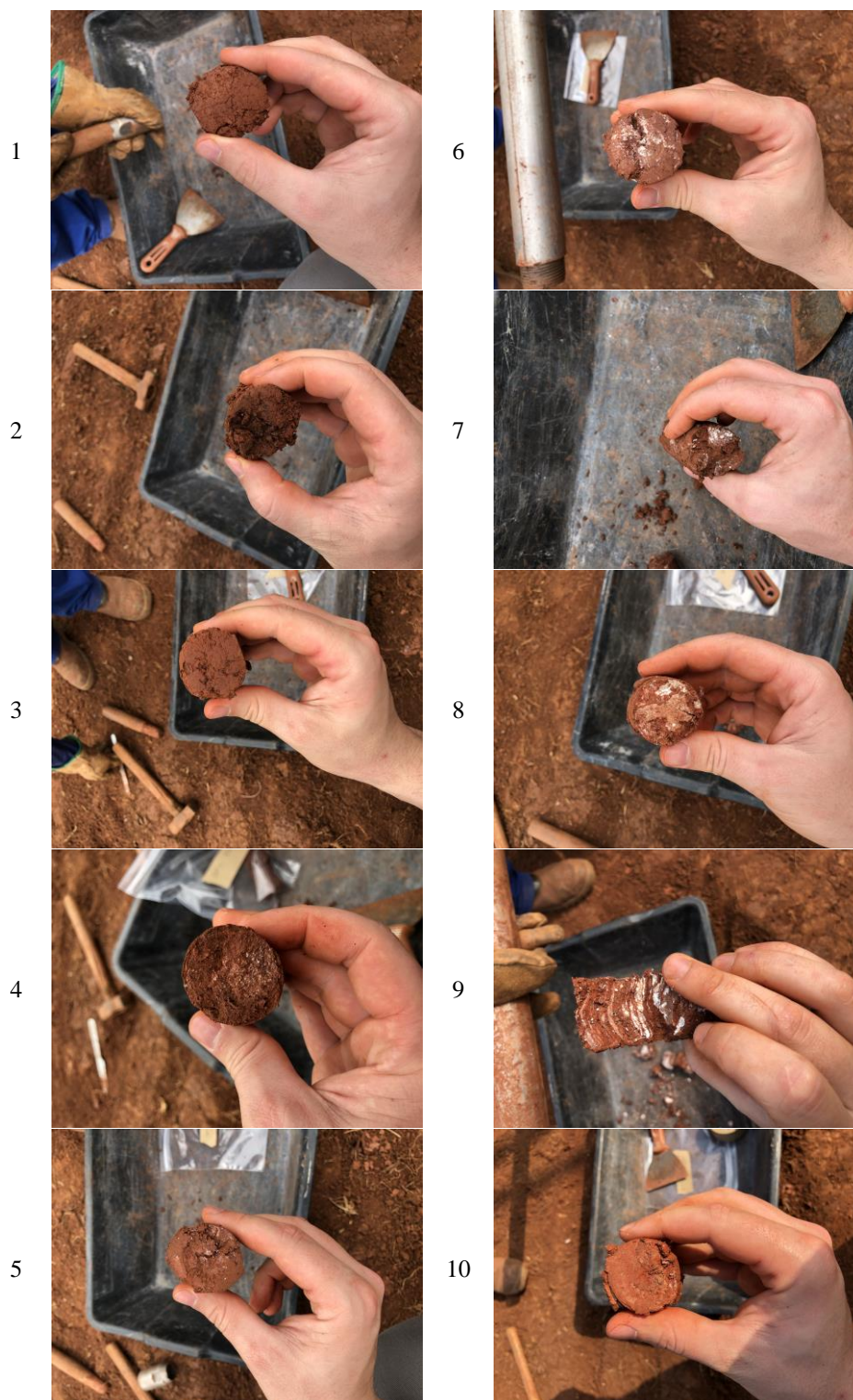


Figura 5.11: Amostras retiradas do ensaio SPT 2.

Observa-se que ao longo da faixa superior de solo, o alto teor de ferro presente confere ao mesmo a coloração avermelhada, característica de um solo laterítico. A partir da profundidade de 3m foram observadas ocorrências de coloração esbranquiçada, concomitantemente com o aumento do teor de umidade. Contudo, essa alteração não provocou alterações expressivas na

resistência deste solo.

5.2 PROVAS DE CARGA

Nesta seção são apresentados os resultados das provas de carga monotônicas e provas de carga cíclicas, realizadas no campo experimental. Os ensaios foram realizados em placas de formatos diferentes (*i.e.*, circular e quadrada), de área equivalente. Ainda, é apresentada a caracterização complementar do solo que, como o próprio nome sugere, apresenta dados adicionais sobre o estado do mesmo no momento da realização das provas de carga. A caracterização complementar é composta pelo teor de umidade natural do solo ao longo da profundidade, além da variação da resistência do solo ao longo da profundidade através do ensaio de cone dinâmico.

Posteriormente, é analisado o comportamento das provas de carga, bem como o comparativo com dados da bibliografia, buscando entender o comportamento geral desse solo. Ainda, são realizadas análises traçando um paralelo entre as provas de cargas realizadas com métodos teóricos de estimativa da capacidade de carga, previamente descritos no capítulo 2.

5.2.1 Caracterização complementar

Para cada prova de carga, foram realizadas investigações complementares, relativas ao ensaio de teor de umidade e o ensaio de penetração dinâmica. O teor de umidade (Figura 5.13), apresentou uma constância ao longo da profundidade, com um teor menor na superfície. Isso se deve à perda natural da umidade para o ambiente, em contato direto com intempéries. Essa condição também foi observada por Dalla Rosa *et al.* (2004).

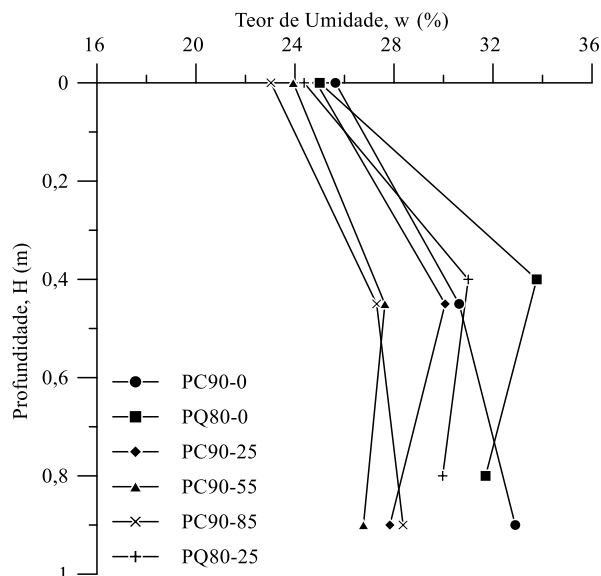


Figura 5.12: Caracterização complementar às provas de carga: teor de umidade.

Por outro lado, para o ensaio de penetração dinâmica “DCP”, verificou-se uma certa tendência em seus resultados, como pode ser observado na relação entre o número de golpes *versus* a profundidade (Figura 5.13a). Ainda, com o aumento da profundidade ocorreu uma diminuição da penetração em cada golpe “DPI”, como pode ser visualizado na (Figura 5.13b). Essa diminuição da penetração a cada golpe está relacionada, naturalmente, com o aumento das tensões geostáticas. Como a profundidade de penetração do equipamento se restringe a 0,80m essa análise se refere apenas a essa pequena camada superficial.

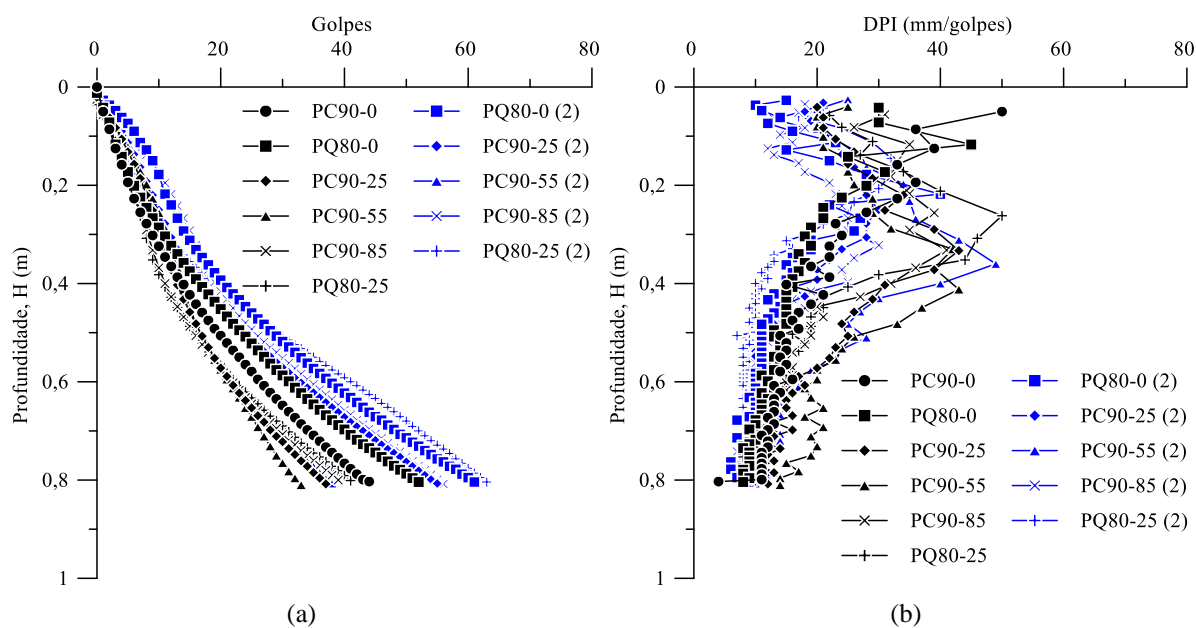


Figura 5.13: Ensaio DCP: (a) número de golpes *versus* profundidade; (b) Penetração por golpe “DPI” *versus* profundidade.

De forma geral, os resultados apontam para uma homogeneidade na camada superficial, de forma que a partir do ensaio não foram identificadas zonas mais resistentes próximas à superfície, o que seria um indicativo de um possível pré-adensamento dessa camada.

5.2.2 Provas de carga monotônicas

Para que seja possível determinar adequadamente o comportamento de uma prova de carga sob carregamento cíclico, é necessário traçar um paralelo com a mesma sob carregamento monotônico, de forma a analisar possíveis nuances do solo ou do próprio carregamento. Desse modo, inicialmente, serão apresentadas as provas de carga monotônicas realizadas no campo experimental. Cabe destacar, que as mesmas foram realizadas diretamente sobre a superfície do solo, sem a execução de cavas. Na Figura 5.14a são ilustrados o comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e na Figura 5.14b o comportamento tensão “ σ ” *versus* recalque “ δ ”.

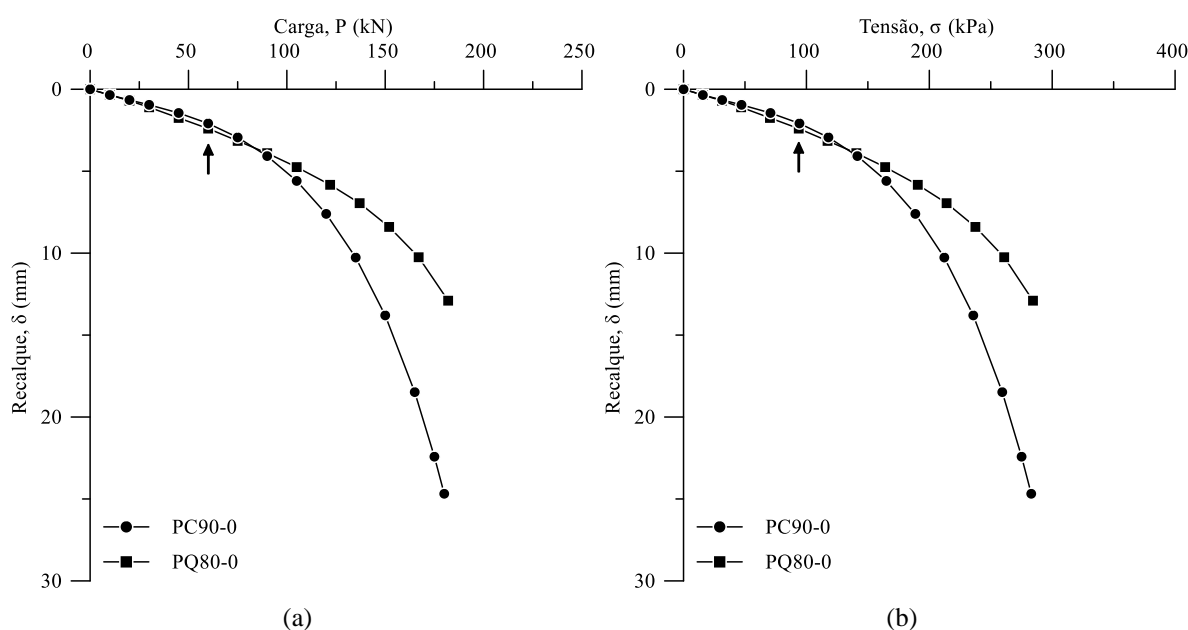


Figura 5.14: Provas de carga monotônicas em placa circular e quadrada: (a) curvas carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) tensão “ σ ” *versus* recalque “ δ ”. As setas apresentadas nas figuras, indicam a carga de 60kN e a tensão aplicada de 94kPa, respectivamente.

Percebe-se ao analisar a Figura 5.14 que, em ambos os ensaios, houve nos primeiros incrementos de carga realizados (*i.e.*, até uma tensão de aproximadamente 90kPa), um comportamento com tendência linear. A partir desse momento ocorre uma mudança tênue no comportamento, com um progressivo aumento dos recalques, indicando um processo de plastificação da estrutura do solo. O ensaio PC90-0 foi finalizado ao atingir aproximadamente 25mm de recalque, pois atingiu-se o fim do curso dos transdutores de deslocamento. Por outro

lado, no caso do ensaio PQ80-0, o mesmo foi encerrado a uma carga de 185kN e aproximadamente 12mm de recalque. Nessa carga atingiu-se a capacidade máxima do sistema de reação (*i.e.*, ocorreu o levantamento da viga de sustentação dos blocos).

No que tange à ruptura, observou-se uma ruptura clássica de puncionamento, com um afundamento do solo abaixo da placa, até o limite (*i.e.*, borda) da mesma. Essa ruptura foi mais evidente na placa circular, por atingir maiores recalques. Esse tipo de ruptura é recorrente em solos residuais, sendo amplamente reportada na literatura (CONSOLI *et al.*, 2020b; CONSOLI *et al.*, 1998; COSTA *et al.*, 2003; CUDMANI, 1994; DALLA ROSA & THOMÉ, 2004; RUSSI, 2007; VIANA DA FONSECA, 1996).

De forma geral, observou-se que os ensaios PC90-0 e PQ80-0 apresentaram uma resposta carga-recalque muito similar, com um comportamento linear até uma tensão de aproximadamente 90kPa. Onde, a partir desta tensão limite, ambos os ensaios mostraram um claro aumento na magnitude dos recalques. Isto sugere que, neste ponto, ocorre uma transição entre o comportamento rígido inicial para um estado onde a estrutura do solo foi consideravelmente destruída (CONSOLI *et al.*, 1998). Esta tensão limite (*i.e.*, 90kPa) coincide com a tensão onde ocorre a plastificação da estrutura do solo residual determinada em ensaios triaxiais e oedométricos (CARRETTA, 2018; CARRETTA *et al.*, 2021).

A partir da tensão de 90kPa - e consequente plastificação da estrutura - o ensaio PQ80-0 apresentou uma “resistência” maior do que o ensaio PC90-0 para um mesmo recalque (e.g., 10mm), atingindo as tensões de 256kPa e 215kPa, respectivamente. Este resultado pode estar ligado a dois fatores principais: (i) resistência do solo; (ii) formato da placa. Visto que, o teor de umidade para ambas as provas de carga apresentou grande similaridade (Figura 5.12). Ou seja, se houve algum efeito da sucção, o mesmo atuou de forma parecida em ambas as provas de carga.

Analisando a primeira hipótese (*i.e.*, resistência do solo), sabe-se que o solo residual pode apresentar certa variabilidade no que tange à sua resistência. Embora seus índices físicos e suas características sejam semelhantes, podem ocorrer zonas com maiores ou menores resistências. Isso pode ser observado nos ensaios de cone realizados no campo experimental (Figura 3.12). Possivelmente, o ensaio PC90-0, pode ter sido executado em uma zona menos resistente do que o ensaio PQ80-0, visto que o primeiro está locado em uma posição mais próxima à sondagem a percussão SPT 1, e o segundo mais próximo a sondagem à percussão SPT 2 (Figura 4.1). A sondagem a percussão SPT 1 apresenta um valor médio de 5,5 golpes na zona de influência do bulbo de tensões da placa. Por outro lado, a sondagem a percussão SPT 2 apresenta um valor

médio de 11 golpes nesta mesma zona. Quando os ensaios foram realizados em uma zona de solo de mesma resistência – como será discutido na seção 5.2.3 – o comportamento carga-recalque, para os ambos os formatos de placa, é idêntico. Portanto, a diferença no comportamento carga-recalque após a tensão de plastificação da estrutura, está relacionada a um solo mais resistente na zona de influência do bulbo de tensões e não a um efeito de forma.

Ainda, é interessante realizar o comparativo das provas de carga PC90-0 e PQ80-0, com os dados disponíveis na literatura. Na Figura 5.15a são ilustrados o comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e na Figura 5.15b o comportamento tensão “ σ ” *versus* recalque “ δ ”.

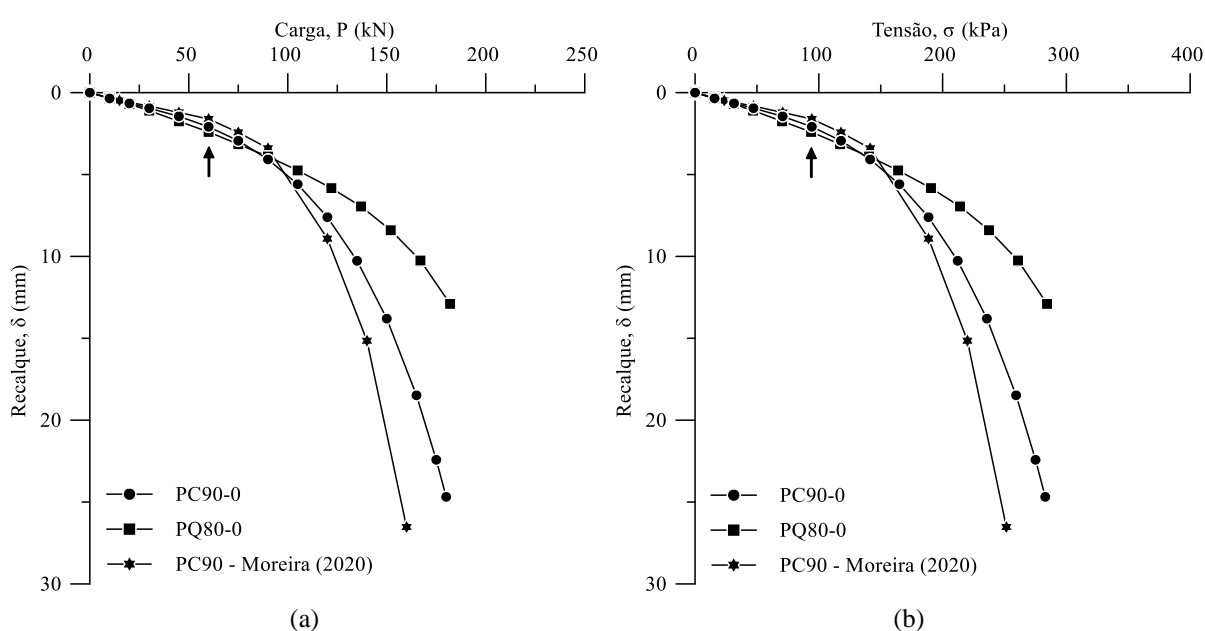


Figura 5.15: Comparativo das provas de carga monotônicas: (a) curvas carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) tensão “ σ ” *versus* recalque “ δ ”. As setas apresentadas nas figuras, indicam a carga de 60kN e a tensão aplicada de 94kPa, respectivamente. Elaborado com base nos autores supracitados.

De forma geral, nota-se que tanto as provas de carga PC90-0 e PQ80-0, como o ensaio executado em placa circular de 0,9m de diâmetro por Moreira (2020), conduziram a um comportamento linear até a tensão limite de 90kPa. A partir deste ponto, o ensaio realizado por Moreira (2020), apresentou um comportamento semelhante ao do ensaio PC90-0, sendo menos “resistente” que o ensaio PQ80-0. Isso se deve, possivelmente, ao fato do solo da região do ensaio PC90-0 apresentar uma resistência semelhante ao do patamar onde Moreira (2020) realizou seus ensaios. Esse fator é facilmente detectado ao analisar a sondagem a percussão, na zona de influência do bulbo de tensões da placa (*i.e.*, na profundidade de 0m a 2m). Ao comparar a sondagem a percussão SPT 1 (Figura 5.9) – mais representativa ao ensaio PC90-0

– verifica-se um valor médio de 5,5 golpes para os primeiros 2m. Em contrapartida, na sondagem do onde os ensaios de Moreira (2020) foram efetuados (Figura 3.10), tem-se um valor médio de golpes de 5,5 e 9 para a sondagem com e sem lavagem, respectivamente. Portanto, para ensaios realizados com placas de mesmo formato e dimensões, com uma resistência a penetração ao amostrador semelhante, mas em locais diferentes, conduziram a resultados bem semelhantes.

5.2.3 Provas de carga cíclicas

Concluída a análise das provas de carga monotônicas, inicia-se o estudo das provas de carga cíclicas. Inicialmente, são apresentadas as provas de carga cíclicas realizadas na placa circular (*i.e.*, PC90-25, PC90-55 e PC90-85), com diferentes amplitudes de carregamento. Na sequência, é apresentada a prova de carga realizada na placa quadrada (*i.e.*, PQ80-25), para a menor tensão. Ainda, destaca-se que em todos os ensaios de placa cíclicos, ao executar o ciclo de carga de 185kN, ocorreu o levantamento da viga de reação. Dessa forma, por não haver mais capacidade de reação, os ensaios foram encerrados.

Sendo assim, são apresentados na Figura 5.16a o comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e na Figura 5.16b a relação entre o número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para o ensaio PC90-25. Cabe lembrar que, neste ensaio, foram realizados dez ciclos com uma mesma carga (*i.e.*, 25kN).

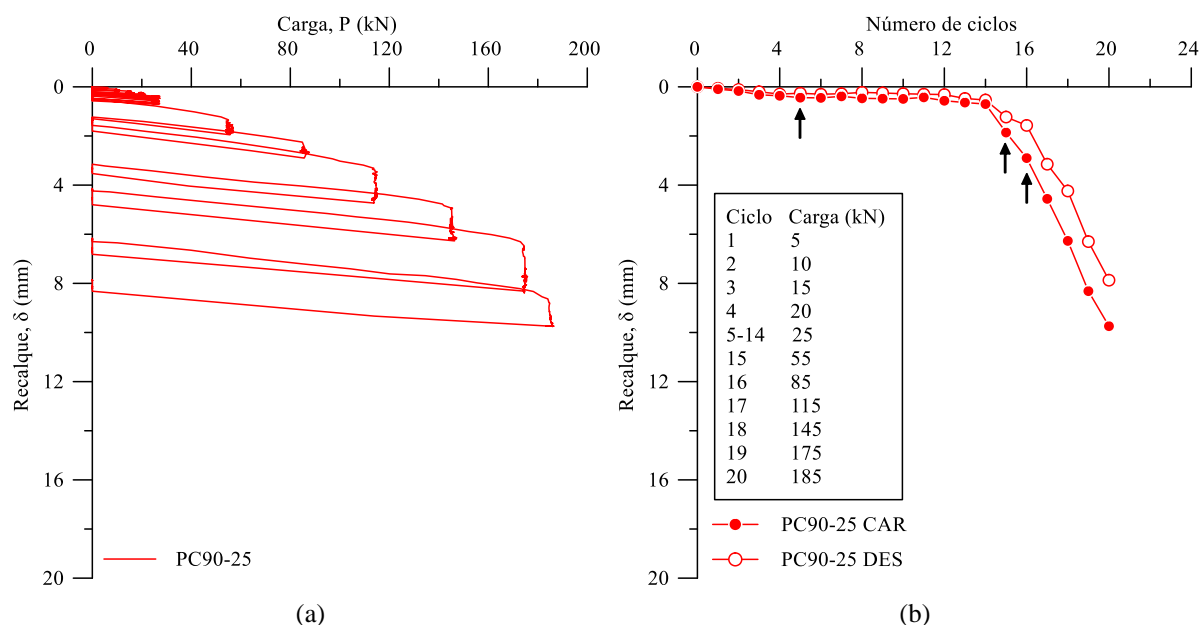


Figura 5.16: Prova de carga cíclica em placa circular, PC90-25: (a) curva carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para as fases de carregamento “CAR” e descarregamento “DES”. As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.

Verifica-se através da análise da Figura 5.16 que tanto no primeiro *step* de carregamento (*i.e.*, ciclos 1 a 4), como no segundo *step* de carregamento (*i.e.*, ciclos 5 a 14), não houve recalque significativo. Ou seja, o solo se comportou de forma elástica, atingindo recalques na casa de décimos de milímetro (Figura 5.16b). Desta forma, os ciclos se sobrepõem uns sobre os outros, em uma espécie de histerese.

No ciclo seguinte (*i.e.*, para uma carga de 55kN), já no terceiro *step* de carregamento, o solo apresenta uma mudança em seu comportamento - caracterizada pelo aumento dos recalques elásticos e plásticos (Figura 5.16b). O primeiro pode ser observado na diferença entre o recalque máximo atingido na fase de carregamento e de descarregamento. Já o segundo, através do deslocamento máximo observado na fase de descarregamento (*i.e.*, deformações irreversíveis). Essa mudança ocorre para uma tensão limite de 90kPa (*i.e.*, relativa a uma carga aplicada de 55kN), que corresponde a tensão onde ocorre a plastificação da estrutura do solo residual (CARRETTA, 2018; CARRETTA *et al.*, 2021). A partir do ciclo 15, observa-se que houve um aumento gradual dos recalques elásticos e plásticos com o aumento do nível de carregamento. O ensaio foi encerrado com um recalque máximo de aproximadamente 10mm.

Na sequência, são apresentados na Figura 5.17a o comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e na Figura 5.17b a relação entre o número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para o ensaio

PC90-55. Cabe lembrar que, neste ensaio, foram realizados dez ciclos com uma mesma carga (*i.e.*, 55kN).

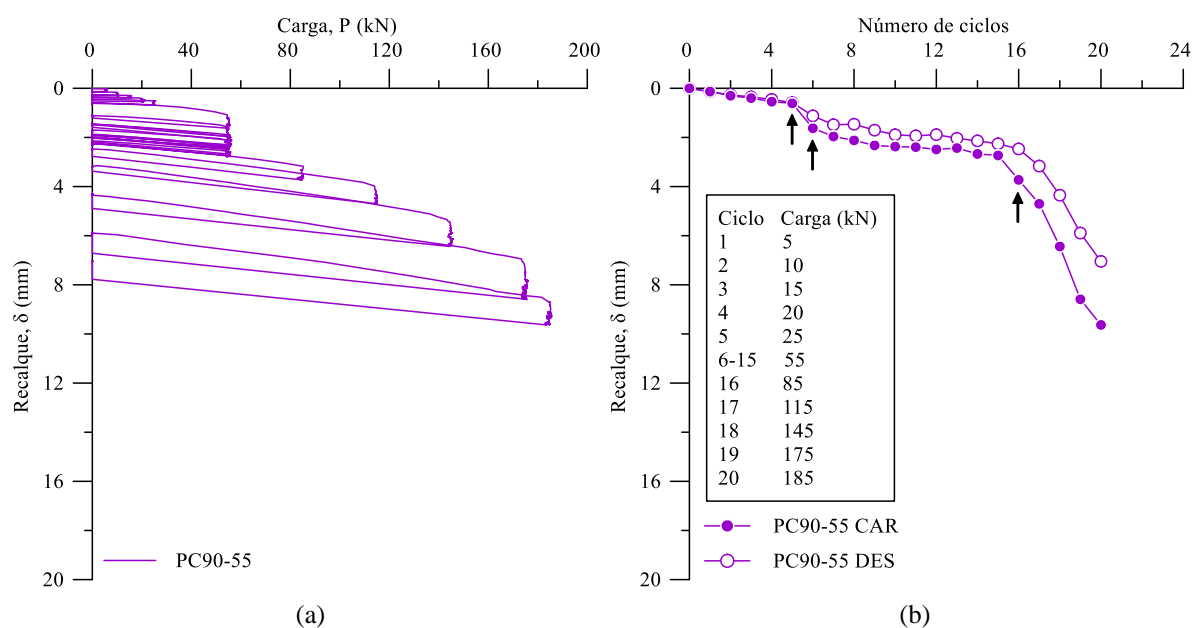


Figura 5.17: Prova de carga cíclica em placa circular, PC90-55: (a) curva carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para as fases de carregamento “CAR” e descarregamento “DES”. As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.

Nota-se, através da análise da Figura 5.17, que nos primeiros cinco ciclos (*i.e.*, primeiro *step*) houve um comportamento que se assemelha ao elástico, sem apresentar recalques significativos. Posteriormente, tem-se o segundo *step* de carregamento (*i.e.*, ciclos 6 a 15), onde os ciclos possuem mesma magnitude de carga. Consta-se que no primeiro ciclo deste *step*, ou seja, no ciclo 6 (*i.e.*, para uma carga de 55kN), ocorre uma mudança no comportamento, com aumento dos recalques – devido à plastificação da estrutura (Figura 5.17b). Isso foi igualmente observado no ensaio PC90-25 para a carga de 55kN (*i.e.*, relativa a uma tensão aplicada de 90kPa), e que coincide com a tensão onde ocorre a plastificação da estrutura do solo nas condições de compressão confinada e triaxial (CARRETTA, 2018; CARRETTA *et al.*, 2021). Nota-se, ainda, que ocorre um acréscimo nos recalques plásticos a cada ciclo, ao passo que se aproximam do ciclo 15. À medida que se inicia o terceiro *step* de carregamento (*i.e.*, ciclo 16), o solo apresenta evidente aumento dos recalques elásticos e plásticos a cada ciclo de carga – consequência da plastificação da estrutura. O ensaio foi finalizado com um recalque máximo observado de cerca de 10mm.

Na sequência, são ilustrados na Figura 5.18a o comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e na Figura 5.18b a relação entre o número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para o ensaio PC90-85. Cabe lembrar, que neste ensaio, foram realizados dez ciclos com uma mesma carga (*i.e.*, 85kN).

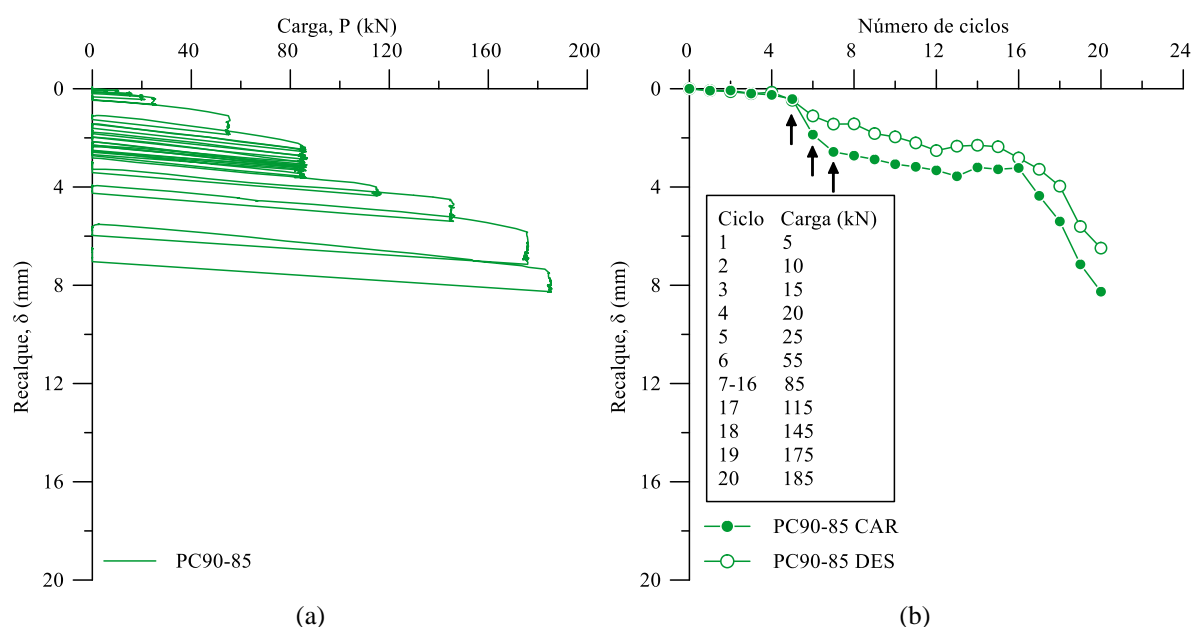


Figura 5.18: Prova de carga cíclica em placa circular, PC90-85: (a) curva carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para as fases de carregamento “CAR” e descarregamento “DES”. As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.

Ao analisar a Figura 5.18, constatou-se que nos primeiros cinco ciclos do primeiro *step* de carregamento, analogamente ao observado para os ensaios PC90-25 e PC90-55, não houve recalque considerável. De maneira que, neste trecho do ensaio, ocorreu um comportamento que se assemelha ao elástico no solo. Novamente, a partir do sexto ciclo – para uma tensão de 55kN e conseqüentemente uma tensão de 90kPa – ocorreu um aumento claro dos recalques elásticos e plásticos, devido à plastificação da estrutura do solo como supracitado (Figura 5.18b). Subseqüentemente, aplicou-se o segundo *step* de carregamento (*i.e.*, ciclos 7 a 16), onde os dez ciclos aplicados possuem a mesma carga de 85kN. Averigua-se que a repetição dos ciclos causa um aumento gradativo dos recalques plásticos observados. Ao realizar um comparativo com o segundo *step* de carregamento do ensaio PC90-55, os recalques elásticos e plásticos são ligeiramente superiores. O ensaio foi finalizado no ciclo de carga de 185kN, pois atingiu-se a capacidade máxima do sistema de reação (*i.e.*, levantamento da viga de reação). Desta forma, para o último ciclo foi observado um recalque máximo de 8mm.

Na sequência, são apresentados na Figura 5.19a o comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e na Figura 5.19b a relação entre o número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para o ensaio PQ80-15. Cabe lembrar que neste ensaio, foram realizados dez ciclos com uma mesma carga (*i.e.*, 25kPa).

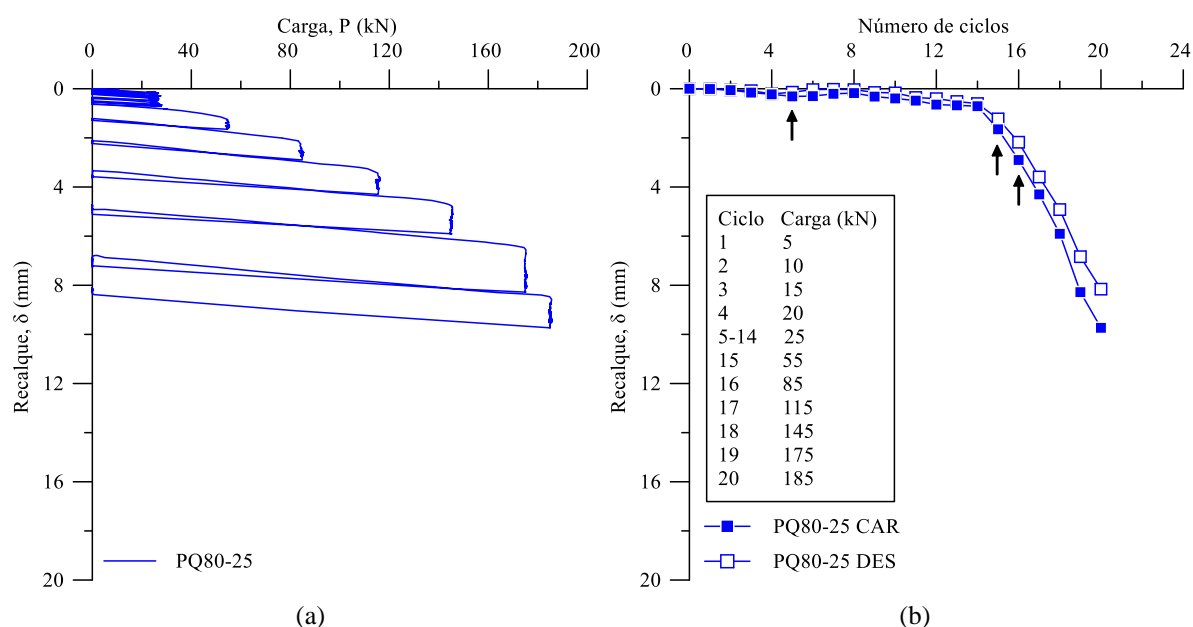


Figura 5.19: Prova de carga cíclica em placa quadrada, PQ80-25: (a) curva carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) número de ciclos *versus* recalque “ δ ”, para as fases de carregamento “CAR” e descarregamento “DES”. As setas apresentadas na figura indicam as cargas de 25, 55 e 85kN, respectivamente.

Ao analisar a Figura 5.19, averigua-se que, no primeiro *step* de carregamento (*i.e.*, ciclos 1 a 4), o solo apresentou um comportamento que se assemelha ao elástico, com recalques pouco expressivos – semelhante ao observado nos ensaios anteriores. De modo que esta resposta do solo é igualmente vista no segundo *step* de carregamento (*i.e.*, ciclos 5 a 14). Já ao iniciar o terceiro *step* de carregamento, no ciclo 15 (*i.e.*, para uma carga de 55kN e uma tensão de 90kPa), o solo apresentou aumento significativo dos recalques elásticos e plásticos – devido à plastificação da estrutura do solo. Este comportamento é análogo ao observado nos ensaios PC90-25, PC90-55 e PC90-85. A partir do ciclo 16, a cada novo ciclo de carga e descarga, ocorre um aumento dos recalques elásticos e plásticos. O ensaio foi findado ao atingir um recalque de 10mm.

Discorridos todos os pormenores de cada ensaio, pode-se avaliar a influência de cada variável no comportamento do solo residual sob carregamento cíclico. Na sequência, serão discutidas as nuances no comportamento, no que se trata do formato e da amplitude do carregamento.

5.2.3.1 Influência do formato da placa

Expandindo a análise realizada na seção 5.2.2, são comparados os ensaios cíclicos PC90-25 e PQ80-25. Ambos os ensaios empregam o mesmo padrão de carregamento (Tabela 4.3) e a mesma área de contato - sendo a única diferença o formato da placa. Os ensaios, a fim de comparação, foram realizados lado a lado, a uma distância de dois diâmetros entre seus respectivos centros (Figura 4.1). Assim, a Figura 5.20a apresenta os comparativos do comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e a Figura 5.20b a relação entre o número de ciclos *versus* recalque “ δ ”.

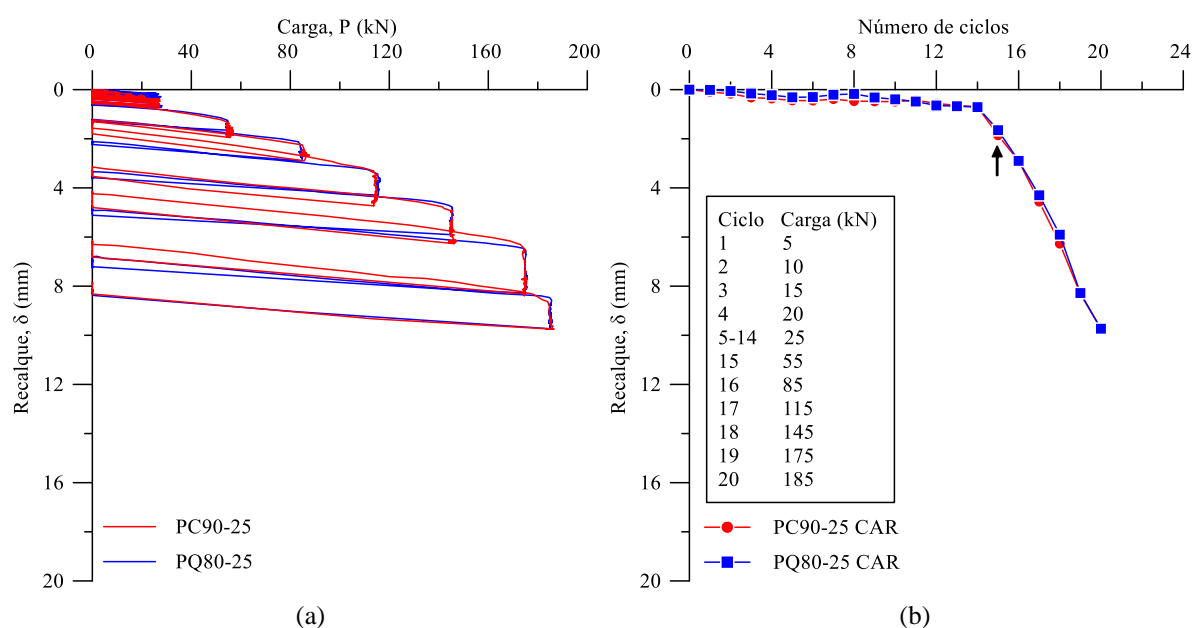


Figura 5.20: Comparativo das provas de carga cíclicas em placa circular e quadrada: (a) curvas carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) número de ciclos *versus* recalque “ δ ”. A seta apresentada na figura indica a carga de 55kN.

Ao comparar os ensaios realizados em diferentes formatos de placa, verifica-se um comportamento que se assemelha ao elástico (*i.e.*, primeiro e segundo *steps*) até o ciclo 14. A partir do ciclo 15 (*i.e.*, para uma carga de 55kN e uma tensão de 90kPa), verifica-se a mudança no comportamento, com aumento dos recalques elásticos e plásticos, devido á plastificação da estrutura como mencionado anteriormente. Por fim, a partir do ciclo 15 – após a plastificação da estrutura – observa-se o aumento dos recalques ao passo em que ocorre o aumento no nível de carregamento. Ressalta-se o fato de ambos os ensaios atingirem o mesmo comportamento e magnitude dos recalques, para níveis de carregamento similares.

Devido aos ensaios terem sido realizados próximos um ao outro, descarta-se nesse caso que

haja uma diferença considerável na resistência do solo nos dois ensaios – estando ambos os ensaios na área de influência do SPT 2. Complementarmente, ao analisar a Figura 5.12, verifica-se que não existe uma diferença expressiva nos teores de umidade do solo. De forma que a sucção, possivelmente, agiu de forma semelhante em ambos os ensaios. Por fim, constata-se que o efeito do formato da placa não produziu diferença relevante nos resultados. Sendo assim, a variabilidade observada é natural e inerente ao próprio ensaio. Do ponto de vista dos recalques, ambos os ensaios atingiram recalques próximos a 10mm. Isso está diretamente ligado a uma maior resistência do solo, como observado na sondagem a percussão SPT 2 (Figura 5.10).

5.2.3.2 Influência do carregamento

Discutida a influência do formato da placa na resposta do solo, é importante analisar a influência do carregamento no comportamento do solo. Dessa forma, comparativamente, são apresentados os ensaios realizados na placa circular (*i.e.*, PC90-25, PC90-55 e PC90-85), realizados com diferentes níveis de carregamento (Tabela 4.3). Na Figura 5.21a são ilustrados os comparativos do comportamento carga “P” *versus* recalque “ δ ”, e na Figura 5.21b a relação entre o número de ciclos *versus* recalque “ δ ”. Cabe ressaltar, que nestes ensaios, os ciclos iniciais foram idênticos, alterando somente o ciclo onde eram aplicadas as cargas repetidas.

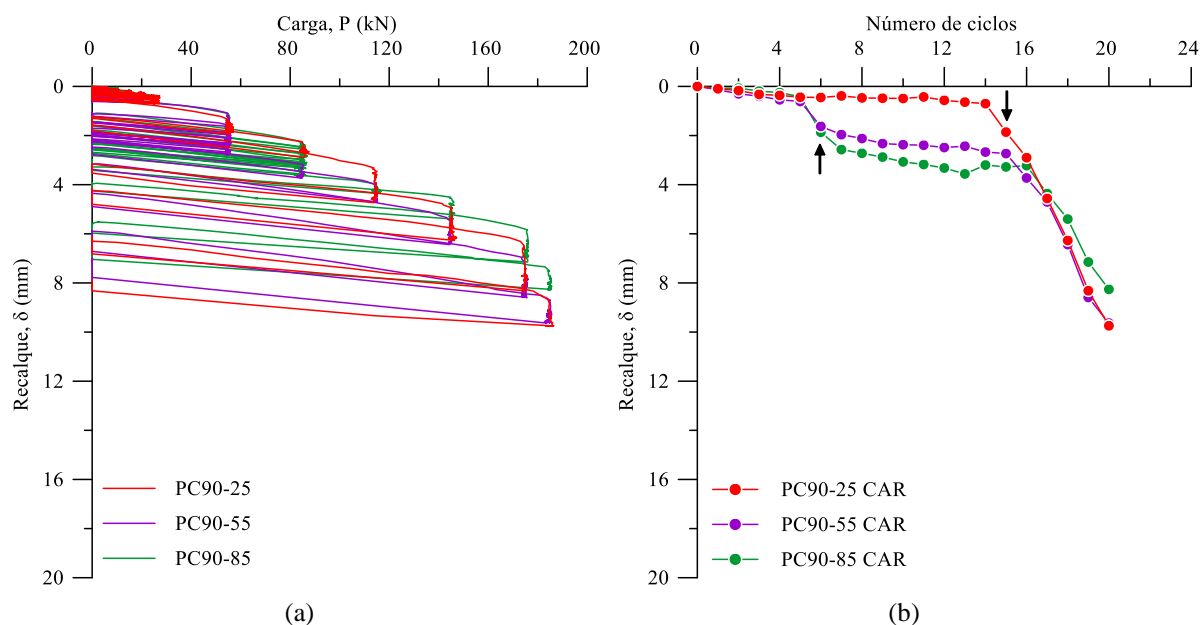


Figura 5.21: Comparativo das provas de carga cíclicas na placa circular em diferentes tensões: (a) curvas carga “P” *versus* recalque “ δ ”; (b) número de ciclos *versus* recalque “ δ ”. As setas apresentadas na figura indicam a carga de 55kN.

Ao realizar o comparativo entre os diferentes carregamentos, verifica-se alguns pontos

importantes. Nos primeiros quatro ciclos, o solo se comportou de forma elástica, com recalques pouco expressivos, de modo que ciclos de carga de baixa magnitude (*i.e.*, até 25kN) não foram suficientes para ocasionar a plastificação da estrutura do solo. Ao atingir uma carga de 55kN, ciclo 15 para o ensaio PC90-25 e ciclo 6 para os ensaios PC90-55 e PC90-85, o solo exibe uma mudança no comportamento, com um aumento significativo dos recalques. Essa alteração ocorreu para tensão limite de 90kPa (*i.e.*, que corresponde a uma carga de 55kN) e coincide com a tensão limite observada nos ensaios monotônicos, como discutido no item 5.2.2. Ainda, a tensão limite condiz com a tensão onde ocorre a plastificação da estrutura do solo nos ensaios oedométrico e triaxial (CARRETTA, 2018; CARRETTA *et al.*, 2021).

De modo geral, para a tensão limite de 90kPa, houve uma transição do comportamento inicial (*i.e.*, que se assemelha ao elástico), para um estado onde a estrutura foi em sua grande parte destruída, como também observado por Consoli, Schnaid e Milititsky (1998) em ensaios de placa monotônicos, de modo que, essa tensão limite também foi observada em ensaios cíclicos realizados em um solo argiloso (MARSLAND & POWELL, 1980).

No segundo *step* de carregamento, onde eram aplicados ciclos de mesmo carregamento, observou-se que, quando esses ciclos eram inferiores à tensão de plastificação do solo (*e.g.*, PC90-25), a resposta do ensaio foi essencialmente elástica. Contudo, ao realizar os ciclos com uma tensão igual ou superior a tensão de plastificação (*e.g.*, PC90-55 e PC90-85), os ciclos provocaram um aumento contínuo dos recalques plásticos. A partir do ciclo 17, ocorreu o aumento dos recalques com um aumento no nível de carregamento, de forma que todos os ensaios convergiram para um comportamento único, independente do carregamento previamente realizado.

5.3 COMPARATIVO ENTRE AS PROVAS DE CARGA E OS MÉTODOS TEÓRICOS

Como discutido na seção 5.2.2, as provas de carga monotônicas apresentaram uma ruptura por puncionamento. Uma das características da mesma é a de não apresentar uma ruptura nítida e bem definida. Dessa forma, é necessário que se apliquem alguns critérios de ruptura para a determinação dessa carga e assim, tornar possível sua comparação com outros métodos para a obtenção da capacidade de carga – como os métodos teóricos.

Portanto, aplicou-se quatro diferentes critérios de ruptura as provas de carga monotônicas. O primeiro, baseado no código de obras da cidade de Boston e apresentado por Falconi *et al.*

(1998), leva em conta o recalque absoluto de 10mm. O segundo critério, representa o método de Van der Veen (1953), onde a relação entre a carga e o recalque é representado por uma equação exponencial que representa a curva carga *versus* recalque. O terceiro critério, sugerido por Thomé (1999), indica como carga de ruptura, a carga representativa a 2% do recalque relativo “ δ/D ”. Por fim, o quarto critério, do *Transportation Research Board* – TRB (PAIKOWSKY *et al.*, 2010), que consiste em traçar sobre a curva carga *versus* recalque, duas retas assíntotas: a primeira relativa ao trecho inicial e a segunda ao trecho final da curva, sendo o ponto de interseção das duas retas a capacidade de carga do solo. Cabe ressaltar que existem inúmeros métodos de determinação da carga de ruptura além dos supracitados. Contudo, devido ao baixo recalque do ensaio PQ80-0, a sua aplicação foi inviabilizada.

Conseqüentemente, foram aplicados os quatro critérios de ruptura supracitados nas duas provas de carga monotônicas: PQ80-0 e PC90-0, e os resultados são apresentados na Figura 5.22. Ainda, são apresentados conjuntamente as capacidades de carga determinadas pelos métodos teóricos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963), Brinch Hansen (1970), Vesic (1973, 1975). No caso dos métodos teóricos, empregou-se o equacionamento apresentado na seção 2.5. No que tange aos parâmetros de resistência, foram adotados os parâmetros obtidos no ensaio triaxial: ângulo de atrito $\phi' = 29^\circ$ e coesão efetiva $c' = 8,1\text{kPa}$. Ainda, a estes foram aplicados fatores redutores, como sugerido por Terzaghi (1943) para ruptura por punção, apresentados nas Equações (2.8) e (2.9).

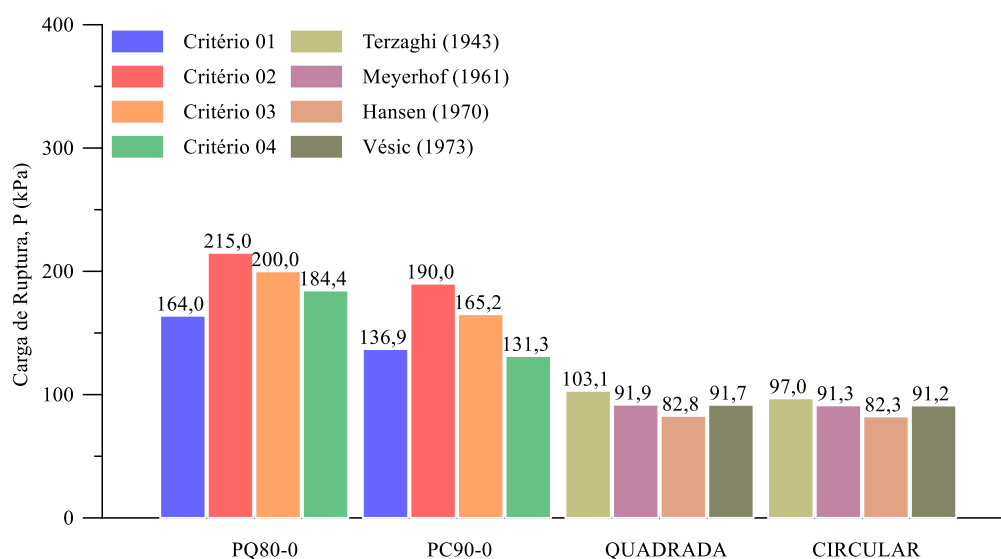


Figura 5.22: Comparativo entre os critérios de ruptura aplicados as provas de carga monotônicas e os métodos teóricos para a determinação da capacidade de carga para fundações de formato circular e quadrado.

De forma geral, os critérios de ruptura aplicados conduziram a diferentes valores de capacidade de carga. Nota-se que os critérios 1 (*i.e.*, recalque absoluto = 10mm) e 4 (*i.e.*, critério do TRB) conduziram a valores mais conservadores de capacidade de carga. Em contraste, o critério 2 (*i.e.*, Van der Veen (1953)) e 3 (*i.e.*, recalque relativo “ δ/D ” = 2%) apresentaram as maiores cargas para ambos os ensaios. Contudo essa diferença entre os critérios não constitui uma regra geral, sendo que para outros ensaios essas diferenças podem apresentar maior ou menor variabilidade (CINTRA *et al.*, 2013). Deste modo, será adotado neste estudo o critério 1 (*i.e.*, recalque absoluto = 10mm), por conduzir em média, menores valores para a carga de ruptura. Sendo ruptura, neste caso, como a máxima carga mobilizada pelo solo durante o ensaio.

Ainda, os métodos teóricos apresentaram valores de capacidade de carga muito próximos entre si, de modo que a capacidade de carga média obtida pelos quatro métodos teóricos foi de 92,4kN para o formato quadrado e 90,4kN para o formato circular – empregando a redução dos parâmetros de resistência. Ao comparar os métodos teóricos com o critério de ruptura 1, verifica-se que os valores de carga de ruptura obtidos pelos métodos teóricos conduziram a valores mais conservadores do que os determinados a partir das provas de carga. Dessa forma, a utilização dos métodos teóricos associados à redução dos parâmetros de resistência – como sugerido por Terzaghi (1943), conduziu a boas previsões de capacidade de carga, como também observado por Consoli *et al.* (1998).

5.4 COMPARATIVO ENTRE AS PROVAS DE CARGA MONOTÔNICAS E CÍCLICAS

No caso dos ensaios de placa cíclicos - pelo fato dos mesmos terem apresentados recalques muito pequenos - a análise foi realizada a partir de um recalque absoluto de referência. De forma a comparar os ensaios e avaliar um possível efeito do carregamento cíclico na capacidade de carga. Como critério, definiu-se um recalque absoluto de referência $\delta = 8\text{mm}$. A escolha deste pressuposto de que este valor é o maior recalque observado entre todos os ensaios para o último estágio ou ciclo de carga, como pode ser observado na Figura 5.23. Comparativamente, foram apresentados os ensaios monotônicos, empregando o mesmo critério.

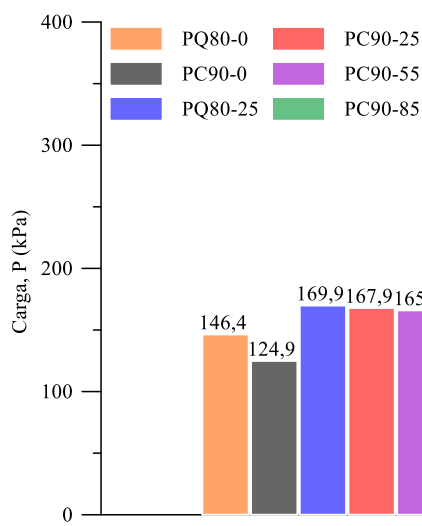


Figura 5.23: Comparativo entre os ensaios de placa monotônicos e cíclicos para um recalque absoluto de referência $\delta_{8\text{mm}}$.

Ao analisar a Figura 5.23, nota-se que o carregamento cíclico não provocou uma queda na capacidade de carga do solo – admitindo como critério o recalque absoluto de 8mm, de modo que para esse nível de recalques, a diferença entre os ensaios é pouco expressiva, exceto pelo ensaio PC90-0. O mesmo, como supramencionado na seção 5.2.2, foi realizado em uma zona com uma resistência ligeiramente inferior.

5.5 MÓDULO DE ELASTICIDADE DE CAMPO

Para realizar a estimativa do módulo de elasticidade “E” de uma fundação superficial rígida assente no solo residual empregou-se a teoria da elasticidade em um meio homogêneo – previamente apresentada na Equação (2.18). No que tange o coeficiente de forma “ C_s ”, foram consideradas duas condições: (i) placa rígida, carga centralizada e formato circular $C_s = 0,79$; (ii) placa rígida, carga centralizada e formato quadrado $C_s = 0,82$ (FANG, 1991). Já para o coeficiente de Poisson foi definido um valor de $\nu = 0,2$ – para uma condição drenada (CONSOLI *et al.*, 2020a).

O módulo de elasticidade foi determinado em duas condições distintas: (i) tangente “ E_{tan} ”; (ii) secante “ E_{sec} ”. Na primeira condição, o módulo é determinado a partir da declividade de uma reta traçada tangencialmente ao trecho de carregamento “CAR” e descarregamento “DES” da curva tensão *versus* recalque. O procedimento foi executado de forma iterativa, buscando o melhor ajuste possível da reta com o trecho de carregamento ou descarregamento. No segundo

caso, o módulo secante foi calculado a partir da declividade de uma reta que conecta dois pontos distintos, sendo o primeiro ponto sempre o da origem do ensaio.

Dessa forma, na Figura 5.24 e na Figura 5.25 são apresentadas as relações entre o módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” *versus* número de ciclos, para as fases de carregamento “CAR” e descarregamento “DES”.

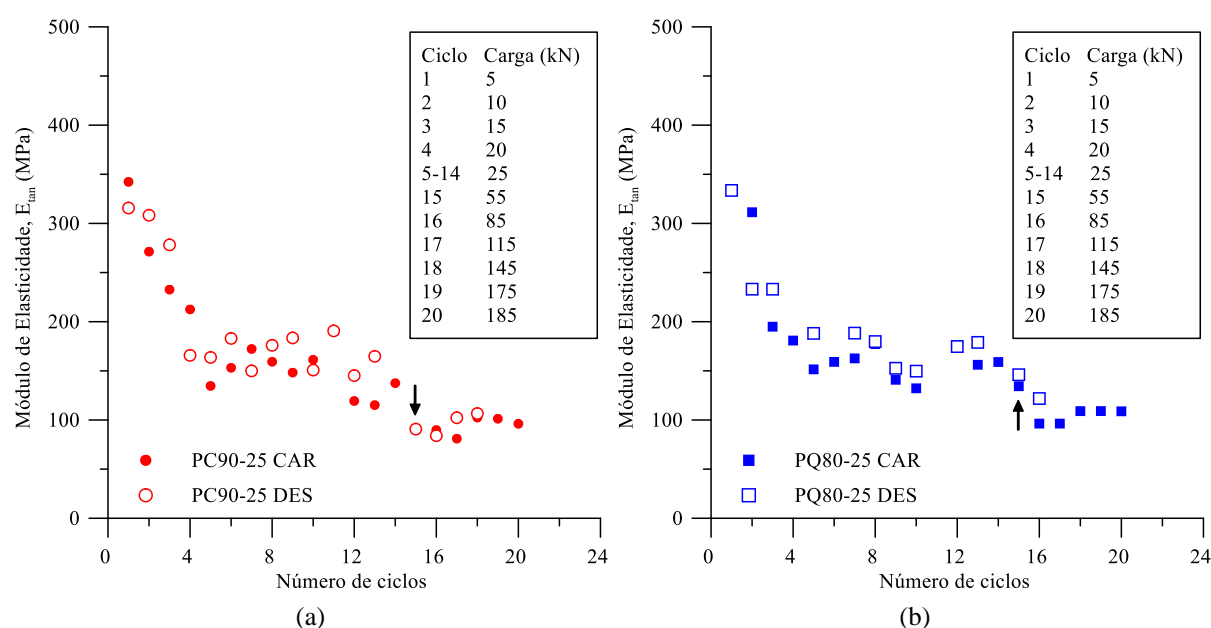


Figura 5.24: Módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” *versus* número de ciclos para as provas de carga cíclicas na fase de carregamento “CAR” e de descarregamento “DES”: (a) PC90-25; (b) PC80-25. As setas apresentadas nas figuras indicam a carga de 55kN.

Ao analisar a Figura 5.24, observa-se o módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” apresentou um valor mais elevado nos primeiros ciclos de carga e descarga. Todavia, o efeito dos ciclos causa um enfraquecimento da estrutura, e por consequência, diminuição da rigidez do solo – representada na redução do módulo de elasticidade. A partir do ciclo 15 (*i.e.*, para uma carga de 55kN e por consequência uma tensão de 90kPa), ambos os ensaios apresentaram um comportamento semelhante, de modo que nos últimos ciclos de carga e descarga, os módulos de elasticidade convergiram para um valor médio de 100MPa.

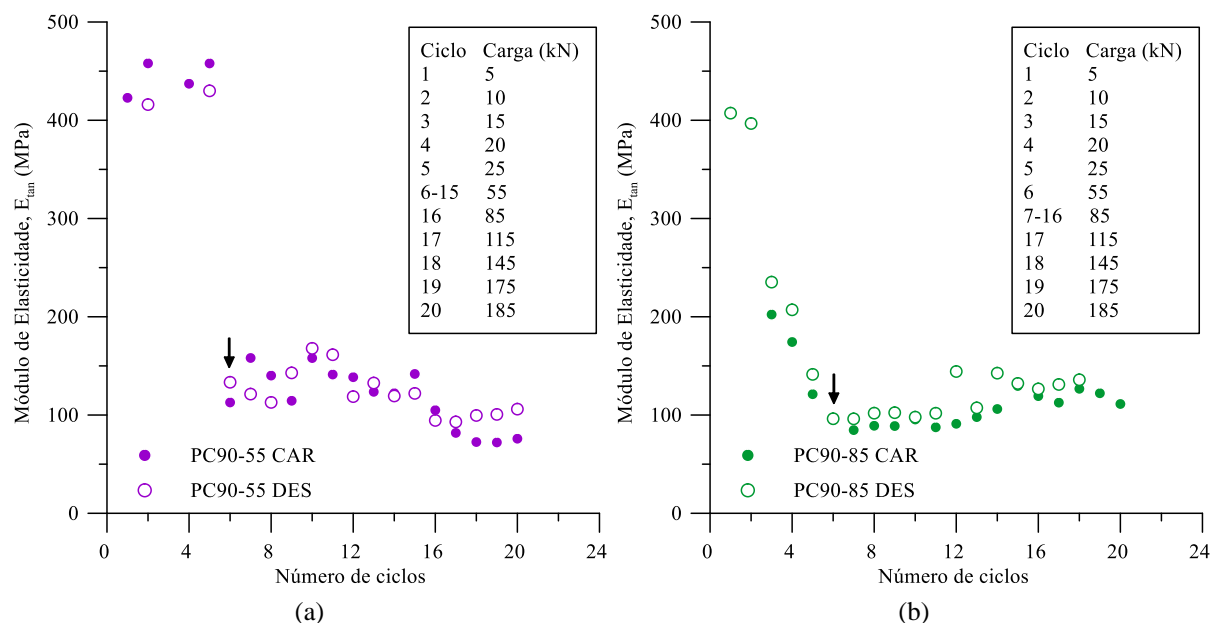


Figura 5.25: Módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” *versus* número de ciclos para as provas de carga cíclicas na fase de carregamento “CAR” e de descarregamento “DES”: (a) PC90-55; (b) PC80-85. As setas apresentadas nas figuras indicam a carga de 55kN.

Por outro lado, para níveis de carregamento maiores, como no caso dos ensaios PC90-55 e PC90-85, a diminuição da rigidez foi mais nítida. Sendo que, para os primeiros ciclos de carga (*i.e.*, ciclos 1 – 5), nota-se uma elevada rigidez do solo. Entretanto, ao atingir o ciclo 6, (*i.e.*, para uma carga de 55kN e por consequência uma tensão de 90kPa), verifica-se uma queda na rigidez do solo – traduzida numa queda do módulo de elasticidade. De modo que isso enfatiza o fato de que o solo residual em estudo, inicia sua plastificação ao atingir uma tensão limite de 90kPa, além de acentuar a redução da rigidez a partir deste ponto. Após a plastificação da estrutura, nota-se que o modulo de elasticidade apresenta uma convergência a um valor central de 100MPa, semelhante ao observado nos ensaios PC90-25 e PQ80-25.

Ainda, a Figura 5.26 apresenta a relação entre o módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” *versus* recalque “ δ ” para as fases de carregamento “CAR” (Figura 5.26a) e descarregamento “DES” (Figura 5.26b).

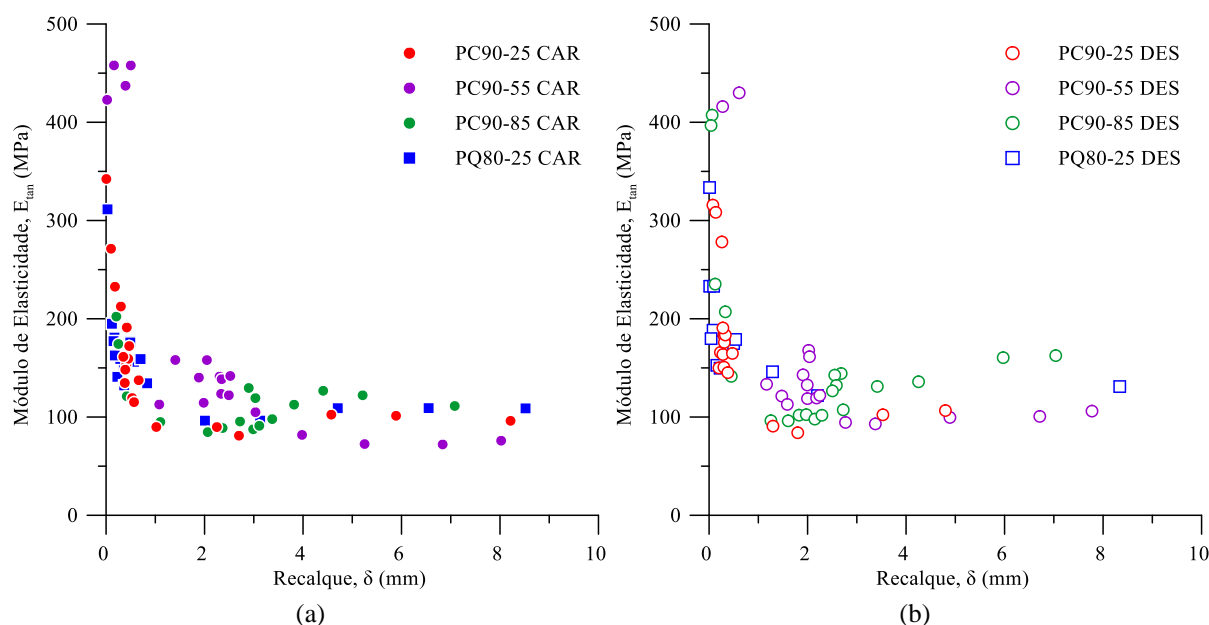


Figura 5.26: Módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” *versus* recalque “ δ ” para as provas de carga cíclicas: (a) fase de carregamento “CAR”; (b) fase de descarregamento “DES”.

Ao analisar em termos de módulo de elasticidade tangente “ E_{tan} ” *versus* recalques “ δ ”, o módulo de elasticidade apresenta uma maior magnitude a pequenas deformações – da ordem de 1mm. Ao passo que ocorre o aumento dos recalques, ocorre a diminuição da rigidez devido à plastificação do solo, e por consequência a diminuição do módulo tangente tanto na fase de carregamento como na de descarregamento. Esse comportamento também foi observado por Butterfield & Georgiadis (1980b), em termos de declividade da curva.

Por fim, é apresentado na Figura 5.27 o comparativo entre os módulo de elasticidade secante “ E_{sec} ” *versus* recalque “ δ ” para as provas de carga cíclicas e monotônicas.

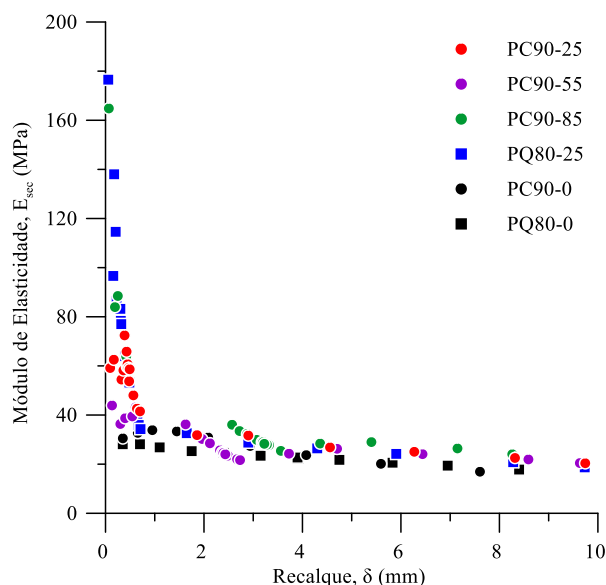


Figura 5.27: Comparativo entre módulos de elasticidade: módulo de elasticidade secante “ E_{sec} ” versus recalque “ δ ” para as provas de carga cíclicas e monotônicas.

Ao analisar a Figura 5.27, verifica-se que o módulo de elasticidade secante “ E_{sec} ” apresentou uma diminuição em sua magnitude com o aumento dos recalques. Ainda, observa-se que para deformações maiores que 1mm, o módulo secante apresentou constância em seus valores tanto para os ensaios cíclicos como para os ensaios monotônicos. Ao passo que, ao atingir 10mm de recalque, os ensaios apresentaram um módulo de elasticidade secante de aproximadamente 20MPa. Esses valores são superiores aos encontrados por Consoli *et al.* (2020a), previamente ilustrados na Figura 3.18b, empregando a mesma equação e constantes. Para uma deformação de 10mm, o módulo de elasticidade secante determinado pelo autor apresentou um valor de aproximadamente 5MPa.

Dessa forma, embora se utilize diferentes formas de obter o módulo de elasticidade (*i.e.*, tangente ou secante) alguns fatores são comuns a todos os casos. Inicialmente, para pequenos deslocamentos, o módulo de elasticidade apresenta suas maiores magnitudes. Ao passo que ocorre o aumento do recalque, ocorre uma diminuição do módulo de elasticidade devido a plastificação da estrutura do solo. Sendo que a partir de 1mm, os módulos apresentaram uma convergência a uma tendência média central.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a conclusão da caracterização do solo em laboratório e em campo, e da execução das provas de carga, foram conduzidas análises detalhadas acerca do seu comportamento. Sendo assim, neste capítulo serão elencadas as principais conclusões a respeito da caracterização do solo. Além, é claro, das principais inferências a respeito do efeito do formato da placa nas provas de carga monotônicas, e do efeito do formato e do nível de carregamento nas provas de carga cíclicas. Por fim, apresentam-se sugestões para trabalhos futuros, com o intuito de dar prosseguimento ao estudo iniciado e contribuir para o estado da arte.

6.1 CONCLUSÕES

Ao final do trabalho, algumas conclusões podem ser apontadas a partir dos resultados obtidos, as quais demonstram a importância da pesquisa e a sua contribuição ao estado da arte.

6.1.1 Curva característica

- a) O procedimento de ensaio empregado na execução da técnica do papel filtro se mostrou adequado e forneceu resultados satisfatórios. O mesmo apresentou pouca dispersão nos resultados.
- b) A curva característica determinada para o solo residual apresentou um formato de curva bimodal ou de “sela” – característico de solos tropicais. Apresentando, três trechos distintos de comportamento. No primeiro, a dessaturação é controlada pela macroestrutura do solo. No segundo – patamar intermediário – o aumento da sucção não provoca uma variação considerável no teor de umidade, pela inexistência de poros de tamanho intermediário. E no terceiro, onde a dessaturação é controlada pela microestrutura do solo.
- c) Foram observadas diferenças consideráveis nas trajetórias de umedecimento e de secagem (*i.e.*, histerese). Possivelmente isto esteja ligado a mudanças irreversíveis na estrutura do solo na trajetória de secagem do mesmo.

6.1.2 Ensaios triaxiais

- a) O solo residual apresentou um comportamento de um material estruturado. Para baixas tensões de confinamento, o solo apresentou comportamento inicialmente compressivo com posterior expansão. Ao passo que ocorre o aumento da tensão confinante, o solo apresentou um comportamento compressivo. Este sendo maior, com o aumento da tensão confinante e com a evolução das deformações.
- b) Uma maior rigidez inicial foi observada para a menor tensão de confinamento. À medida que houve um aumento na tensão de confinamento, ocorreu a diminuição de sua rigidez. Esse fenômeno deveu-se, possivelmente, ao efeito da quebra da cimentação da amostra.
- c) Para tensões de confinamento maiores, observou-se um comportamento de endurecimento das amostras – característico de solos naturalmente ou artificialmente cimentados. Embora haja uma quebra da cimentação da amostra, concomitantemente a isto, ocorre a redução no índice de vazios. Para maiores deformações, isso proporcionou, provavelmente, um aumento nos pontos de contatos entre as partículas e com isso o aumento na resistência. De forma que, após a plastificação, o solo apresentou o comportamento equivalente ao de um solo sem estrutura.

6.1.3 Provas de carga monotônicas

- a) Os ensaios realizados em placa circular e quadrada apresentaram um comportamento linear no trecho inicial, até a tensão limite de 90kPa. A partir desse momento ocorre uma mudança no comportamento com o aumento expressivo dos recalques observados, indicando uma plastificação na estrutura do solo. Essa pressão limite observada, coincide com a tensão de plastificação reportada na literatura para as condições de compressão confinada e triaxial.
- b) Foram observadas pequenas diferenças no comportamento da curva carga-recalque após a tensão limite. Neste caso, essa variação foi provocada por uma resistência maior do solo – confirmada na sondagem a percussão. Descartou-se a hipótese de influência da sucção nesta variação, devido à pouca variação entre os teores de umidade medidos nos ensaios, de forma que a sucção agiu de forma similar em ambos os ensaios.

- c) No que se refere à capacidade de carga, ao empregar fatores redutores nos parâmetros de resistência, obteve-se estimativas de capacidade de carga mais conservadoras do que as obtidas através das provas de carga.

6.1.4 Provas de carga cíclicas

- a) De modo geral, a aplicação de ciclos de pequena magnitude, gerou um comportamento que se assemelha ao elástico no solo – com recalques de pequena grandeza.
- b) Assim como observado nos ensaios monotônicos, nos ensaios cíclicos há uma tensão limite onde ocorre uma mudança no comportamento do solo – com um aumento dos recalques. Essa mudança ocorre para uma tensão limite de 90kPa, que corresponde a tensão onde ocorre a plastificação da estrutura do solo – observada em ensaios de compressão confinada e triaxiais. Além do mais, a partir da tensão limite, houve um aumento dos recalques elásticos e plásticos.
- c) Ao comparar provas de carga cíclicas – com o mesmo padrão de carregamento – empregando placas de formatos distintos, verificou-se um comportamento carga-recalque similar, de modo que não foi observado um efeito de forma nesses ensaios.
- d) A repetição de ciclos de mesma magnitude – quando realizados no trecho elástico da curva – não afetou de forma considerável os recalques observados. Ao aumentar a carga em que eram realizados ciclos de mesma magnitude, ocorreu um aumento nos recalques observados.
- e) Independente do padrão de carregamento utilizado, após a tensão limite (*i.e.*, plastificação da estrutura do solo), todos os ensaios cíclicos convergiram para um mesmo comportamento carga-recalque.
- f) O carregamento cíclico, para um recalque de referência de 8mm, não provocou uma diminuição na capacidade de carga. De forma que, para os ensaios cíclicos foram observadas cargas semelhantes as observadas nos ensaios monotônicos.
- g) O módulo de elasticidade tangente apresentou maior magnitude para os primeiros ciclos de carga e descarga. Ao atingir a tensão limite (*i.e.*, tensão de plastificação do solo), ocorreu a diminuição da rigidez – traduzida numa redução do módulo de elasticidade tangente. Após a tensão limite, os valores de módulo

de elasticidade convergiram para um valor médio de 100MPa, em todos os ensaios.

- h) O módulo de elasticidade secante, de forma similar ao observado para o módulo de elasticidade tangente, apresentou uma maior magnitude inicial, com posterior diminuição com o aumento dos recalques e em função da degradação da estrutura. Para deformações maiores, da ordem de 10mm, tanto os ensaios monotônicos como os cíclicos apresentaram uma mesma ordem de grandeza.

Portando, a partir do supracitado, pode-se afirmar que o solo residual estudado sob a atuação do carregamento cíclico apresentou um comportamento que se assemelha ao elástico até atingir a tensão de plastificação de sua estrutura. A partir da qual, exibiu um aumento significativo dos recalques, sendo mais acentuados quanto maior a amplitude dos ciclos de carga. A rigidez mostrou uma acentuada queda devido ao efeito dos ciclos de carga e descarga, sendo maior com o aumento da amplitude dos ciclos de carga. De modo que esses efeitos foram idênticos para placas de mesma área, mas de diferentes formatos – enfatizando a não ocorrência de um efeito de forma para as condições estudadas. Ainda, a sucção apresentou pouca influência sobre os resultados das provas de carga para os teores de umidade em que os ensaios foram conduzidos. Embora pequena, sua atuação foi semelhante em todos os ensaios.

Vale ressaltar que este estudo demonstra aplicabilidade para o solo residual estudado. Para solos de outras formações e de diferentes características, outros estudos devem ser realizados, de modo a considerar as reais condições de carregamento de projeto. Por fim, destaca-se que esta dissertação é demonstrada como um estudo incipiente para o entendimento deste tipo de solicitação em fundações diretas apoiadas em solos residuais naturalmente cimentados.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A partir da realização desta pesquisa, algumas sugestões para trabalhos futuros podem ser realizadas, com o intuito de contribuir no entendimento do tema discutido, sendo elas:

- a) Executar provas de carga cíclicas em sapatas de concreto armado;
- b) Avaliar o efeito de fenômenos viscosos no comportamento do solo residual;
- c) Efetuar maior quantidade de provas de carga cíclicas, com padrões de carregamentos diferenciados, para que se amplie o conhecimento do comportamento do solo residual frente ao carregamento cíclico;

- d) Executar provas de carga em solo residual com a aplicação de carregamentos dinâmicos;
- e) Efetuar uma análise numérica do comportamento do solo residual sob o efeito do carregamento cíclico;
- f) Estudar o efeito da quebra da cimentação no comportamento da curva característica;

REFERÊNCIAS

- ACHMUS, M., ABDEL-RAHMAN, K., PERALTA, P. On the design of monopile foundations with respect to static and quasi-static cyclic loading. In: COPENHAGEN OFFSHORE WIND 2005, **Anais...** [s.l: s.n.]
- AL-SANAD, H. A., ISMAEL, N. F., BRENNER, R. P. Settlement of Circular and Ring Plates in Very Dense Calcareous Sands. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 119, n. 4, p. 622–638, 1993.
- ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. 1. ed. São Paulo, BR: Editora Edgard Blucher, 1991.
- ALVARADO, G., COOP, M. R., WILLSON, S. On the role of bond breakage due to unloading in the behaviour of weak sandstones. **Géotechnique**, [s. l.], v. 62, n. 4, p. 303–316, 2012.
- 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**, [s. l.], v. 46, n. 5, p. 513–535, 2009.
- ANDERSEN, K. H. Cyclic soil parameters for offshore foundation design. In: (V. Meyer, Ed.) **FRONTIERS IN OFFSHORE GEOTECHNICS III 2015**, London, UK. **Anais...** London, UK: Taylor & Francis, 2015.
- ANDERSEN, K. H., PUECH, A. A., JARDINE, R. J. Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications. In: **TC 209 WORKSHOP 18TH ICSMGE: DESIGN FOR CYCLIC LOADING: PILES AND OTHER FOUNDATIONS 2013**, Paris. **Anais...** Paris: Presses des Ponts, 2013.
- ANTONY, S. J., JAHANGER, Z. K. Local Scale Displacement Fields in Grains–Structure Interactions Under Cyclic Loading: Experiments and Simulations. **Geotechnical and Geological Engineering**, [s. l.], v. 38, n. 2, p. 1277–1294, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6502: Rochas e solos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 9604: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas — Procedimento**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457: Amostras de solo — Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459: Solo — Determinação do limite de liquidez.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180: Solo — Determinação do limite de plasticidade.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT 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: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181: Solo — Análise granulométrica.** Rio de Janeiro: ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6489: Solo — Prova de carga estática em fundação direta.** Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16853: Solo — Ensaio de adensamento unidimensional.** Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6484: Solo - Sondagens de Simples Reconhecimento com SPT - Método de Ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D6951: Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications.** West Conshohocken, PA; ASTM International, 2009.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D5778: Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.** West Conshohocken, PA; ASTM International, 2012.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D5311/D5311M: Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil.** West Conshohocken, PA; ASTM International, 2013.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D6635: Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer.** West Conshohocken, PA; ASTM International, 2015.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D5298: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper.** West Conshohocken, PA; ASTM International, 2016.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D7400: Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing.** West Conshohocken, PA; ASTM International, 2019.

ASTM INTERNATIONAL. **ASTM D7181: Standard Test Method for Consolidated**

Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken, PA; ASTM International, 2020.

BAS, M. J. L., MAITRE, R. W. L., STRECKEISEN, A., ZANETTIN, B. A Chemical Classification of Volcanic Rocks Based on the Total Alkali-Silica Diagram. **Journal of Petrology**, [s. l.], v. 27, n. 3, p. 745–750, 1986.

BASTOS, C. A. B. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados.** 1999. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

BELL, F. G. **Engineering Properties of Soils and Rocks.** 2. ed. [s.l.] : Butterworth-Heinemann Ltd, 1992.

BERRE, T., BJERRUM, L. Shear strength of normally consolidated clay. In: PROCEEDINGS, 8TH ICSMFE 1973, **Anais...** [s.l.: s.n.]

BLIGHT, G. E., LEONG, E. C. (EDS.). **Mechanics of Residual Soils.** 2. ed. [s.l.] : CRC Press, 2012. v. V

BOGADO, G. O., REINERT, H. O., FRANCISCA, F. M. Geotechnical properties of residual soils from the North-east of Argentina. **International Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 13, n. 2, p. 112–121, 2019.

BORN, R. B. **Análise experimental do comportamento de estacas carregadas lateralmente em um solo residual.** 2019. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2019.

BORTOLI, C. R. **Estudo Numérico-Experimental da Condutividade Hidráulica Saturada/Não Saturada de um Solo Estruturado.** 1999. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design.** 5th. ed. [s.l.] : McGraw-Hill Inc., 1997.

BRASIL. Levantamento de reconhecimento dos solos do Rio Grande do Sul. **Boletim Técnico N.º 30**, Recife, p. 431, 1973.

BREWER, R., SLEEMAN, J. R. Soil Structure and Fabric. **Journal of Soil Science**, [s. l.], v. 11, n. 1, p. 172–185, 1960.

BRINCH HANSEN, J. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. **Bulletin of the Danish Geotechnical Institute**, [s. l.], v. 28, n. 28, p. 5–11, 1970.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 1377-9: Methods of test for Soils for civil engineering purposes — Part 9: In-situ tests.** London: BSI, 1990.

BURLAND, J. B. On the compressibility and shear strength of natural clays. **Géotechnique**, [s. l.], v. 40, n. 3, p. 329–378, 1990.

BURROUGH, P. A., VAN GAANS, P. F. M., HOOTSMANS, R. Continuous classification in soil survey: spatial correlation, confusion and boundaries. **Geoderma**, [s. l.], v. 77, n. 2–4, p. 115–135, 1997.

BUTTERFIELD, R., GEORGIADIS, M. The response of model flexible landing mats to cyclic loading. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOILS UNDER CYCLIC AND TRANSIENT LOADING 1980a, Swansea. **Anais...** Swansea

BUTTERFIELD, R., GEORGIADIS, M. Cyclic plate bearing tests. **Journal of Terramechanics**, [s. l.], v. 17, n. 3, p. 149–160, 1980. b.

CARRETTA, M. da S. **Comportamento de um solo residual levemente cimentado: Estimativa de capacidade de carga para estacas submetidas a esforços transversais**. 2018. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

CARRETTA, M. da S., CRISTELO, N., FESTUGATO, L., MIGUEL, G. D., CONSOLI, N. Experimental assessment of the small-strain response of residual soil under monotonic and cyclic loading. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, [s. l.], p. 1–14, 2021.

CHANDLER, R. J., CRILLY, M. S., SMITH, M. G. A Low-Cost Method of Assessing Clay Desiccation for Low-Rise Buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering**, [s. l.], v. 92, n. 2, p. 82–89, 1992.

CHANDLER, R. J., GUTIERREZ, C. I. The filter-paper method of suction measurement. **Géotechnique**, [s. l.], v. 36, n. 2, p. 265–268, 1986.

CINTRA, J. C. A., AOKI, N., TSUHA, C. de H. C. **Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos**. [s.l.] : Oficina de Textos, 2013.

CONSOLI, N. C., SCHNAID, F., MILITITSKY, J., VENDRUSCOLO, M. A. Design of shallow foundations on structured and compacted soils based on plate loading tests and finite element analysis. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1999, Hamburg. **Anais...** Hamburg

CONSOLI, N. C., THOMÉ, A., DONATO, M., GRAHAM, J. Loading tests on compacted soil, bottom-ash and lime layers. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 161, n. 1, p. 29–38, 2008.

CONSOLI, N. C., CRUZ, R. C., VIANA DA FONSECA, A. V., COOP, M. R. Influence of Cement-Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 138, n. 1, p. 100–109, 2012.

CONSOLI, N. C., GIESE, D. N., SCHEUERMANN FILHO, H. C., FESTUGATO, L., ROCHA, M. M., HEINECK, K. S., MOREIRA, E. B. On Porous Bonded Residual Soil in Natural and Dynamically Compacted States Through Plate Load Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 146, n. 8, p. 1-8, 2020. a.

CONSOLI, N. C., MOREIRA, E. B., FESTUGATO, L., MIGUEL, G. D. Spread footings bearing on circular and square cement-stabilized sand layers above weakly bonded residual soil. **Soils and Rocks**, [s. l.], v. 43, n. 3, p. 339–349, 2020. b.

CONSOLI, N. C., DALLA ROSA, F., FONINI, A. Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 135, n. 12, p. 1846–1856, 2009.

CONSOLI, N. C., ROTTA, G. V., PRIETTO, P. D. M. Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils. **Géotechnique**, [s. l.], v. 50, n. 1, p. 99–105, 2000.

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, 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**, [s. l.], v. 129, n. 1, p. 96–101, 2003.

COOP, M. R., ATKINSON, J. H. The mechanics of cemented carbonate sands. **Géotechnique**, [s. l.], v. 43, n. 1, p. 53–67, 1993.

COOP, M. R., WILLSON, S. M. Behavior of Hydrocarbon Reservoir Sands and Sandstones. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 129, n. 11, p. 1010–1019, 2003.

COSTA, Y. D., CINTRA, J. C., ZORNBERG, J. G. Influence of Matric Suction on the Results of Plate Load Tests Performed on a Lateritic Soil Deposit. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 26, n. 2, p. 219–227, 2003.

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

CUDMANI, R. O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. 1994. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1994.

DALLA ROSA, F. **Caracterização geotécnica e estudo do comportamento carga x recalque do solo do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo**. 2003. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia e Arquitetura. Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2003.

DALLA ROSA, F. **Efeito do Estado de Tensões de Cura no Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2009. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DALLA ROSA, F., THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. In: XXXI JORNADAS SUD-AMERICANAS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL 2004, Mendoza, Argentina. **Anais...** Mendoza, Argentina

DALLA ROSA, F., THOMÉ, A., RUVEN, C. A. Determinação de alguns parâmetros geotécnicos do campo experimental de geotecnia da Universidade de Passo Fundo - RS. In: 1º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE JOVENS GEOTÉCNICOS (GEO JOVEM 2004) 2004, São Carlos, SP. **Anais...** São Carlos, SP

DAPPLES, E. C. Some Concepts of Cementation and Lithification of Sandstones. **AAPG Bulletin**, [s. l.], v. 56, n. 1, p. 3–25, 1972.

DAS, B. M., RAMANA, G. V. **Principles of soil dynamics**. 2. ed. Stanford, US: Cengage Learning, 2011.

DAS, B. M., SHIN, E. C. Laboratory model tests for cyclic load-induced settlement of a strip foundation on a clayey soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, [s. l.], v. 14, n. 3, p. 213–225, 1996.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 18134: Soil - Testing procedures and testing equipment- Plate load test**. Berlin: DIN, 2012.

DI PRISCO, C. G., WOOD, D. M. **Mechanical Behaviour of Soils Under Environmentally-Induced Cyclic Loads**. [s.l.] : Springer Science & Business Media, 2012.

DIAS, R. D. **Aplicação de Pedologia e Geotecnia no Projeto de Fundações de Linhas de Transmissão**. 1987. Tese (Doutorado) - Instituto Alberto Liz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1987.

DÍAZ-RODRÍGUEZ, J. A., MARTÍNEZ-VASQUEZ, J. J., SANTAMARINA, J. C. Strain-Rate Effects in Mexico City Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 135, n. 2, p. 300–305, 2009.

DONATO, M. **Ensaio triaxiais do solo do campo experimental do CETEC/FEAR/UPF**, 2005.

ELLIOTT, G. M., BROWN, E. T. Yield of a soft, high porosity rock. **Géotechnique**, Reston, USA, v. 35, n. 4, p. 413–423, 1985.

FALCONI, F. F., CORRÊA, C. N., ORLANDO, C., SCHIMDT, C., ANTUNES, W. R., ALBUQUERQUE, P. J., NIYAMA, S. (EDS.). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São

Paulo, BR: Pini, 1998.

FAN, J. CHEN, J., JIANG, D., CHEMENDA, A., CHEN, J., AMBRE, J. Discontinuous cyclic loading tests of salt with acoustic emission monitoring. **International Journal of Fatigue**, [s. l.], v. 94, p. 140–144, 2017.

FANG, H.-Y. (ED.). **Foundation Engineering Handbook**. Boston, MA: Springer US, 1991.

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

FARO, V. P. CONSOLI, N. C., SCHNAID, F., THOMÉ, A., LOPES JÚNIOR, L. DA S. Field Tests on Laterally Loaded Rigid Piles in Cement Treated Soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 141, n. 6, p. 06015003, 2015.

FAWCETT, R. G., COLLIS-GEORGE, N. A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. **Australian Journal of Experimental Agriculture**, [s. l.], v. 7, n. 25, p. 162, 1967.

FEUERHARMEL, C. **Aspectos do Comportamento não Saturado de Dois Solos Coluvionares - Gasoduto Bolivia-Brasil**. 2003. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, [s. l.], 2003.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação serra geral**. 2007. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

FEUERHARMEL, C., GEHLING, W. Y. Y., BICA, A. V. D. The Use of Filter-Paper and Suction-Plate Methods for Determining the Soil-Water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 29, n. 5, p. 14004, 2006.

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

FREDLUND, D. G., XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 31, n. 4, p. 521–532, 1994.

FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S., LACERDA, W. A. Yield, Strength, and Critical State Behavior of a Tropical Saturated Soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 130, n. 11, p. 1169–1179, 2004.

FUTAI, M. M., ALMEIDA, M. S. S., LACERDA, W. A. The laboratory behaviour of a residual tropical soil. In: TAN, T. S., PHOON, K. K., HIGHT, D.W., LEROUEIL, S. (Eds.).

Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils. London, UK: Taylor & Francis, 2006. v. 3–4p. 2477–2505.

GEOLOGICAL SOCIETY WORKING PARTY. Tropical Residual Soils Geological Society Engineering Group Working Party Report. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, [s. l.], v. 23, n. 1, p. 4–101, 1990.

GERSCOVICH, D. M. S. Equações para modelagem da curva característica aplicadas a solos brasileiros. In: (W. Y. Y. Gehling, F. Schnaid, Eds.) 4º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS, ÑSAT01 2001, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre, RS

GIACHETI, H. L. Session report: Non-textbook type geomaterials. In: (R. Q. Coutinho, P. W. Mayne, Eds.) PROCEEDINGS OF THE 4TH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION 4, ISC-4 2013, London, UK. **Anais...** London, UK: Taylor & Francis Books Ltd, 2013.

GIDIGASU, M. D. **Laterite soil engineering: Pedogenesis and engineering principles.** [s.l.] : Elsevier Scientific Publishing Company, 1976.

GOOGLE MAPS. **Passo Fundo - Google Maps.** 2020. Disponível em: <<https://goo.gl/maps/tLeXZ8pjjv9RS3Sz7>>. Acesso em: 14 fev. 2020.

GRAHAM, J., CROOKS, J. H. A., BELL, A. L. Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays. **Geotechnique**, [s. l.], v. 34, n. 3, p. 433–444, 1984.

HEAD, K. H., EPPS, R. J. **Manual of soil laboratory testing - Volume 3: Effective Stress Tests.** 3. ed. Caithness, UK: Whittles Publishing, 2014.

HICHER, P.-Y. Elastic Properties of Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 122, n. 8, p. 641–648, 1996.

HITTLE, J., GOETZ, W. A Cyclic Load-Test Procedure. In: SYMPOSIUM ON LOAD TESTS OF BEARING CAPACITY OF SOILS 1948, **Anais...** : ASTM International, 1948.

HOUSTON, S. L., HOUSTON, W. N., WAGNER, A.-M. Laboratory Filter Paper Suction Measurements. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 17, n. 2, p. 185, 1994.

HUAT, B. B. K. ALI, F. H., OMAR, H., SINGH, H. **Foundation Engineering: Design and Construction in Tropical Soils.** 1. ed. London, UK: Taylor & Francis plc., 2006.

HVORSLEV, M. J. Subsurface Exploration And Sampling Of Soils For Civil Engineering Purposes. In: REPORT ON A RESEARCH PROJECT OF THE COMMITTEE ON SAMPLING AND TESTING, SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS DIVISION, AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS 1949, **Anais...** [s.l: s.n.]

INDRARATNA, B., NUTALAYA, P. Some engineering characteristics of a compacted

lateritic residual soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, [s. l.], v. 9, n. 2, p. 125–137, 1991.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **Manual Técnico de Pedologia**. 2. ed. Rio de Janeiro, RJ. v. 4

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA. **IBGE | Mapas**. 2020. Disponível em: <<https://mapas.ibge.gov.br/>>. Acesso em: 12 fev. 2020.

IRFAN, T. Y. Mineralogy, fabric properties and classification of weathered granites in Hong Kong. **Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology**, [s. l.], v. 29, n. 1, p. 5–35, 1996.

ISHIHARA, K. Liquefaction and flow failure during earthquakes. **Géotechnique**, [s. l.], v. 43, n. 3, p. 351–451, 1993.

ISHIHARA, K. **Soil behaviour in earthquake geotechnics**. New York, US: Oxford University Press Inc., 1996.

ISHIHARA, K., TATSUOKA, F., YASUDA, S. Undrained Deformation and Liquefaction of Sand Under Cyclic Stresses. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 15, n. 1, p. 29–44, 1975.

JARDINE, R. J. Some Observations on the Kinematic Nature of Soil Stiffness. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 32, n. 2, p. 111–124, 1992.

KIM, H., PREZZI, M., SALGADO, R. Calibration of Whatman Grade 42 Filter Paper for Soil Suction Measurement. **Canadian Journal of Soil Science**, [s. l.], v. 97, n. 2, p. 93–98, 2016.

LA ROCHELLE, P. LEROUEIL, S., TRAK, B., BLAIS-LEROUX, L., TAVENAS, F. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests. In: DONAGHE, R., CHANEY, R., SILVER, M. (Eds.). **Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock**. West Conshohocken, PA: ASTM International, 1988: ASTM International, 1988. p. 715–731.

LAGIOIA, R., NOVA, R. An experimental and theoretical study of the behaviour of a calcarenite in triaxial compression. **Géotechnique**, [s. l.], v. 45, n. 4, p. 633–648, 1995.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. [s.l.] : John Wiley & Sons, Inc, 1979.

LE BAS, M. J., LE MAITRE, R. W., WOOLLEY, A. R. The construction of the Total Alkali-Silica chemical classification of volcanic rocks. **Mineralogy and Petrology**, [s. l.], v. 46, n. 1, p. 1–22, 1992.

LEFEBVRE, G., LEBOEUF, D. Rate Effects And Cyclic Loading of Sensitive Clays. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 113, n. 5, p. 476–489, 1987.

LEONG, E. C. WIJAYA, M., TONG, W. Y., LU, Y. Examining the Contact Filter Paper Method in the Low Suction Range. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 43, n. 6, 2020.

LEONG, E. C., HE, L., RAHARDJO, H. Factors Affecting the Filter Paper Method for Total and Matric Suction Measurements. [s. l.], v. 25, n. 3, p. 322–333, 2002.

LEROUEIL, S., HIGHT, D. W. Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. In: TAN, T. S. PHOON, K. K., HIGHT, D. W., LEROUEIL, S. (Eds.). **Characterization and Engineering Properties of Natural Soils**. Lisse: Swets & Zeitlinger, 2003. v. 1p. 29–254.

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

LOPES JÚNIOR, L. da S., THOMÉ, A. Provas de carga estática em estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas na região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. In: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL - GEORS 2005, Passo Fundo, RS. **Anais...** Passo Fundo, RS

MACCARINI, M. **Laboratory studies for a weakly bonded artificial soil**. 1987. Thesis (Doctor of Philosophy) - Faculty of Engineering, Imperial College London, London, 1987.

MAHALINGA-IYER, U., WILLIAMS, D. J. Consolidation and shear strength properties of a lateritic soil. **Engineering Geology**, [s. l.], v. 38, n. 1–2, p. 53–63, 1994.

MARINHO, F. A. M. A Técnica do Papel Filtro para Medição de Sucção. In: ANAIS DO ENCONTRO DE SOLOS NÃO SATURADOS 1995, Porto Alegre, RS. **Anais...** Porto Alegre, RS

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção em solos. In: (T. M. P. de Campos, E. do A. Vargas Junior, Eds.) 3º SIMPÓSIO BRASILEIRO DE SOLOS NÃO SATURADOS - ÑSAT97 1997, Rio de Janeiro, RJ. **Anais...** Rio de Janeiro, RJ

MARINHO, F., OLIVEIRA, O. The Filter Paper Method Revisited. **Geotechnical Testing Journal**, [s. l.], v. 29, n. 3, p. 250–258, 2006.

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

MARSLAND, A., POWELL, J. J. M. Cyclic load tests on 865 mm diameter plates in a stiff clay till. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOILS UNDER CYCLIC AND TRANSIENT LOADING 1980, Swansea. **Anais...** Swansea

MEIMON, Y., HICHER, P. Y. Mechanical behaviour of clays under cyclic loading. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOILS UNDER CYCLIC AND TRANSIENT LOADING 1980, Swansea. **Anais...** Swansea

MEYERHOF, G. G. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. **Géotechnique**, [s. l.], v. 2, n. 4, p. 301–332, 1951.

MEYERHOF, G. G. Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 1, n. 1, p. 16–26, 1963.

MITCHELL, J. K., COUTINHO, R. Q. Special Lecture: Occurrence, geotechnical properties, and special problems of some soils of America. In: NINTH PANAMERICAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1991, Viña del Mar, Chile. **Anais...** Viña del Mar, Chile

MITCHELL, J. K., SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. New York, US: John Wiley & Sons, Inc, 2005. v. 40

MORAIS, T. DA S. O., TSUHA, C. DE H. C., NETO, L. A. B., SINGH, R. M. Effects of seasonal variations on the thermal response of energy piles in an unsaturated Brazilian tropical soil. **Energy and Buildings**, [s. l.], v. 216, p. 109971, 2020.

MOREIRA, E. B. **Capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada finita de solo cimentado**. 2020. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

NG, C. W. W., PANG, Y. W. Experimental investigations of the soil-water characteristics of a volcanic soil. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 37, n. 6, p. 1252–1264, 2000.

O'REILLY, M. P., BROWN, S. F., OVERY, R. F. Viscous effects observed in tests on an anisotropically normally consolidated silty clay. **Geotechnique**, [s. l.], v. 39, n. 1, p. 153–158, 1989.

O'REILLY, M. P., BROWN, S. F., OVERY, R. F. Cyclic Loading of Silty Clay with Drainage Periods. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 117, n. 2, p. 354–362, 1991.

O'REILLY, P. M., BROWN, S. F. (EDS.). **Cyclic loading of soils: from theory to design**. Glasgow, UK: Blackie, 1991.

OH, W. T., VANAPALLI, S. K. Scale Effects of Plate Load Tests in Unsaturated Soils. **International Journal of Geomate**, [s. l.], v. 4, n. 2, p. 585–594, 2013.

PAIKOWSKY, S. G. CANNIFF, M. C., LESNY, K., KISSE, A., AMATYA, S., MUGANGA, R. **LRFD Design and Construction of Shallow Foundations for Highway Bridge Structures**. Washington, D.C.: Transportation Research Board, 2010.

PORCINO, D. D., MARCIANÒ, V. Bonding degradation and stress–dilatancy response of weakly cemented sands. **Geomechanics and Geoengineering**, [s. l.], v. 12, n. 4, p. 221–233, 2017.

POULOS, S. J., CASTRO, G., FRANCE, J. W. Liquefaction Evaluation Procedure. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 111, n. 6, p. 772–792, 1985.

PRAKASH, S. **Soil Dynamics**. [s.l.] : McGraw-Hill Inc., 1981.

PRANDTL, L. Über die härte plastischer körper. In: NACHRICHTEN VON DER GESELLSCHAFT DER WISSENSCHAFTEN ZU GÖTTINGEN, MATHEMATISCH-PHYSIKALISCHE KLASSE 1920, **Anais...** [s.l: s.n.]

PUECH, A., CANOU, J., BERNARDINI, C., PECKER, A., JARDINE, R., HOLEYMAN, A. Solcyp: A four-year joint industry project on the behaviour of piles under cyclic loading. In: OFFSHORE SITE INVESTIGATION AND GEOTECHNICS 2012: INTEGRATED TECHNOLOGIES - PRESENT AND FUTURE, OSIG 2012 2012, London, UK. **Anais...** London, UK: SUT, 2012.

PUECH, A., GARNIER, J. (EDS.). **Design of Piles Under Cyclic Loading: SOLCYP Recommendations**. [s.l.] : ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc., 2017.

RAHARDJO, H., LIM, T. T., CHANG, M. F., FREDLUND, D. G. Shear-strength characteristics of a residual soil. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 32, n. 1, p. 60–77, 1995.

RAHARDJO, H., LEONG, E. C. Suction Measurements. In: UNSATURATED SOILS 2006 2006, Reston, VA. **Anais...** Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2006.

RAYMOND, G. P., KOMOS, F. El. Repeated load testing of a model plane strain footing. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 15, n. 2, p. 190–201, 1978.

REISSNER, H. Zum Erddruckproblem. In: (C. B. Biezeno, J. M. Burgers, Eds.) PROCEEDINGS 1ST INTERNATIONAL CONGRESS FOR APPLIED MECHANICS 1924, Delft, The Netherlands. **Anais...** Delft, The Netherlands

RIDLEY, A. M., BURLAND, J. B. Discussion: A new instrument for the measurement of soil moisture suction. **Géotechnique**, [s. l.], v. 44, n. 3, p. 551–556, 1994.

RIZZON, M. M. **Efeitos da compactação dinâmica em solo residual**. 2016. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

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

ROHLFES JÚNIOR, J. A. **Estudo do comportamento de um solo residual melhorado através de técnicas mecânicas e físico- químicas e sua aplicação a análise de fundações superficiais**. 1996. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

ROJAS, J. C., SALINAS, L. M., SEJAS, C. Plate-Load Tests on an Unsaturated Lean Clay. In: **Experimental Unsaturated Soil Mechanics**. Berlin, Heidelberg: Springer Berlin Heidelberg, 2013. p. 445–452.

RUDDOCK, E. C. Residual Soils of The Kumasi District in Ghana. **Géotechnique**, [s. l.], v. 17, n. 4, p. 359–377, 1967.

RUSSI, D. **Estudo do comportamento de solos através de ensaios de placa de diferentes diâmetros**. 2007. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2007.

RUVER, C. A. **Estudo do arrancamento de fundações em solos tratados com cimento**. 2011. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

SALGADO, R. **The Engineering of Foundations**. New York, US: McGraw-Hill Inc., 2008.

SANTOS, H. G. Dos **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 5. ed. Brasília, DF: Embrapa, 2018.

SANTOS, O. F., LACERDA, W. A., EHRlich, M. Effects of Cyclic Variations of Pore Pressure on the Behaviour of a Gneiss Residual Soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, [s. l.], v. 9, 2020.

SASSO, L. F. **Análise de Sapata Estaqueada Submetida a Carregamento Axial em Solo Residual Considerando Estaca Individual e Grupo de Estacas**. 2020. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

SCHNAID, F. **Geo-characterisation and properties of natural soils by in situ tests**. [s.l.] : Millpress Science Publishers/IOS Press, 2005. v. 1

SCHNAID, F., LEHANE, B. M., FAHEY, M. In situ test characterisation of unusual soils. Keynote Lecture. In: SECOND INTERNATIONAL GEOTECHNICAL AND GEOPHYSICAL SITE CHARACTERISATION ICS2 2004, Porto. **Anais...** Porto

SCHNAID, F., PRIETTO, P. D. M., CONSOLI, N. C. Characterization of Cemented Sand in Triaxial Compression. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 127, n. 10, p. 857–868, 2001.

SCHOFIELD, A., WROTH, P. **Critical state soil mechanics**. [s.l.] : McGraw-Hill Inc., 1968.

SCHULZ, L. R. **Comportamento de Estacas Escavadas Submetidas a Carregamentos Cíclicos Axiais em Solo Coesivo Friccional**. 2020. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

SHAJARATI, A., SØRENSEN, K. W., NIELSEN, S. D., IBSEN, L. B. Behaviour of Cohesionless Soils During Cyclic Loading. **Aalborg: Department of Civil Engineering, Aalborg University. (DCE Technical Memorandum; No. 14)**, [s. l.], p. 1–11, 2012.

SHARMA, S. S., FAHEY, M. Evaluation of cyclic shear strength of two cemented calcareous soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 129, n. 7, p. 608–618, 2003. a.

SHARMA, S. S., FAHEY, M. Degradation of Stiffness of Cemented Calcareous Soil in Cyclic Triaxial Tests. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v. 129, n. 7, p. 619–629, 2003. b.

SHAW, P. **Stress strain relationship for granular materials under repeated loading**. 1980. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia Civil, University of Nottingham, [s. l.], 1980.

SKEMPTON, A. W. The Pore-Pressure Coefficients A and B. **Géotechnique**, [s. l.], v. 4, n. 4, p. 143–147, 1954.

SOUZA JÚNIOR, T. F. DE JESUS, F. F. S., RUVEN, C. A., HEINECK, K. S., LUZ, C. C. Aplicação do método M.C.T. ao solo coesivo friccional do município de Passo Fundo - RS. In: X SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL - GEORS 2019, Santa Maria, RS. **Anais...** Santa Maria, RS

STRAKHOV, N. M. **Principles of Lithogenesis**. 1. ed. Boston, MA: Springer US, 1967.

STRECK, E. V., KAMPF, N., DALMOLIN, R. S. D., KLAMT, E., NASCIMENTO, P. C. DO, SCHNEIDER, P., GIASSON, E., PINTO, L. F. S. **Solos do Rio Grande do Sul**. 2. ed. Porto Alegre: EMATER/RS, 2008.

SUBRAMANIAM, P., BANERJEE, S. Factors affecting shear modulus degradation of cement treated clay. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, [s. l.], v. 65, p. 181–188, 2014.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York, US: Wiley, 1943.

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. 1999. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.

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**, [s. l.], v. 24, n. 10, p. 9594–9604, 2017.

TINJUM, J. M., BENSON, C. H., BLOTZ, L. R. Soil-Water Characteristic Curves for Compacted Clays. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, [s. l.], v.

123, n. 11, p. 1060–1069, 1997.

TOWNSEND, F. C. Geotechnical Characteristics of Residual Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 111, n. 1, p. 77–94, 1985.

TSUHA, C. H. C. FORAY, P. Y., JARDINE, R. J., YANG, Z. X., SILVA, M., RIMOY, S. Behaviour of displacement piles in sand under cyclic axial loading. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 52, n. 3, p. 393–410, 2012.

UNIVERSIDADE DE PASSO FUNDO. **Cetec Serviços realizou mais de três mil análises em 2018 - UPF | Universidade de Passo Fundo**. 2019. Disponível em: <<https://www.upf.br/noticia/cetec-servicos-realizou-mais-de-tres-mil-analises-em-2018>>. Acesso em: 12 fev. 2020.

VAN DER VEEN, C. The bearing capacity of a pile. In: PROCEEDINGS III INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1953, Zurich. **Anais...** Zurich

VAN IMPE, W. F. A test equipment for large scale vertical cyclic loading tests on saturated sand. In: PROCEEDINGS OF THE INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON SOILS UNDER CYCLIC AND TRANSIENT LOADING 1980, Swansea. **Anais...** Swansea

VANAPALLI, S. K. FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E., CLIFTON, A., W. Model for the prediction of shear strength with respect to soil suction. **Canadian Geotechnical Journal**, [s. l.], v. 33, n. 3, p. 379–392, 1996.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E. The influence of soil structure and stress history on the soil–water characteristics of a compacted till. **Géotechnique**, [s. l.], v. 49, n. 2, p. 143–159, 1999.

VANAPALLI, S. K., OH, W. T. Proceedings of the International Symposium on Engineering under Uncertainty: Safety Assessment and Management (ISEUSAM - 2012). In: CHAKRABORTY, S., BHATTACHARYA, G. (Eds.). **Proceedings of the International Symposium on Engineering under Uncertainty: Safety Assessment and Management (ISEUSAM - 2012)**. Springer I ed. India: Springer India, 2013.

VARGAS, M. Some engineering properties of residual clay soils occurring in Southern Brazil. In: PROCEEDINGS III INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING 1953, Zurich. **Anais...** Zurich

VARGAS, M. The Concept of Tropical Soils. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMACHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS 1985, Brasília, DF. **Anais...** Brasília, DF

VESIC, A. S. Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand. **Highway Research Record**, [s. l.], v. 39, p. 112–153, 1963.

VESIC, A. S. Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations. **Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division**, [s. l.], v. 99, n. 1, p. 45–73, 1973.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F., FANG, H. Y. (Eds.). **Foundation Engineering Handbook**. 1. ed. New York, US: Van Nostrand Reinhold Company, Inc., 1975. p. 751.

VIANA DA FONSECA, A. J. P. **Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto: critérios para dimensionamento de fundações directas**. 1996. Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 1996.

VIANA DA FONSECA, A. J. P., COUTINHO, R. Characterization of residual soils. In: **Geotechnical and Geophysical Site Characterization**. [s.l.] : Taylor & Francis, 2008. p. 195–248.

VIERO, A. C., SILVA, D. R. A. Da. **Geodiversidade do Estado do Rio Grande do Sul**. 1. ed. Porto Alegre, RS: CPRM, 2010.

VOLKOFF, B. Red and Lateritic Soils: World Scenario. In: SEHGAL, J., BLUM, W. E., GAJBHIYE, K. S. (Eds.). **Red & Lateritic Soils**. [s.l.] : Oxford & IBH Publishing Co. Pvt. Ltd., 1998. v. 1p. 57–75.

WAGNER, A. C. **Comportamento de Sapatas Estaqueadas Carregadas Axialmente em Solo Residual Considerando Diferentes Grupos de Estacas**. 2020. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

WALLACE, K. B., DE, P. K., FURDAS, B. Discussion: Structural behaviour of residual soils of the continually wet Highlands of Papua New Guinea. **Géotechnique**, [s. l.], v. 24, n. 1, p. 101–106, 1974.

WESLEY, L. D. Influence of Structure and Composition on Residual Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, [s. l.], v. 116, n. 4, p. 589–603, 1990.

WESLEY, L. D. **Geotechnical Engineering in Residual Soils**. [s.l.] : John Wiley & Sons, Inc., 2010.

WICHTMANN, T., NIEMUNIS, A., TRIANTAFYLLIDIS, T. Strain accumulation in sand due to cyclic loading: Drained triaxial tests. **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, [s. l.], v. 25, n. 12, p. 967–979, 2005.

WILDING, L. P., DREES, L. R. Spatial Variability and Pedology. In: **Pedogenesis and soil taxonomy. I**. [s.l: s.n.]. p. 83–116.

YASUHARA, K., HIRAO, K., HYDE, A. F. L. Effects of Cyclic Loading on Undrained Strength and Compressibility of Clay. **Soils and Foundations**, [s. l.], v. 32, n. 1, p. 100–116, 1992.

ZIANGIROV, R. S., KURMES, V. E. Predicting the settlement of structures under long-time, oft-repeated loadings. **Soil Mechanics and Foundation Engineering**, [s. l.], v. 18, n. 3, 1981.