

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

**Comportamento de Estacas Escavadas Submetidas a
Carregamentos Cíclicos Axiais em Solo Coesivo Friccional**

Luana Rutz Schulz

Porto Alegre
2020

LUANA RUTZ SCHULZ

**COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS AXIAIS EM
SOLO COESIVO FRICCIONAL**

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
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Schulz, Luana Rutz
Comportamento de Estacas Escavadas Submetidas a
Carregamentos Cíclicos Axiais em Solo Coesivo
Friccional / Luana Rutz Schulz. -- 2020.
177 f.
Orientadores: Nilo Cesar Consoli, Lucas Festugato.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2020.

1. carregamento cíclico. 2. solo coesivo
friccional. 3. estacas escavadas. 4. provas de carga.
5. ensaio simple shear. I. Consoli, Nilo Cesar,
orient. II. Festugato, Lucas, orient. III. Título.

LUANA RUTZ SCHULZ

**COMPORTAMENTO DE ESTACAS ESCAVADAS
SUBMETIDAS A CARREGAMENTOS CÍCLICOS AXIAIS EM
SOLO COESIVO FRICCIONAL**

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

Porto Alegre, 21 de dezembro de 2020

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concordia University, Canadá
orientador

Prof. Lucas Festugato
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul
orientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Karla Salvagni Heineck
Doutora pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Luizmar da Silva Lopes Júnior
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Vítor Pereira Faro
Doutor pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Dedico este trabalho àqueles que estiveram ao meu lado e
me incentivaram desde o princípio, meus pais,
Verner e Luciane.

AGRADECIMENTOS

Ao final desta etapa, é possível perceber como tudo aconteceu de uma forma tão intensa. Tudo o que foi planejado, esquematizado e até mesmo cronometrado, foi completamente modificado. Esse ano nos fez perceber que nem tudo está em nosso controle, mas que para tudo há uma maneira e um tempo certo para acontecer. E sem dúvidas, isso só foi possível, pois eu tinha pessoas ao meu lado dispostas a fazer tudo acontecer! Foi realizada uma pesquisa de mestrado em meio a pandemia de Covid-19 e não somente por isso, mas especialmente por isso, tenho muitas pessoas a agradecer!

Muito obrigada ao meu professor orientador Nilo Consoli. Agradeço por me orientar, por propor temas desafiadores que trouxeram, sobretudo, crescimento a minha bagagem profissional. Obrigada pela dedicação, por estar presente em cada etapa do trabalho, pelo incentivo e cuidado. És um exemplo de profissional para todos nós e pessoalmente sinto-me privilegiada por ter sido tua orientanda!

Muito obrigada ao meu também orientador Lucas Festugato. Obrigada pela paciência com dúvidas, pela disponibilidade das discussões e pelos desafios impostos, eles guiaram meu crescimento! Agradeço pela dedicação com cada etapa deste trabalho, desde os ensaios de campo e laboratório até a análise dos resultados, isso só deixa claro o motivo pelo qual és um excelente profissional. Fico muito agradecida por ter aceitado ser meu orientador!

Quero prestar um agradecimento muito especial as minhas amigas, Larissa e Alexia! Tive o privilégio de dividir este trabalho ao lado de vocês e vocês sabem que são parte dele também. Vocês foram, além de excelentes colegas de trabalho, um apoio firme para os momentos mais inseguros e ao mesmo tempo um impulso de coragem e leveza para mim. Dividimos dúvidas, conteúdo, desespero, risadas, ciclos, casas e estacas... E nem nas melhores expectativas achei que daria tão certo! Estávamos ali presentes umas pelas outras, buscando agregar com nossas qualidades e suprir nossas fraquezas. Espero ter trazido contribuições ao grupo, pelo menos um pouco do que recebi, vocês são inspirações de dedicação e luta, estarei sempre torcendo com muito carinho pelo sucesso e felicidade de vocês. Obrigada por me aceitarem na sua dupla!

Quero agradecer com muito amor ao meu namorado, Diego! Deixastes muito de lado para viver intensamente o mestrado comigo. Acreditou em mim desde o princípio até quando eu mesma deixei de acreditar. Não mediu esforços para me auxiliar no campo, laboratório e,

principalmente, sendo meu amparo e calma quando tudo parecia desabar! Parece que faltam motivos por tudo que fez por mim, mas na verdade, apenas um basta, amor! Saiba que estou igualmente pronta para viver os teus sonhos contigo, buscando ser tão incrível para ti quanto és para mim. Não tenhas dúvidas que, sem ti, eu jamais teria chegado até aqui. Obrigada por tanto, é fantástico poder viver a liberdade de ter você ao meu lado!

Aos meus pais, Luciane e Verner, todo o meu agradecimento! Vocês permitiram que tudo isso pudesse acontecer e por maior que fosse a preocupação, incentivaram-me a ir em frente em cada desafio. Saibam que toda a palavra de cuidado foi ouvida e que o “tu consegues, filha” foi que me fez chegar até aqui. Aos meus avôs, Hilberto e Norma, quero dizer que sei que sentiram falta dos nossos cafés, obrigada por serem fortes e entenderem a importância disso para mim. A vocês quatro, quero que saibam que sempre estiveram no meu pensamento e no meu coração!

Quero também agradecer a algumas pessoas que fizeram todo o trabalho de campo ser possível. À empresa Multisolos, que por cortesia do professor Luizmar, realizou a execução das estacas. O incentivo à pesquisa a torna transparente e inovadora, o sucesso torna-se, portanto, inerente, muito obrigada! Ao amigo Igor, que não mediu esforços para auxiliar na execução das fundações. Junto ao Diego, à Larissa e à Alexia, formamos um belo time que, de fato, fez tudo acontecer! Agradeço também a tua família, pela hospitalidade e todo o amparo nestes dias tão tensos e intensos. À Helena Leon, pelos ensinamentos dos procedimentos a serem realizados no campo, pelas dicas e conversas. Ao Fernando Fante, que acompanhou algumas movimentações e ensaios, sempre solícito a auxiliar, tenho certeza que ainda conversaremos muito sobre ciclos! À Marina e Débora, obrigada pelas ajudas, dicas e conversas! Aos funcionários e professores da UPF, meu grande agradecimento! Vocês estiveram disponíveis a auxiliar e permitir a pesquisa até nos momentos mais tensos deste ano, sei de seu empenho para que tudo fosse possível. Agradeço em especial ao Leunir, por toda a bagagem recebida de seus ensinamentos, bem como, ao Eduardo, Amilton, Matheus, Nilton e Juliana.

Gostaria de agradecer também a algumas pessoas que auxiliaram para a execução de todo o trabalho de laboratório. Agradeço ao Laboratório de Engenharia Mecânica, por toda a disponibilidade, em especial, ao laboratorista Rodrigo Rodrigues. Obrigada ao meu colega Estéfano, por ter me acompanhado em alguns ensaios *simple shear*, pelas discussões, disponibilidade e conversas. Agradeço também ao Sérgio Marques, por toda solicitude em auxiliar na execução de diversas etapas do trabalho, obrigada pela troca de experiências e por

estar disposto sempre a nos passar um pouco de seu conhecimento. Agradeço também a alguns colegas que, de alguma forma, foram importantes nesta etapa do trabalho, Bruna, Matheus, Rosanne, Mariana Carretta, Gracianne, Carol, Gustavo Miguel, Ricardo Born e Renan.

Agradeço também a todos os professores do PPGECC – UFRGS pelos ensinamentos recebidos ao longo deste mestrado, com certeza foram responsáveis por agregar muito a mim enquanto profissional. Agradeço, de maneira geral, à UFRGS pela oportunidade de ingresso e pelos ensinamentos tão gratificantes. E com grandioso sentimento de gratidão, agradeço à CAPES pelo fomento desta pesquisa, somente assim foi possível realizá-la!

Ainda, gostaria de agradecer a tantos amigos especiais que fizeram a diferença trazendo alegrias e descontrações, muito importantes para que eu pudesse dar seguimento a este trabalho. Em especial aos amigos de Porto ainda não citados, Léo e Vitória!

Por fim, gostaria de fechar este tópico de agradecimentos, trazendo toda a minha gratidão a Deus. Obrigada pela vida e pela saúde, especialmente ameaçadas neste momento de pandemia. Obrigada por estar onipresente e ser todo o meu sustento, confiei a Ti, tudo que fiz!

“Tenho a impressão de ter sido uma criança brincando à beira-mar, divertindo-me em descobrir uma pedrinha mais lisa ou uma concha mais bonita que as outras, enquanto o imenso oceano da verdade continua misterioso diante de meus olhos.”

Isaac Newton

RESUMO

SCHULZ, L. R. **Comportamento de Estacas Escavadas Submetidas a Carregamentos Cíclicos Axiais em Solo Coesivo Friccional**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O carregamento cíclico axial é um esforço atuante em diversas estruturas. O efeito deste carregamento em fundações profundas e em solos coesivos friccionais ainda são temas pouco estudados na geotecnia clássica. Em função do desconhecimento, o dimensionamento de estruturas sujeitas a estes esforços acaba sendo muito conservador. Especialmente faltam metodologias de cálculo para solos coesivos friccionais ou solos residuais que possuam características particulares advindas de uma leve cimentação natural. Com o objetivo de minimizar esta lacuna de conhecimento, foi realizado um estudo sobre o efeito de carregamentos cíclicos sobre o solo residual de Passo Fundo e carregamentos cíclicos axiais em estacas escavadas executadas no mesmo solo. Para isso, foi realizada uma caracterização da sua resistência ao cisalhamento monotônica e cíclica através de ensaios *simple shear* em amostras indeformadas do solo e caracterização da interface solo-estaca através de ensaios *slant shear*. E, além disso, foram realizadas provas de carga axiais de compressão em quatro estacas escavadas de concreto geometricamente idênticas de 0,30 m de diâmetro e 3,0 m de profundidade, sendo uma carregada de forma monotônica e outras três sujeitas a diferentes níveis de carregamentos cíclicos axiais à tensão controlada e posteriormente sujeitas a carregamento monotônico pós-cíclico. A partir dos resultados de *simple shear* monotônico o ângulo de atrito interno efetivo do solo foi de $29,7^\circ$ e coesão efetiva de 15,0 kPa. Os resultados dos ensaios *simple shear* cíclicos mostraram que para a maioria das tensões estudadas o solo não apresentou elevada deformação com a aplicação dos ciclos, com exceção da tensão mais alta do programa experimental. Como resultado da prova de carga monotônica, alcançou-se uma carga última de 133 kN. Os resultados das provas de carga cíclicas axiais mostraram uma elevada estabilidade da estaca à aplicação dos ciclos, com desenvolvimento baixo de recalques até uma carga referente a 90% da carga última monotônica que finalmente levou à ruptura por grandes deformações. Além disso, a resistência pós-cíclica das estacas se mostrou pouco influenciada pela aplicação dos ciclos.

Palavras-chave: *carregamento cíclico; solo coesivo friccional; solo residual; estacas escavadas; provas de carga; ensaio simple shear.*

ABSTRACT

SCHULZ, L. R. **Behavior of Bored Pile Under Cyclic Axial Loading on Cohesive Frictional Soil**. 2020. Dissertation (Master in Civil Engineering) - Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Axial cyclic loading is an active effort in several structures. The effect of this loading on deep foundation structures and cohesive frictional soils are still poorly studied topics in classical geotechnics. Due to the lack of knowledge, the design of structures subject to these efforts ends up being very conservative. Especially there is a lack of calculation methodologies for cohesive frictional soils or residual soils, which have particular characteristics from a light natural cementation. In order to minimize this knowledge gap, a study was carried out on the effect of cyclic loads on the residual soil of Passo Fundo and axial cyclic loads on bored piles executed in the same soil. For this, a characterization of resistance to monotonic and cyclic shear was carried out through simple shear tests on undisturbed soil samples and characterization of the pile soil interface through Slant Shear tests. In addition, compression axial load tests were carried out on four geometrically identical bored concrete piles of 0,30 m in diameter and 3,0 m in depth, one being monotonically loaded and the other three subjected to different levels of axial cyclic loads under stress controlled and subsequently subjected to monotonic post-cyclic loading. From the results of monotonic simple shear, the effective internal friction angle of the soil was $29,7^\circ$ and the effective cohesion was 15,0 kPa. The results of the cyclic simple shear test showed that for most of the stresses studied, the soil did not present high deformation with the application of the cycles, except for the highest stress of the experimental program. From the monotonic load test, an ultimate load of 133 kN was achieved. The results of the axial cyclic load tests showed a stability of the pile with cyclic application, with low development of settlements up to a load referring to 90% monotonic ultimate load, which finally led to rupture due to large deformations. In addition, the post-cyclical resistance of the piles was little influenced by the application of the cycles.

Key-words: *cyclic loading; cohesive frictional soil; residual soil; bored piles; load tests; simple shear test.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	PROBLEMA E RELEVÊNCIA DA PESQUISA	24
1.2	OBJETIVOS	26
1.2.1	Objetivo geral	26
1.2.2	Objetivos específicos	26
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	27
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	28
2.1	CARREGAMENTO AXIAL EM ESTACAS	29
2.1.1	Fundações profundas	29
2.1.1.1	Estacas escavadas	30
2.1.2	Resposta de uma estaca ao carregamento axial	31
2.2	CARREGAMENTO CÍCLICO AXIAL EM ESTACAS	34
2.2.1	Carregamento Cíclico e ocorrências	34
2.2.2	Efeitos do carregamento cíclico em solos	37
2.2.3	Comportamento de estacas sujeitas a carregamento cíclico axial	40
2.2.3.1	Resposta da estaca ao carregamento cíclico axial	40
2.2.3.2	Efeitos de cargas cíclicas em estacas escavadas	44
2.3	CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS	48
2.3.1	Métodos Estáticos	48
2.3.1.1	Métodos racionais ou teóricos	48
2.3.1.2	Métodos semiempíricos	50
2.3.2	Provas de carga	52
2.3.2.1	Interpretação da prova de carga em estacas	54
2.3.2.2	Critérios de ruptura	55
2.4	SOLO COESIVO FRICCIONAL DE PASSO FUNDO	58

2.4.1	Ensaaios de Laboratório	59
2.4.2	Ensaaios de Campo	62
3	MÉTODOS	66
3.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	66
3.1.1	Obtenção de amostras	66
3.1.2	Ensaaios de caracterização	67
3.1.3	Ensaaios <i>Simple Shear</i>	68
3.1.3.1	Procedimento dos ensaios <i>Simple Shear</i>	69
3.1.3.2	Programa experimental de ensaios <i>Simple Shear</i>	72
3.1.4	Ensaaios <i>Slant Shear</i>	73
3.2	ENSAIOS DE CAMPO	77
3.2.1	Localização do campo experimental	77
3.2.2	Caracterização das estacas.....	79
3.2.3	Execução das estacas	80
3.2.4	Provas de carga em estacas.....	82
3.2.4.1	Elementos e configuração das provas de carga	83
3.2.4.2	Procedimento de prova de carga monotônica	88
3.2.4.3	Procedimento de prova de carga cíclica	89
4	RESULTADOS E ANÁLISES	92
4.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	92
4.1.1	Caracterização suplementar do solo residual.....	92
4.1.1.1	Limites de Atterberg	93
4.1.1.2	Granulometria	93
4.1.1.3	Índices Físicos das amostras indeformadas	94
4.1.2	Resposta cisalhante através de ensaio <i>Simple Shear</i>	95
4.1.2.1	Comportamento Cisalhante Monotônico	95
4.1.2.2	Comportamento Cisalhante Cíclico	106

4.1.2.3	Considerações sobre o comportamento cisalhante monotônico e cíclico do solo coesivo friccional de Passo Fundo	138
4.1.1	Resposta cisalhante da interface através de ensaio <i>Slant Shear</i>	139
4.2	ENSAIOS DE CAMPO	142
5.1	RESPOSTA MONOTÔNICA DA ESTACA.....	143
5.2	RESPOSTA CÍCLICA DAS ESTACAS.....	148
5.3	ANÁLISES COMPARATIVAS DOS ENSAIOS DE CAMPO	159
5.4	ANÁLISE COMPARATIVA QUALITATIVA DA RESPOSTA CÍCLICA DO SOLO COESIVO FRICCIONAL EM CAMPO E LABORATÓRIO	166
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	167
5.1	CONCLUSÕES	167
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	171
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Processo de execução de estaca escavada em solo estável. (A) Perfuração até a profundidade desejada, (B) Anexação da armadura e (C) Preenchimento do furo com concreto.	31
Figura 2.2. Estaca submetida a uma carga de compressão axial	32
Figura 2.3. Transferência de carga axial em estaca. (a) Pequena carga mobilizada apenas pela resistência de fuste, (b) Resistência de fuste totalmente mobilizada, (c) Qualquer carga adicional sendo mobilizada pela base da estaca, (d) Base da estaca totalmente mobilizada, (e) Resposta ao carregamento axial expressa pela curva carga de fuste e total <i>versus</i> recalque. ...	33
Figura 2.4. Período e número de ciclos característicos em eventos cíclicos típicos	36
Figura 2.5. Definições de carregamento regular cíclico	37
Figura 2.6. Poropressão e deformação cisalhante em uma condição de carregamento cíclico não drenado.....	38
Figura 2.7. (a) Diagrama Tipo I; (b) Diagrama Tipo II para um ciclo (N=1); para a argila normalmente adensada Drammen. Sendo Su_{DSS} = resistência não drenada em um ensaio direct simple shear e σ'_{vc} = tensão de consolidação não drenada	39
Figura 2.8. Respostas de estacas ao carregamento cíclico axial.....	41
Figura 2.9. Princípio dos diagramas de estabilidade cíclica.....	42
Figura 2.10. Deslocamentos obtidos a partir da aplicação de diferentes cargas cíclicas. (a) Histerese – carga cíclica estável; (b) frequência de 0,1 Hz (c) frequência 0,5 Hz	45
Figura 2.11. Diagrama de interação cíclica de estacas escavadas em solo argiloso – cargas à compressão	45
Figura 2.12. Ensaio cíclicos axiais em estacas executadas em areia densa. (a) ensaio à tração; (b) ensaio à compressão.....	46
Figura 2.13. Diagrama de interação cíclica à compressão de estacas executadas em areia densa	47
Figura 2.14. Solução de ruptura teórica proposta por Terzaghi.	49
Figura 2.15. Curvas carga-tempo e recalque-tempo para os ensaios: (a) carga incremental lenta, (b) carga incremental rápida, (c) deformação controlada e (d) do equilíbrio	53
Figura 2.16. Modos de ruptura em uma prova de carga estática em estacas. (a) Ruptura nítida, (b) Ruptura física e (c) Ruptura convencional.....	54
Figura 2.17. Representação da carga de ruptura convencional por NBR 6122.....	57

Figura 2.18. Curva granulométrica do solo residual de Passo Fundo/RS	59
Figura 2.19. Resultados do ensaio edométrico para o solo residual de Passo Fundo/RS.....	61
Figura 2.20. Curva de tensão por deformação axial para amostras do solo residual de Passo Fundo/RS.....	61
Figura 2.21. Resultados Triaxial Cíclico (a) Curva tensão desvio por deformação axial, (b) Plano $p' \times q$	62
Figura 2.22. Resultado de SPT no campo experimental da Universidade de Passo Fundo	63
Figura 2.23. Resultado de CPT no campo experimental da Universidade de Passo Fundo	64
Figura 2.24. Resultado de DMT no campo experimental da Universidade de Passo Fundo ...	65
Figura 3.1. (a) Retirada manual do bloco indeformado, (b) Bloco indeformado de solo, (c) Colocação de papel filme e (d) Acondicionamento da amostra.....	67
Figura 3.2. Procedimentos de ensaios de caracterização. (a) Preparação da solução de defloculante para sedimentação; (b) Peneiramento; (c) Limite de Plasticidade; (d) Limite de Liquidez e (e) Massa específica real dos grãos.	68
Figura 3.3. Representação da condição do ensaio <i>Simple Shear</i> no carregamento axial em estacas.....	69
Figura 3.4. Procedimento de moldagem e identificação das propriedades físicas do corpo de prova. (a) Moldagem da amostra indeformada; (b) Pesagem do corpo de prova; (c) e (d) Realização das medidas de altura e diâmetro e (e) Aferição da umidade	70
Figura 3.5. Procedimentos preliminares ao ensaio <i>simple shear</i> . (a) Colocação da membrana de látex na amostra; (b) amostra finalizada e (c) Aplicação de sucção.....	71
Figura 3.6. (a) Processo de consolidação; (b) Aplicação da deformação horizontal; (c) Resposta do corpo de prova à tensão cisalhante aplicada; (d) Condição conjunta dos esforços aplicados no corpo de prova	72
Figura 3.7. Esquema do ensaio <i>Slant Shear</i>	74
Figura 3.8. Modelo de <i>top e bottom cap</i> para ensaio <i>Slant Shear</i> . (a) Perspectiva de projeto, (b) Inclinações das bases e (c) configuração de montagem do ensaio	76
Figura 3.9. Moldagem dos corpos de prova <i>Slant Shear</i> . (a) e (b) Amostra de solo indeformada esculpida, (c) Colocação em molde de isopor, (d) Lançamento do concreto na amostra, (e) Cura úmida do concreto e (f) Corpo de prova após imersão em água durante 24h.	77
Figura 3.10. Localização referencial do CETEC – campo experimental da pesquisa (adaptada de Google Maps: https://www.google.com.br/maps/preview , acessado em 08/05/2020).....	78

Figura 3.11. Localização da área do campo experimental e área dos ensaios junto ao CETEC	78
Figura 3.12. (a) Projetos das estacas e (b) Projeto de locação das estacas.....	79
Figura 3.13. (a) Perfuratriz montada sobre caminhão – broca de 30 cm de diâmetro, (b) Perfuração do solo com broca rotativa, (c) Conferência da profundidade com barra guia e (d) Furo concluído.....	80
Figura 3.14. (a) Concreto usinado, (b) Detalhes da concretagem, (c) Métodos de concretagem utilizado, (d) Resultado final de estaca concretada e (e) Moldagem de corpos de prova de concreto	81
Figura 3.15. Perspectiva final das estacas.	82
Figura 3.16. Sistema de reação utilizado nas provas de carga	83
Figura 3.17. (a) Macaco e cilindro hidráulico e (b) Cilindro hidráulico posicionado sobre placa metálica.	84
Figura 3.18. (a) Detalhes da célula de carga e (b) Posicionamento da célula de carga durante os ensaios.....	85
Figura 3.19. Calibração da célula de carga.....	86
Figura 3.20. (a) Detalhes dos transdutores de deslocamento, (b) Posicionamento dos transdutores de deslocamento sobre a placa metálica e (c) Posicionamento da régua articulada	87
Figura 3.21. Calibração dos transdutores de deslocamento.....	87
Figura 3.22. (a) Detalhes do sistema de aquisição, (b) Conexão com os elementos e (c) Visão geral do ensaio de prova de carga.....	88
Figura 4.1. Curva Granulométrica do Solo Coesivo Friccional de Passo Fundo	93
Figura 4.2. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob 50 kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) trajetória de tensão ($p' \times q$), (c) variação de poropressão (Δu) e tensão vertical efetiva (σ'_v) em relação a deformação cisalhante (γ) e (d) tensão cisalhante (τ) em relação a tensão vertical efetiva (σ'_v).	97
Figura 4.3. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob 35 kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) trajetória de tensão ($p' \times q$), (c) variação de poropressão (Δu) e tensão vertical efetiva (σ'_v) em relação a deformação cisalhante (γ) e (d) tensão cisalhante (τ) em relação a tensão vertical efetiva (σ'_v).	99

Figura 4.4. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob 20 kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) trajetória de tensão ($p' \times q$), (c) variação de poropressão (Δu) e tensão vertical efetiva ($\sigma'v$) em relação a deformação cisalhante (γ) e (d) tensão cisalhante (τ) em relação a tensão vertical efetiva ($\sigma'v$).....	101
Figura 4.5. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob σ'_{vi} de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) tensão cisalhante normalizada pela tensão vertical efetiva ao longo do ensaio em relação a deformação cisalhante e (c) Módulo cisalhante tangente (G) em relação a deformação cisalhante.	103
Figura 4.6. Forma de ruptura das amostras de solo coesivo friccional de Passo Fundo submetidas a ensaios <i>Simple Shear</i> com tensões efetivas iniciais: (a) 50 kPa, (b) 35 kPa e (c) 20 kPa.	105
Figura 4.7. Envoltória de resistência do solo coesivo friccional de Passo Fundo obtida a partir de ensaios <i>Simple Shear</i> com tensões verticais efetivas iniciais de 20, 35 e 50 kPa.....	106
Figura 4.8. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.	109
Figura 4.9. Forma de ruptura da amostra de solo coesivo friccional de Passo Fundo submetida a ensaio <i>Simple Shear</i> cíclico com tensão efetiva inicial de 50 kPa e tensão cíclica máxima 40% σ'_{vi}	110
Figura 4.10. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.	112
Figura 4.11. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c)	

variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.....	113
Figura 4.12 Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 20% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.	116
Figura 4.13. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 20% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.....	117
Figura 4.14 Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.	120
Figura 4.15. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.....	121
Figura 4.16. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.	124
Figura 4.17. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c)	

variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.....	125
Figura 4.18. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.	127
Figura 4.19. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.....	128
Figura 4.20. Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa para cada razão tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$. Em (a) resultados completos e em (b) ênfase nas menores deformações.....	130
Figura 4.21. Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios sob tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa para cada razão tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$	131
Figura 4.22. Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios com razão tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,4 sob tensões verticais efetivas iniciais de 20, 35 e 50 kPa. Em (a) resultados completos e em (b) ênfase nas menores deformações.	132
Figura 4.23 Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios com razão tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,3 sob tensões verticais efetivas iniciais de 35 e 50 kPa.	133
Figura 4.24. Módulo cisalhante, G, em relação ao número de ciclos em ensaios cíclicos em (a) com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e, em (b) com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa.	135
Figura 4.25. Módulo cisalhante, G, em relação ao número de ciclos em ensaios cíclicos em (a) com relação tensão cisalhante cíclica máxima por tensão vertical efetiva inicial de 0,4 e, em (b) com relação tensão cisalhante cíclica máxima por tensão vertical efetiva inicial de 0,3.	136

Figura 4.26. Resposta cisalhante monotônica e pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo. (a) Curvas tensão cisalhante (τ) por deformação cisalhante (γ) para todos os ensaios <i>simple shear</i> da pesquisa e (b) Curvas tensão cisalhante (τ) por tensão vertical efetiva (σ'_v) para todos os ensaios <i>simple shear</i> da pesquisa.	138
Figura 4.27. Resposta cisalhante da interface solo de Passo Fundo e concreto, relação entre a tensão normal e a tensão cisalhante.	140
Figura 4.28. Forma de ruptura das amostras submetidas ao ensaio <i>Slant Shear</i>	141
Figura 4.29. Curva carga recalque monotônica. (a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.	145
Figura 4.30. Métodos de Estimativa de Carga comparativamente com Critérios de Ruptura implementados para a Estaca A e Ensaio A	147
Figura 4.31. Exemplo da aplicação de carga cíclica em provas de carga com período controlado de 1 min	148
Figura 4.32. Curva carga recalque – Ensaio B. (a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.	151
Figura 4.33. Curva carga recalque – Ensaio C (a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.	155
Figura 4.34. Curva carga recalque – Ensaio D. (a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.	158
Figura 4.35. Comparativo resultados Ensaio A, C e D	160
Figura 4.36. Comparativo ciclos de $Q_{m\acute{a}x} = 80$ kN – Ensaio B e C	162
Figura 4.37. Comparativo ciclos de $Q_{m\acute{a}x} = 100$ kN – Ensaio B e D.	163
Figura 4.38. Comparativo das curvas carga recalque resultantes das provas de carga da pesquisa	165
Figura 4.39. Diagrama de estabilidade cíclica das estacas. Onde: Q_c é a carga cíclica, Q_m é a carga média, $Q_{m\acute{a}x}$ é a carga cíclica máxima, Q_{ult} é a carga de ruptura, $Q_{ult,A}$ é a carga de ruptura da estaca A e N é o número de ciclos.	165

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1. Índices físicos do solo residual de Passo Fundo/RS.....	60
Tabela 3-1. Relação de ensaios <i>simple shear</i> realizados na pesquisa	73
Tabela 3-2. Resistência à compressão de corpos de prova (CP) do concreto das estacas em MPa.....	81
Tabela 3-3. Provas de carga realizadas na pesquisa	82
Tabela 3-4: Procedimento das provas de carga cíclica.....	91
Tabela 4-1. Limites de Atterberg obtidos para o solo coesivo friccional de Passo Fundo.....	93
Tabela 4-2. Distribuição Granulométrica do Solo Coesivo Friccional de Passo Fundo	94
Tabela 4-3. Índices físicos das amostras indeformadas do solo coesivo friccional de Passo Fundo submetidas aos ensaios da pesquisa	94
Tabela 4-4. Dados obtidos nos ensaios de laboratório em comparação com dados obtidos na bibliografia	95
Tabela 4-5. Métodos de Estimativa de Carga comparativamente com Critérios de Ruptura implementados para a Estaca A e Ensaio A	147
Tabela 4-6. Resumo dos resultados do Ensaio B.....	150
Tabela 4-7. Resumo dos resultados do Ensaio C.....	154
Tabela 4-8. Resumo dos resultados do Ensaio D	157

LISTA DE ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society of Testing and Materials</i>
c'	Intercepto coesivo efetivo
CETEC	Centro de Tecnologia
f	Frequência ($f = 1/T$)
G	Módulo cisalhante
G_0	Módulo cisalhante inicial
K_0	Coefficiente de empuxo sob condições de deformação radial nula
K_s	Coefficiente de empuxo
N	Número de ciclos
p'	Média de tensões ($p' = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$)
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Q	Capacidade de carga última da estaca
q	Tensão desviadora ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$)
Q_b	Capacidade de carga última da ponta da estaca
q_b	Resistência unitária do solo na base
Q_c	Carga cíclica ou meia amplitude de carga cíclica
Q_m	Carga média ou componente médio da carga cíclica
$Q_{m\acute{a}x}$	Carga cíclica máxima
$Q_{m\acute{i}n}$	Carga cíclica mínima
Q_s	Capacidade de carga última do fuste da estaca
q_{si}	Resistência unitária do atrito lateral
T	Período
u_{cy}	Poropressão cíclica
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul

u_p	Poropressão permanente
UPF	Universidade de Passo Fundo
γ	Deformação cisalhante
γ_{cy}	Deformação cisalhante cíclica
$\gamma_{m\acute{a}x}$	Deformação cisalhante máxima
γ_{min}	Deformação cisalhante mínima
γ_p	Deformação cisalhante permanente
Δu	Variação de poropressão
σ'_1	Tensão principal maior
σ'_2	Tensão principal intermediária
σ'_3	Tensão principal menor
σ'_h	Tensão horizontal efetiva
σ'_v	Tensão vertical efetiva
σ'_{vi}	Tensão vertical efetiva inicial
τ	Tensão cisalhante
τ_{cy}	Tensão de cisalhamento cíclica
τ_m	Tensão de cisalhamento média cíclica
$\tau_{m\acute{a}x}$	Tensão de cisalhamento cíclica máxima
τ_{min}	Tensão cisalhante cíclica mínima
ϕ'	Ângulo de atrito interno efetivo
δ'	Ângulo de atrito de interface
'	Relativo a tensões efetivas

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMA E RELEVÊNCIA DA PESQUISA

Cargas cíclicas ou variáveis estão presentes nos esforços atuantes, pelo menos em um certo grau, em todas as estruturas. Embora nem todas as estruturas precisem de um dimensionamento e atenção especial a esse tipo de carregamento. Na superestrutura, considerações sobre cargas variáveis e cíclicas são comuns e frequentemente presentes em metodologias de cálculo. Já em fundações, especialmente estacas, ainda existem muitos comportamentos a serem compreendidos, considerações de cálculo a serem realizadas, para trazer uma maior segurança e economia às obras geotécnicas.

Carregamentos cíclicos axiais em estacas podem surgir a partir de diversas ações, sejam elas ambientais, industriais ou antropológicas. Um grande enfoque de pesquisas nesta área são estruturas *offshore*, nas quais, a partir de esforços de vento e ondas, surgem cargas cíclicas atuantes nas fundações. Também é possível citar aerogeradores, torres de transmissão, estruturas esbeltas e silos como obras em que as fundações recebem carregamentos cíclicos significativos. Muitas vezes os carregamentos cíclicos são desconsiderados no dimensionamento das fundações e são empregados fatores de segurança elevados para suprir os efeitos destes esforços. Como consequência, são gerados possíveis custos exagerados e um desconhecimento do comportamento que pode levar a consequências danosas durante a vida útil da estrutura (PUECH & GARNIER, 2017).

Muitos são os efeitos que carregamentos cíclicos axiais podem agregar no comportamento de estacas. Em geral, espera-se uma degradação da resistência solo-estaca e acumulação de recalques permanentes ao longo dos ciclos. Porém, existem muitas variáveis que afetam significativamente a resposta específica da estaca a carregamentos desta natureza. Pode-se citar, a grandeza e direção das cargas cíclicas, o número de ciclos, a frequência de carregamento, o tipo de estaca, a resistência da interface solo-estaca e o tipo de solo que recebe os esforços. Fica claro, portanto, que cada projeto é singular e necessita delineamento particular de diversas características, sendo que a bibliografia ainda é escassa de informações detalhadas sobre cada uma delas (ANDERSEN, 2009).

Em especial, de uma forma geral, na literatura geotécnica, faltam abordagens e estudos sobre comportamentos de solos coesivos friccionais. A “Geotecnia Clássica” destina suas pesquisas em solos de origem sedimentar, que possam ser descritos unicamente por parâmetros friccionais ou coesivos. É de excepcional interesse os estudos em solos residuais, que possuam um complexo arranjo estrutural e uma cimentação natural entre os grãos, compreendendo a estes solos características peculiares que não são fielmente representadas por pesquisas em geral e modelos convencionais de fundações.

São poucos os estudos sobre estacas submetidas a carregamentos cíclicos axiais e sobretudo não há evidências de como esse comportamento ocorre em solos coesivos friccionais. É notório, que o tipo de solo é uma variável fundamental nos efeitos das cargas cíclicas e que sua resposta aos carregamentos difere por completo dependendo do solo onde é aplicada a fundação. Sendo assim, é de importante relevância que um estudo sobre o comportamento de estacas carregadas de maneira cíclica axial em solos coesivos friccionais seja executado para preenchimento da lacuna de conhecimento deste assunto.

Dessa maneira, o presente trabalho concentra sua pesquisa na resposta cíclica do solo coesivo friccional da cidade de Passo Fundo/RS, analisando o efeito do carregamento sobre o comportamento do solo em laboratório e sobre o comportamento de estacas escavadas submetidas a carregamentos cíclicos axiais de compressão, analisando o efeito de diferentes carregamentos cíclicos sobre a capacidade de suporte das estruturas e os recalques permanentes resultantes.

1.2 OBJETIVOS

O presente estudo é fundamentado com base em um objetivo geral, conforme apresentado na sequência.

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta dissertação é analisar o comportamento de estacas escavadas submetidas a carregamentos cíclicos axiais de compressão em solo coesivo friccional, verificando seus efeitos na capacidade de carga última das estacas e na geração de recalques.

1.2.2 Objetivos específicos

Para que seja alcançado esse objetivo geral são propostos os seguintes objetivos específicos:

- Caracterizar a resistência ao cisalhamento monotônica e cíclica do solo coesivo friccional;
- Caracterizar a resistência ao cisalhamento da interface solo-estaca;
- Analisar a resposta monotônica, cíclica e pós-cíclica de estacas escavadas executadas em solo coesivo friccional.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

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

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

Capítulo 2: abrange a revisão da literatura e o pressuposto sobre o tema apresentado, incluindo abordagens acerca do carregamento axial em estacas, carregamento cíclico axial em estacas, capacidade de carga em estacas e solo coesivo friccional de Passo Fundo.

Capítulo 3: aborda a metodologia de pesquisa empregada, expondo a coleta de materiais, os ensaios laboratoriais de caracterização de cisalhamento através de *simple shear* e caracterização da interface solo-estaca através de *slant shear* e os ensaios de campo realizados, através de provas de carga monotônicas e cíclicas axiais de compressão.

Capítulo 4: apresenta as respostas e as análises realizadas obtido a partir dos ensaios executados e da pesquisa. Tais como os ensaios *simple shear*, que caracterizaram a resistência ao cisalhamento monotônica e cíclica do solo, os ensaios *slant shear*, que caracterizaram a interface solo-estaca e os ensaios de prova de carga monotônica e cíclica que demonstraram o comportamento real em campo de estacas solicitadas dessas maneiras.

Capítulo 5: apresenta as conclusões obtidas a partir de cada análise do comportamento do solo e sistema solo-estaca a partir dos panoramas dos ensaios executados no trabalho. O capítulo expõe ainda algumas sugestões para a realização de trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são revisados os principais pontos para o delineamento dos métodos e compreensão dos resultados deste trabalho.

No primeiro tópico é levantada uma revisão acerca do carregamento axial em estacas. O objetivo desse subitem é o entendimento do comportamento da estaca frente ao carregamento axial, além de compreender as variáveis que o afetam e de que maneira isso ocorre. Inicialmente são ressaltadas definições e classificações de fundações profundas, dando ênfase as estacas escavadas.

No segundo tópico é realizada uma revisão acerca de carregamento cíclico axial em estacas. O objetivo desse subitem é o entendimento de como o carregamento cíclico afeta o comportamento do solo e além disso seus efeitos sobre estacas submetidas a essas cargas. Inicialmente é caracterizado o carregamento cíclico e sua ocorrência em estruturas na prática. Em seguida são ressaltadas as principais respostas e efeitos típicos destes carregamentos em solos. Posteriormente é demonstrado o comportamento típico esperado de estacas carregadas de maneira cíclica axial dando ênfase aos resultados observados por autores em estacas escavadas e por fim, um resumo de métodos de previsão carga cíclica axial em estacas.

No terceiro tópico uma revisão acerca da capacidade de carga de uma estaca é realizada. O objetivo deste tópico é apresentar as metodologias existentes na bibliografia para a estimativa de capacidade de carga de uma estaca, dando ênfase aos métodos estáticos, como métodos semiempíricos e teórico e por fim, as provas de carga. Ainda, são apresentados alguns critérios de ruptura utilizados para determinação de carga última em provas de carga em geral.

Por fim, no quarto tópico é realizada uma revisão sobre o solo coesivo friccional de Passo Fundo/RS. O objetivo desse subitem é concluir a apresentação da lacuna de conhecimento deste trabalho apresentando as peculiaridades do solo presente no campo experimental utilizado na pesquisa. Inicialmente uma apresentação dos solos coesivos friccionalis e sua formação geológica é realizada. Posteriormente apresenta-se as informações geotécnicas já obtidas por autores sobre o campo experimental de Passo Fundo através de ensaios de laboratório e campo.

2.1 CARREGAMENTO AXIAL EM ESTACAS

2.1.1 Fundações profundas

Define-se fundação como uma parte da estrutura que transmite ao solo, as cargas provenientes da superestrutura e do seu peso próprio. É o elemento de interface que transporta os esforços da estrutura ao solo, assegurando um nível equilibrado e seguro de tensão e limites aceitáveis de recalque. Para o dimensionamento de um elemento de fundação é necessário avaliar a contemplação contra possíveis modos de colapso sob uma determinada carga última (atendendo ao estado limite último) e também avaliar a obtenção de deslocamentos de serviço dentro de limites de tolerância da estrutura (atendimento aos estados limites de utilização) (VELLOSO & LOPES, 2010).

Quando as camadas superficiais do solo não tiverem resistência suficiente para receber as cargas provenientes da estrutura, deve-se buscar nas camadas mais profundas a capacidade de suporte necessária para fazê-lo, isso é realizado, de modo geral, por meio de fundações profundas (SALGADO, 2008). A NBR 6122 (ABNT, 2019) define como fundação profunda todo o elemento que transmitir carga ao terreno por meio de sua base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por ambas, neste contexto estão inseridas as estacas e os tubulões.

As estacas são definidas segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) como um elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade. Podem ser subdivididas por diversos de fatores, mas ressalta-se a classificação em: estacas de deslocamento (*displacement pile*) e estacas sem deslocamento (*nondisplacement pile*), a qual segundo Salgado (2008), é a classificação mais importante já que desenvolvem comportamentos quando carregadas muito distintos.

As estacas de deslocamento são aquelas introduzidas no terreno através de algum processo sem que haja a retirada do solo. De uma maneira geral, há uma densificação do solo e uma mudança no estado de tensões ao redor do fuste e na ponta. É como se houvesse um processo de pré-carregamento do solo durante a instalação (SALGADO, 2008). Isso torna-se vantajoso em algumas aplicações, como solos menos densos, mas pode apresentar desvantagens em solos densos (devido o deslocamento lateral causado pela cravação), solos sensitivos e estruturados

(em consequência do amolgamento e possível perda de resistência) (VELLOSO & LOPES, 2010).

Já as estacas sem deslocamento são aquelas moldadas *in loco* através de uma perfuração no terreno e retirada de solo do local para posterior concretagem. Neste grupo estão as estacas escavadas (com trado manual ou mecânico), hélice contínua, estaca injetada, entre outras. Vale ressaltar que essa classificação de estacas, por alguns autores é tratada simplesmente com o nome de estacas escavadas (VELLOSO & LOPES, 2010; CAMPOS, 2015). Neste trabalho optou-se em utilizar esta nomenclatura, exclusivamente para as estacas escavadas do tipo “broca”, executadas com trado manual ou mecânico.

2.1.1.1 Estacas escavadas

As estacas escavadas podem ser classificadas em: estacas escavadas com revestimento e estacas escavadas sem revestimento. Em caso de solos granulares, não estruturados ou pouco coesivos torna-se necessário o uso de algum tipo de suporte nas paredes da escavação. Esse suporte pode ocorrer por meio de revestimento (perdido ou recuperável) ou fluido estabilizante. Mas no caso de executar estacas escavadas em solos estruturados ou coesivos, o uso de revestimento não se torna necessário (VELLOSO & LOPES, 2010).

Neste último caso, segundo a NBR 6122 (ABNT, 2019) as estacas são moldadas *in loco*, por meio da concretagem de um furo executado por trado espiral. Normalmente são empregadas em um perfil de solo, que possua características tais que o furo se mantenha estável, tendo sua profundidade limitada à ausência de água durante todo o processo executivo, da perfuração à concretagem. O processo de execução possui as seguintes fases a serem seguidas: perfuração com trado manual ou mecânico até a profundidade desejada, inserção da armadura – quando presente – e preenchimento do furo com concreto. Esse processo é ilustrado na Figura 2.1.

O processo de execução das estacas escavadas é relativamente simples, mas é importante salientar que possui um mecanismo de transmissão de cargas complexo. O processo de instalação destas estacas tende a preservar em um grau significativo a densidade e o estado de tensões do solo (SALGADO, 2008). Ainda, segundo Fleming *et al.* (2008) durante o processo de escavação, pode haver um pequeno deslocamento “negativo” do solo, apesar de ser do tipo sem deslocamento e ao contrário da estaca de deslocamento, não favorece a capacidade de carga do sistema solo-estaca.

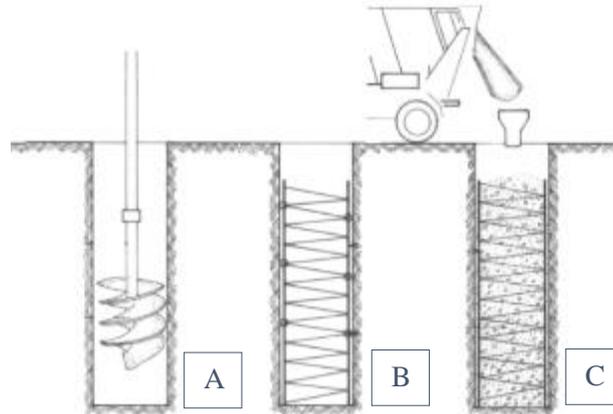


Figura 2.1. Processo de execução de estaca escavada em solo estável.
 (A) Perfuração até a profundidade desejada, (B) Anexação da armadura e (C) Preenchimento do furo com concreto.

Ainda segundo observado por alguns autores, pode ocorrer durante o processo de escavação o surgimento de depósitos de solo solto no fundo da estaca, o que pode provocar uma diminuição da parcela de resistência de ponta da estaca quando solicitada a um carregamento axial. Mas, por outro lado, em razão da rugosidade de superfície, dependendo do tipo das camadas do solo onde se encontra, maior parte do carregamento costuma ser transmitida através do atrito lateral (resistência de fuste) (COSTA BRANCO, 2006; SCALLET, 2011; DAS, 2011).

2.1.2 Resposta de uma estaca ao carregamento axial

Quando uma estaca é submetida a um carregamento axial o maciço de solo que a envolve tende a resistir a esse carregamento através de duas parcelas, o atrito lateral e a resistência de ponta. Do ponto de vista geotécnico, a capacidade de carga última de uma estaca é a máxima reação disponibilizada pelo solo quando a mesma é submetida a um carregamento axial. Sendo assim, quando uma carga última (Q) é aplicada a cabeça de uma estaca, a capacidade de carga é derivada a partir das parcelas referentes ao atrito/adesão entre a superfície lateral da estaca com o solo (Q_s) e a resistência ao cisalhamento oferecida pelo solo na área da ponta da estaca (Q_b), conforme visualizado esquematicamente na Figura 2.2 e definido pelas equações (2.1), (2.2) e (2.3):

$$Q = Q_s + Q_b \quad (2.1)$$

Onde:

$$Q_b = A_b q_b \quad (2.2)$$

$$Q_s = \sum_{i=1}^n q_{si} A_{si} \quad (2.3)$$

Sendo n o somatório de todas as camadas de solo que a estaca atravessa $i = 1, 2, 3... n$, q_{si} a resistência ao atrito unitário do solo na profundidade i , A_{si} a área de superfície lateral da estaca na profundidade i , q_b é a resistência unitária do solo na base da estaca e A_b é a área da base da estaca.

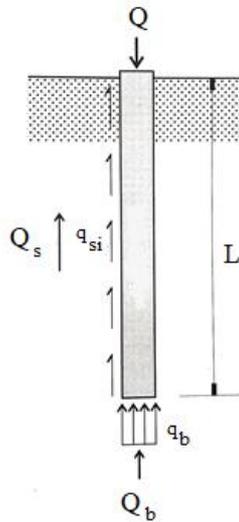


Figura 2.2. Estaca submetida a uma carga de compressão axial
(adaptada de VELLOSO & LOPES, 2010)

Importante ressaltar, que as parcelas mencionadas da capacidade de carga última de uma estaca não são mobilizadas sob o mesmo nível de carregamento. Dessa maneira, é fundamental o entendimento do mecanismo de transferência de carga em uma estaca, anterior ao instante de ruptura clássica (estado limite último) quando deformações continuadas são observadas sob aplicação de uma carga constante. Esse mecanismo foi esquematizado por Salgado (2008) e é demonstrado na Figura 2.3.

A Figura 2.3 demonstra esquematicamente como uma estaca é mobilizada até sua carga última de ruptura Q_L . Inicialmente, quando pequenos incrementos de carga são aplicados Q_1 , há um encurtamento elástico da estaca, mobilizando o atrito lateral da parte superior a parte inferior

da estaca. O ponto A na Figura 2.3 (a) demonstra até qual profundidade a carga Q_1 alcançou a mobilização de fuste. Quando uma carga superior é aplicada o ponto A se move para a parte inferior da estaca, até que todo o fuste seja mobilizado, alcançando a resistência lateral última Q_{sL} (Figura 2.3 (b)). Posteriormente, todo o incremento de carga é transmitido para ponta da estaca (Figura 2.3 (c)). Aumentando o incremento até que a capacidade de carga última da estaca seja alcançada (Figura 2.3 (d)). A Figura 2.3 (e) demonstra a típica curva carga recalque diferenciando a carga transferida pelo fuste e a carga total, sendo que a carga transferida pela base é a diferença entre as duas curvas.

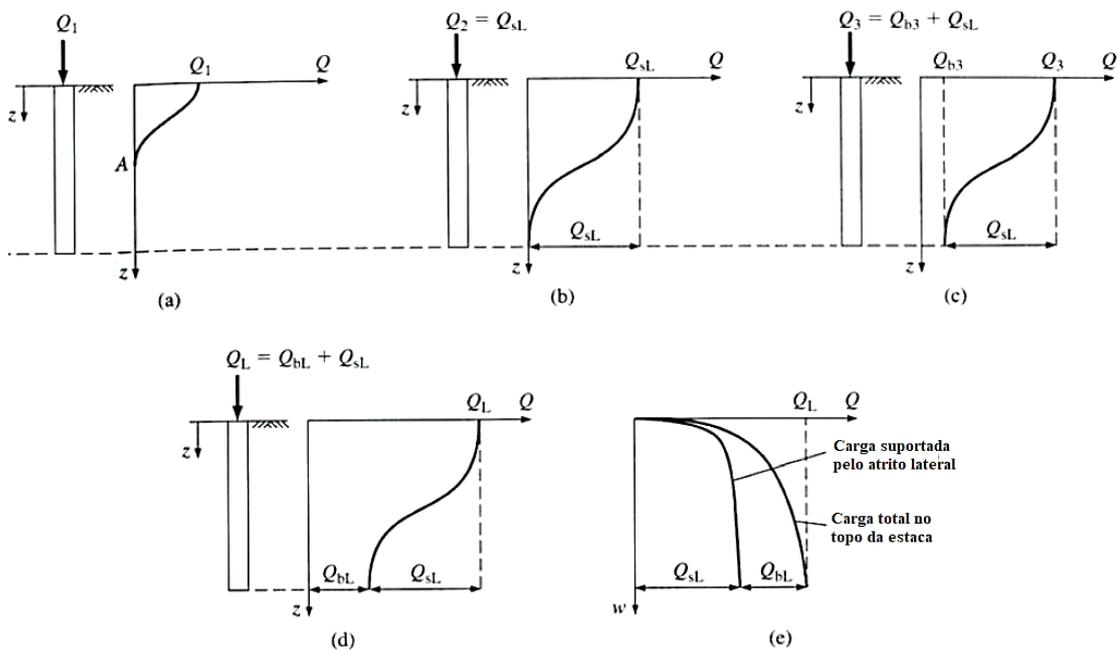


Figura 2.3. Transferência de carga axial em estaca.

(a) Pequena carga mobilizada apenas pela resistência de fuste, (b) Resistência de fuste totalmente mobilizada, (c) Qualquer carga adicional sendo mobilizada pela base da estaca, (d) Base da estaca totalmente mobilizada, (e) Resposta ao carregamento axial expressa pela curva carga de fuste e total *versus* recalque. (SALGADO, 2008)

É possível notar que a mobilização de fuste exige um nível de carregamento muito inferior quando comparada com a carga necessária para a mobilização da ponta. Segundo Salgado (2008) a mobilização total do fuste pode se dar a pequenas deformações na ordem de 0,25 a 1% do diâmetro da estaca. Além disso, deve ficar claro que este mecanismo é muito variável a depender de uma série de características do solo, do tipo da estaca, da interface e modo que é executado o carregamento axial.

2.2 CARREGAMENTO CÍCLICO AXIAL EM ESTACAS

2.2.1 Carregamento Cíclico e ocorrências

O termo carregamento cíclico é definido O'Reilly & Brown (1991) como um sistema de aplicação de cargas o qual demonstra uma determinada regularidade tanto em função de magnitude quanto frequência. Para Puech & Garnier (2017) estruturas costumam estar sujeitas a uma carga constante oriunda tipicamente de forças gravitacionais e uma carga variável ao longo do tempo. Por diversas vezes essa carga variável pode ser classificada como uma carga cíclica, surgida de ações diversas. O mesmo autor classifica genericamente a origem das cargas cíclicas em duas categorias: ambientais – originadas por ações do vento, ondas, sismos, temperatura, pressão e nível freático e industriais ou antropológicas – originadas de operações de máquinas, tráfego de diversas naturezas, circulação de maquinário pesado e enchimento/esvaziamento de tanques, silos, entre outros.

Dessa forma, diversas são as estruturas que experimentam cargas cíclicas, mas os efeitos dos ciclos sobre as mesmas, dependem uma série de fatores como, grandeza das cargas aplicadas, o solo, a interação solo-estrutura e a própria estrutura. A partir disso, é delineada a procedência de projeto a ser executada. Nem todas as estruturas que experimentam cargas cíclicas tem esses efeitos considerados na prática diária dos projetistas. Algumas vezes os impactos das mesmas acabam sendo tratados pelo emprego de fatores de segurança suficientes. Por outro lado, algumas estruturas estão expostas a cargas cíclicas severas e condições de contorno susceptíveis e, portanto, esse método acaba negligenciando efeitos tanto no estado de limite de serviço, como até mesmo no estado de limite último, o que afeta diretamente a segurança da obra (PUECH & GARNIER, 2017).

De uma maneira geral, um grande enfoque das pesquisas sobre carregamentos cíclicos são projetos marítimos, portuários e estruturas *offshore* em geral. As estruturas *offshore*, como por exemplo, paredões, molhes, cais, estruturas de prospecção de petróleo e turbinas eólicas, conforme mencionado por Andersen *et al.* (2013) tem o carregamento cíclico oriundo do vento, ondas e turbinas, como de importância crucial causando efeitos na capacidade de carga e rigidez cíclica da estrutura, ocasionando deslocamentos permanentes e variações no estado de tensão do solo. As turbinas eólicas *onshore*, ou seja, situadas na costa, também são altamente e sujeitas a carregamentos cíclicos, como mostrado por Nardelli (2019). Esse tipo de carregamento pode

causar fadiga e recalques na estrutura e na fundação, que acabam por afetar significativamente a vida útil e operação da turbina.

Outras estruturas podem estar sujeitas a carregamentos cíclicos de origem industrial ou antropológica. Como tanques de armazenamento – onde há a ocorrência de ciclos durante o enchimento e esvaziamento e, ainda obras de infraestrutura de transporte, tais como pontes e viadutos, sujeitas a ciclos advindos do tráfego contínuo de veículos. Outras estruturas com baixo suporte de gravidade e com elevada esbeltez, também necessitam atenção quanto a cargas cíclicas ocasionadas principalmente em função do vento, como torres de transporte de energia, chaminés, guindastes e arranha-céus. Nesses casos, os efeitos de cargas cíclicas sobre a superestrutura na maioria das vezes já são uma prática conhecida e considerada. Mas, os efeitos das cargas cíclicas sobre o solo e as fundações, tem tido um crescente interesse por empresas e pesquisadores, embora ainda haja consideráveis lacunas de conhecimento a serem compreendidas (ANDERSEN, 2009; ANDERSEN *et al.*, 2013; NARDELLI, 2019; BENZARIA *et al.*, 2013a; BENZARIA *et al.*, 2013b).

A depender da origem do carregamento cíclico suas características variam, acarretando em delineamentos e comportamentos muito distintos. A Figura 2.4 demonstra quantitativamente as variáveis – período e número de ciclos – de alguns eventos típicos de carga cíclica. Fica claro na Figura 2.4 a grande variabilidade das ocorrências cíclicas a depender do evento considerado. No caso de eventos sazonais, como estações, umidade e esvaziamentos de tanques, podem ter frequências semanais ou até mesmo mensais. Já no caso de eventos cíclicos extremos, como tempestades ou terremotos, o período diminui para minutos ou segundos. O número de ciclos também é altamente variável, a exemplo, ferrovias e turbinas de energia eólica estão sujeitos a milhões de ciclos durante sua vida útil, já no caso de eventos pontuais como tempestades e terremotos, a frequência do carregamento é alta, mas o número de ciclos fica reduzido ao pequeno período de tempo da ocorrência do evento (PUECH & GARNIER, 2017).

Fica claro para os projetistas de estruturas sujeitas ao carregamento cíclico, a complexidade dos critérios que devem ser levados em consideração para caracterizar os ciclos. Muitas variáveis atuam e nem sempre é simples caracterizar o comportamento da carga e sobretudo obter parâmetros e teorias para projetar uma estrutura segura. Na Figura 2.4, é possível observar uma área sombreada, indicada por Puech & Garnier (2017), como uma zona de domínio de conhecimento sobre o comportamento dos ciclos no solo e em estruturas. Períodos muito longos

e grande número de ciclos ainda são eventos totalmente desconhecidos na bibliografia. As pesquisas com testes de campo e modelos de laboratório ficam geralmente restritos a ensaios realizados dentro de prazos limitados e a taxas cíclicas que permitem controle adequado e precisão na captura dos dados.

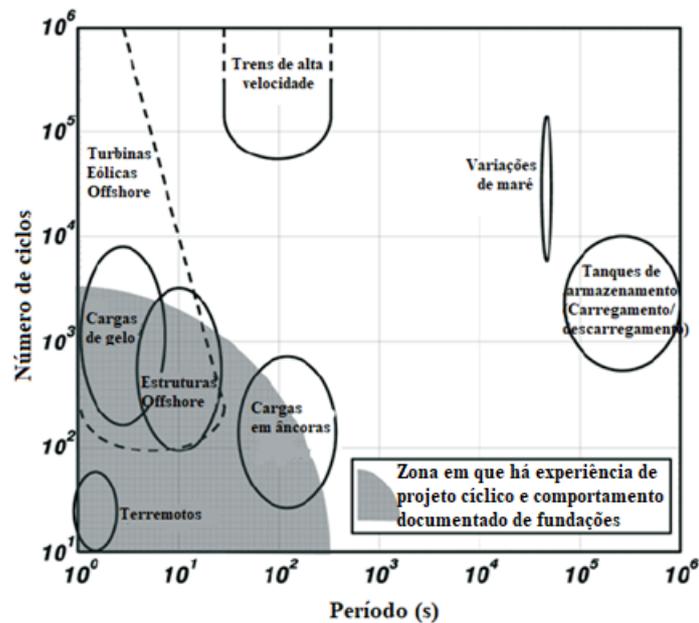


Figura 2.4. Período e número de ciclos característicos em eventos cíclicos típicos (adaptada de PUECH & GARNIER, 2017)

Na prática dos ensaios de campo e laboratório o carregamento cíclico possui um comportamento muito mais idealizado do que pode ser observado na natureza e realidade dos eventos. Mas, se bem definido pode traduzir o comportamento muito próximo do equivalente ao real ocorrido na estrutura. Como mencionado, em virtude de prazos limitados e necessidade de controle adequado nos ensaios, determinou-se um modelo de carregamento regular cíclico, assim chamado por Puech & Garnier (2017). Nesse carregamento regular cíclico, a frequência é fixa e a amplitude é regular, e ainda, são determinadas demais variáveis importantes na caracterização do carregamento, como visualizadas na Figura 2.5.

A caracterização do carregamento regular cíclico é dada pelos seguintes valores: o número de ciclos (N), o período (T) ou a frequência (f) definida como $f = 1/T$, a carga média ou componente médio da carga cíclica (Q_m) e o componente cíclico ou meia amplitude de carga cíclica (Q_c), a carga cíclica mínima (Q_{\min}) e a carga cíclica máxima (Q_{\max}). Uma distinção é

realizada entre carregamentos de uma direção e carregamento de duas direções. Quando o carregamento é realizado em uma direção, são aplicadas ou apenas cargas de compressão ou de tração periodicamente, neste caso $Q_c < Q_m$. Já quando o carregamento é em duas direções, há uma alternância entre carregamentos de compressão e tração, neste caso $Q_c > Q_m$. Ainda é possível caracterizar um carregamento regular cíclico com os equivalentes de deformação das cargas (PUECH & GARNIER, 2017).

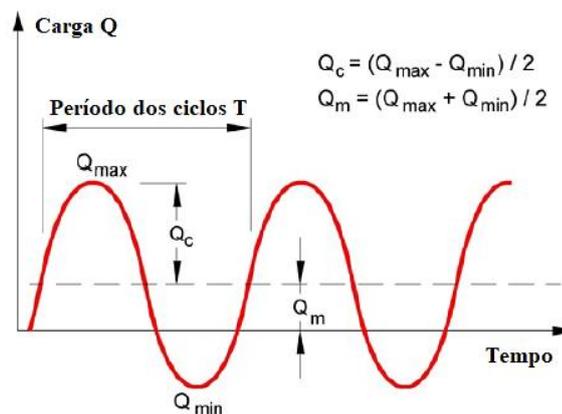


Figura 2.5. Definições de carregamento regular cíclico (adaptada de PUECH & GARNIER, 2017)

2.2.2 Efeitos do carregamento cíclico em solos

Diversos e muito variáveis são os efeitos que cargas cíclicas podem causar em solos, a depender de uma série de fatores. As preocupações gerais dos engenheiros ao projetarem uma estrutura sujeita a uma carga cíclica são quanto a diminuição ou perda da capacidade de carga do solo e deslocamentos excessivos inadmissíveis a obra. A relevância e importância desses efeitos está condicionada principalmente as propriedades mecânicas do solo – tais como, o tipo de solo, a permeabilidade, consistência ou compacidade – e também as características do carregamento imposto – tais como, carga média, carga cíclica, período e número de ciclos. O entendimento de como a combinação da cada uma dessas características afeta no comportamento do solo é de fundamental importância (ANDERSEN; 2009; ANDERSEN *et al.*, 2013; NARDELLI, 2019; BENZARIA *et al.*, 2013a; BENZARIA *et al.*, 2013b).

Em uma condição prática, a tensão de cisalhamento cíclica (τ_{cy}) imposta ao solo é sobreposta a uma tensão média (τ_m) já presente no solo em função de cargas permanentes pré-existentes.

Espera-se de uma maneira geral que cargas cíclicas reduzam a capacidade de carga de um solo, sendo a capacidade de carga cíclica, portanto, menor que a capacidade de carga monotônica. Segundo Andersen (2009) isso ocorre já que a carga cíclica tende a quebrar a estrutura do solo e causar uma tendência à redução volumétrica. Se o carregamento ocorre de maneira não drenada, as alterações volumétricas são impedidas e há uma geração de poropressão permanente (u_p), juntamente com uma geração de poropressão cíclica (u_{cy}) e consequente diminuição da tensão efetiva do solo. Embora, ao mesmo tempo, ocorra um aumento das deformações permanentes (γ_p) e cíclicas (γ_{cy}) no decorrer dos ciclos, como pode ser visualizado na Figura 2.6.

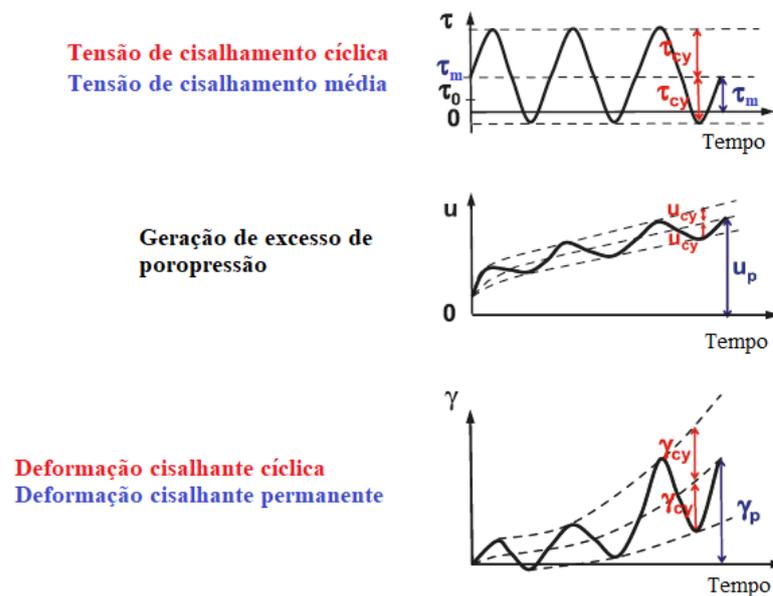


Figura 2.6. Poropressão e deformação cisalhante em uma condição de carregamento cíclico não drenado (adaptada de ANDERSEN, 2009)

Ensaio de laboratório cíclicos realizados em solos são conduzidos comumente por meio de triaxial cíclico, cisalhamento direto cíclico ou *simple shear* cíclico. Andersen (2009) demonstra que o comportamento é influenciado pelo tipo de ensaio executado, já que, em função da resistência anisotrópica do solo, no ensaio triaxial encontra-se, uma resistência à tração consideravelmente inferior que a resistência à compressão. O mesmo autor também demonstra que o componente de tensão cíclica máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$) não é unicamente o que governa o comportamento, mas também aqueles que influenciam significativamente são: o componente de tensão média e o componente de tensão cíclica. Tais componentes não possuem uma resposta

individual direta nas deformações, devem ser analisados conjuntamente para determinar o comportamento. Em função disso, são utilizados diagramas de contorno, para delinear esse comportamento, juntamente com a tensão de ruptura e o número de ciclos.

Os diagramas de contorno generalizados, conforme ressaltado por Puech & Garnier (2017) são utilizados para representar todo o comportamento cíclico de um material. Um dos tipos de diagrama (Tipo I) apresenta uma relação de eixos, entre que a tensão cíclica e a tensão média, são normalizadas pela tensão de ruptura cisalhante monotônica ou a tensão de consolidação e apontam o número de ciclos que cada ensaio levou para atingir a ruptura, bem como, o tipo de ruptura (em função da tensão cíclica ou média). Já uma segunda maneira (Tipo II) apresenta a mesma definição de eixos, mas aponta as deformações cisalhantes médias e cíclicas ocorridas. Neste caso, cada diagrama é representado para um número específico de ciclos. Um exemplo de cada diagrama pode ser visualizado na Figura 2.7.

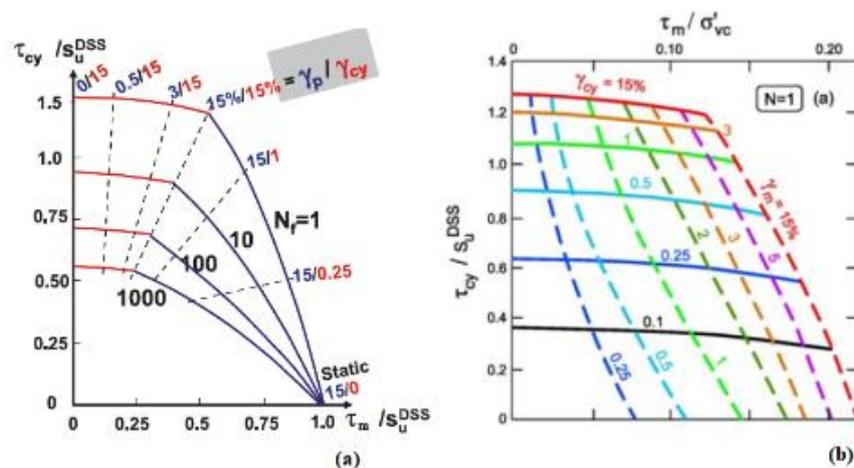


Figura 2.7. (a) Diagrama Tipo I; (b) Diagrama Tipo II para um ciclo ($N=1$); para a argila normalmente adensada Drammen. Sendo S_u^{DSS} = resistência não drenada em um ensaio direct simple shear e σ'_{vc} = tensão de consolidação não drenada. (Adaptada de ANDERSEN, 2009 e PUECH & GARNIER, 2017).

A partir da análise dos diagramas é possível delinear o comportamento do solo carregado ciclicamente. Para um mesmo nível de carga média, conforme eleva-se a tensão cíclica, menor é o número de ciclos que a amostra de solo pode suportar até a ruptura e maiores são as deformações sofridas. De semelhante maneira, para uma mesma tensão cíclica, conforme aumenta-se o valor da tensão média, menor a quantidade de ciclos até a ruptura e maior a deformação da amostra de solo. O critério de ruptura é definido por cada autor baseado nas

necessidades do projeto, comumente conforme Andersen (2009), é estabelecido um valor de deformação limite cíclica ou permanente, a exemplo na Figura 2.7 um valor de 15%.

2.2.3 Comportamento de estacas sujeitas a carregamento cíclico axial

Importante ressaltar que o comportamento de estacas sujeitas a carregamento cíclico axial é influenciado por diversos fatores, tais como, o tipo de solo, tipo e geometria da estaca, características da interface e características do carregamento cíclico imposto. Um ensaio de laboratório pode aproximar uma condição de campo, mas ainda assim é difícil obter condições idênticas as reais. Isso é demonstrando por Puech & Garnier (2017), quando compara provas de carga cíclica em ensaios *in situ*, em centrífuga e em câmara de calibração. Fica claro que, embora os ensaios de campo possuam um alto custo, tem o retorno mais preciso das condições reais de carregamento impostas na estaca estudada.

Por essa razão, há relativamente poucos testes de carregamento cíclico axial em estacas *in situ*. Puech & Garnier (2017) citam as principais pesquisas realizadas sendo muito restrito os tipos de solo e estacas que foram ensaiadas. Por mais difícil que se dê a realização desses ensaios, em relação a metodologia e custos, entende-se a fundamental importância do desenvolvimento de pesquisas para apropriar-se de conhecimentos ainda pouco definidos na literatura.

Devido o vasto número de variáveis em uma estaca submetida a um carregamento axial, comumente autores utilizam algumas metodologias específicas como: restringir a aplicação a um tipo específico de estaca e solo, realizar poucas séries de carga com uma amplitude constante – contendo um número restrito de ciclos (não superior a 1000) e caracterizado por duas a três razões de Q_c/Q_m ou $Q_{máx}/Q_m$. Efeitos em relação ao período de aplicação das cargas e ordem de aplicação muito pouco foram estudados. Na maioria das vezes o custo se eleva, pois, é necessário o conhecimento do comportamento estático da estaca para estabelecer parâmetros como Q_c , Q_m e $Q_{máx}$, compatíveis, uma vez que, as análises e diagramas são realizados utilizando esta informação (PUECH & GARNIER, 2017).

2.2.3.1 Resposta da estaca ao carregamento cíclico axial

De semelhante maneira que o carregamento estático, quando uma estaca é submetida a um carregamento cíclico é esperado um comportamento típico de transferência de carga, quanto a deslocamentos e resistência. Em geral, para uma dada estaca solicitada por carregamentos cíclicos axiais, a degradação da interface (atrito lateral) e ocorrência de deslocamentos

permanentes são maiores quanto maior for a carga cíclica imposta. Mas, deve-se levar em consideração que em função da possível compressibilidade da estaca, nem toda a carga cíclica imposta na cabeça da estaca é transmitida igualmente ao longo do fuste, como pode ser visto na Figura 2.8.

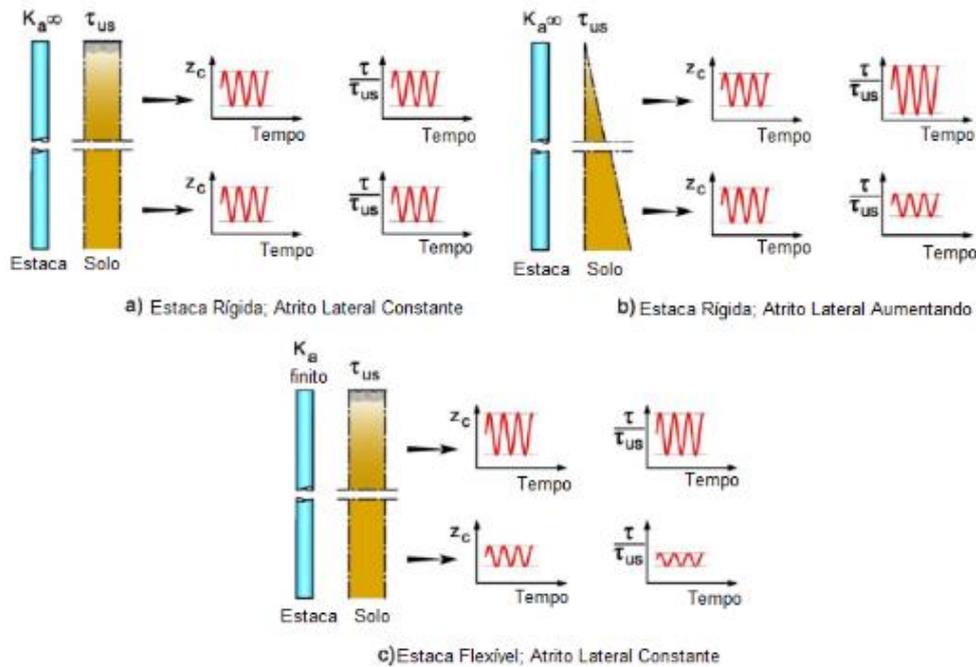


Figura 2.8. Respostas de estacas ao carregamento cíclico axial (adaptada de PUECH & GARNIER, 2017).

Na Figura 2.8 (a), é ilustrada uma estaca rígida infinita e um solo com propriedades mecânicas constantes ao longo da profundidade (resistência ao cisalhamento estática – τ_{us}), neste caso os ciclos impostos na cabeça da estaca levam a deslocamentos e níveis de tensão de cisalhamento cíclico (normalizado – τ/τ_{us}) constantes na profundidade. Já observando a Figura 2.8 (b) há uma condição de estaca rígida, mas o solo com resistência (τ_{us}) que aumenta linearmente com a profundidade, para tal, os deslocamentos seguem constantes (em virtude da rigidez da estaca), mas o nível de tensão cisalhante cíclica diminui (em razão de elevar a resistência ao cisalhamento nas camadas mais profundas do solo). Por fim, a Figura 2.8 (c) demonstra uma estaca flexível envolta por um solo com propriedades mecânicas (τ_{us}) constantes ao longo da profundidade. Nesse caso, os deslocamentos cíclicos diminuem ao longo da estaca e por consequência dessa redução, os níveis de tensão de cisalhamento cíclico relativos também são menores na profundidade (PUECH & GARNIER, 2017).

Essa terceira condição tem uma aproximação maior com a realidade, uma vez que as estacas são relativamente compressíveis em sua maioria e por sua vez, os solos em parte também têm suas propriedades mecânicas melhorando com a profundidade. Dessa forma, o fenômeno da diminuição da degradação cíclica com a profundidade torna-se ainda mais crucial para o entendimento da resposta de uma estaca a carga cíclica axial. Naturalmente espera-se, portanto, que a perda de capacidade de carga do fuste se dê inicialmente na parte superior da estaca, mas seja compensada por transferência de cargas menores na profundidade inferior do fuste. Ao longo dos ciclos essa degradação do atrito lateral tende a se propagar ao longo da profundidade da estaca, finalmente chegando a solicitações na base da mesma (PUECH & GARNIER, 2017).

A partir da evolução de deslocamentos permanentes registrados na cabeça da estaca em razão dos carregamentos ciclos axiais, é possível distinguir três tipos de comportamentos típicos que uma estaca pode sofrer: resposta estável (A), metaestável (B) e instável (C). Esses comportamentos foram simplificados em diagramas gerais apresentados inicialmente por Poulos (1988), um exemplo pode ser visualizado na Figura 2.9. Foi de fundamental importância a introdução desses diagramas para avaliar o comportamento de estacas relativamente rígidas, analisando o comportamento em função da combinação de ações e número de ciclos. Sendo importante ressaltar, que o diagrama de estabilidade cíclica não é único, mas varia conforme o tipo de solo e estaca (POULOS, 1988; PUECH & GARNIER, 2017).

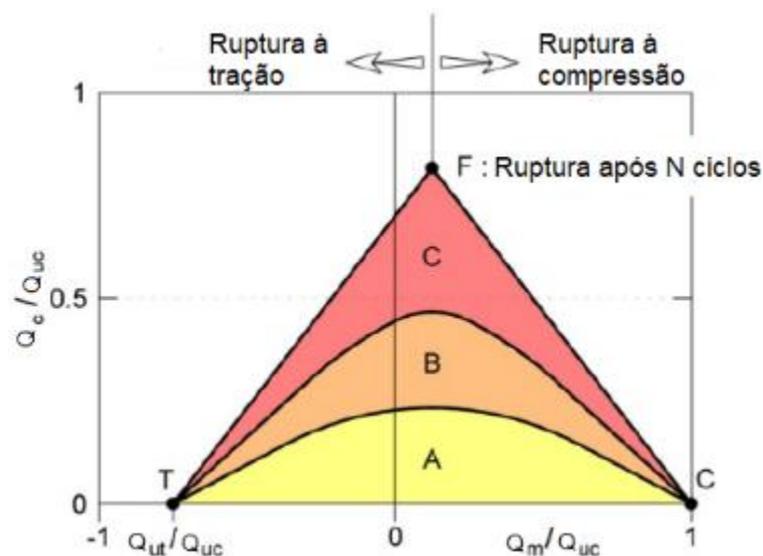


Figura 2.9. Princípio dos diagramas de estabilidade cíclica.
(adaptada de POULOS (1988) e PUECH & GARNIER, 2017)

O princípio do diagrama ilustrado esquematicamente na Figura 2.9 é utilizar as informações de resistência estática do sistema solo-estaca como referência para normalização das características de carga cíclica impostas. Portanto, no eixo horizontal a carga média (Q_m) é dividida pela carga última à compressão (Q_{uc}) e no eixo vertical a carga cíclica (Q_c) é dividida pela mesma. O ponto T é o limite de ruptura à tração e é definido pela carga última à tração (Q_{ut}) dividido pela carga última à compressão. A dissimetria vertical do diagrama é em razão da maior capacidade de carga à compressão em relação à tração. (POULOS, 1988; PUECH & GARNIER, 2017).

A região A da Figura 2.9, é considerada ciclicamente estável, onde a capacidade de carga da estaca não é degradada pela sucessão dos ciclos, neste caso, os deslocamentos permanentes são leves, mesmo depois de um número elevado de ciclos e a estabilização ocorre de maneira rápida. Já a região C da Figura 2.9, o carregamento cíclico causa deslocamentos irreversíveis que evoluem rapidamente e levam inevitavelmente à falha cíclica após um número relativamente baixo de ciclos ($N < 100$). A falha cíclica pode ser definida por um valor arbitrado de deslocamento relativo da estaca (deslocamento no topo dividido pelo diâmetro da estaca – z/B). Por fim, a região B da Figura 2.9 indica uma resposta metaestável, ou seja, um comportamento intermediário, onde um número limitado de ciclos causa deslocamentos da estaca ($N < 100$), mas sem evolução para a falha. Se os ciclos continuarem sendo aplicados, os deslocamentos poderão igualmente evoluir para uma estabilização aparente ou para uma falha completa da estaca por um número alto de ciclos ($N > 100$) (PUECH & GARNIER, 2017).

O tamanho dessas regiões varia conforme muitos fatores, como tipo e estado do solo e também tipo e modo construtivo da estaca. A utilização do diagrama de estabilidade cíclica é válida para revelar o comportamento de um tipo específico de sistema solo-estaca ligado a diversos carregamentos cíclicos impostos. Embora, na prática, não seja simples definir regiões de comportamento instável, metaestável e estável, dada a complexidade da resposta obtida e número significativo de variáveis que a afetam. Por essa razão a importância de avaliar resultados prévios apresentados na literatura, mas sobretudo analisar individualmente cada projeto baseado nas suas características e variáveis específicas. Puech & Garnier (2017) ressaltam que em alguns casos é possível enriquecer a definição dessas regiões, com curvas de iguais valores de número de ciclos até a ruptura, mas para isso, é necessário um número consideravelmente superior de ensaios.

2.2.3.2 Efeitos de cargas cíclicas em estacas escavadas

A maior parte dos estudos acerca do comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicas axiais foi executada em estacas cravadas, principalmente metálicas. Alguns estudos mais atuais, (PUECH, 2013; PUECH & BENZARIA, 2013; BENZARIA *et al.*, 2013b; BENZARIA *et al.*, 2013a), tem estudado a diferença de comportamento dessas estacas e outras mais comuns da construção civil, como as estacas escavadas. Puech & Benzaria (2013), estudaram o comportamento de estacas geometricamente idênticas dos tipos escavada e cravada em um solo argiloso de Flandes e comprovou que a capacidade de carga da estaca aumenta com a quantidade de deslocamento do solo. E ainda, que estacas cravadas exibem um comportamento frágil, com aumento significativo de deslocamento com as aplicações de carga, em contrapartida, as estacas escavadas exibem comportamento dúctil. Isso acabar por afetar significativamente também o comportamento cíclico das estacas, por isso a importância do estudo específico para cada tipo de estaca.

Benzaria *et al.* (2013b) realizaram provas de carga estáticas e cíclicas axiais em estacas escavadas de 0,42 m de diâmetro e 13,0 m de profundidade, executadas em uma argila altamente pré-adensada em Merville na França. O autor detectou uma resposta dúctil ao carregamento monotônico e mencionou um valor de capacidade de carga à compressão em 900 kN, com carga de ruptura convencional correspondente a deslocamento de 10% do diâmetro da estaca.

A partir dos ensaios cíclicos, pôde concluir que no caso desta aplicação a resposta da estaca foi governada pela carga cíclica máxima aplicada ($Q_{m\acute{a}x}$), sendo que abaixo de um valor limite, há uma estabilidade, obtendo deslocamentos desprezíveis até $N > 1000$, onde a aplicação das cargas cíclicas se comporta com *loops* de histerese fechados, ou seja, esgotam-se as deformações plásticas causadas pela aplicação dos ciclos de carga, como visualizado na Figura 2.10 (a). A ocorrência desse esgotamento de deformações plásticas após a aplicação de um número determinado de ciclos, é também chamada de estado de *shakedown*, sendo que, após essa condição, os deslocamentos ocorridos são unicamente de natureza elástica (YU, 2006).

Ainda segundo Benzaria *et al.* (2013b), quando o limiar ($Q_{m\acute{a}x}$), foi atingido ou superado, houveram deslocamentos permanentes no topo da estaca, superiores a 3% do diâmetro, o que foi definido pelo autor como um critério de ruptura cíclica, Figura 2.10 (b) e (c). Para o estudo em questão o limiar esteve próximo de $Q_{m\acute{a}x}/Q_{uc} = 0,8$ a $0,9$. Um resumo dos resultados obtidos

pode ser visualizado na Figura 2.11, através do diagrama de interação dos ensaios executados, onde fica claro o limiar das zonas instável e estável.

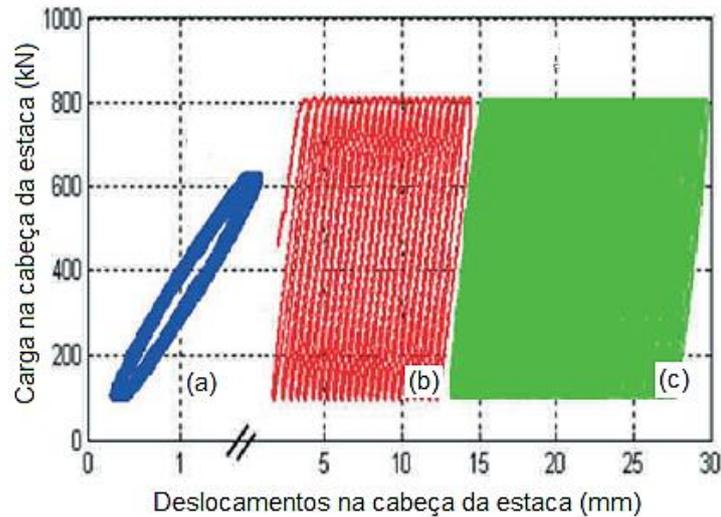


Figura 2.10. Deslocamentos obtidos a partir da aplicação de diferentes cargas cíclicas. (a) Histerese – carga cíclica estável; (b) frequência de 0,1 Hz (c) frequência 0,5 Hz (BENZARIA *et al.*, 2013b)

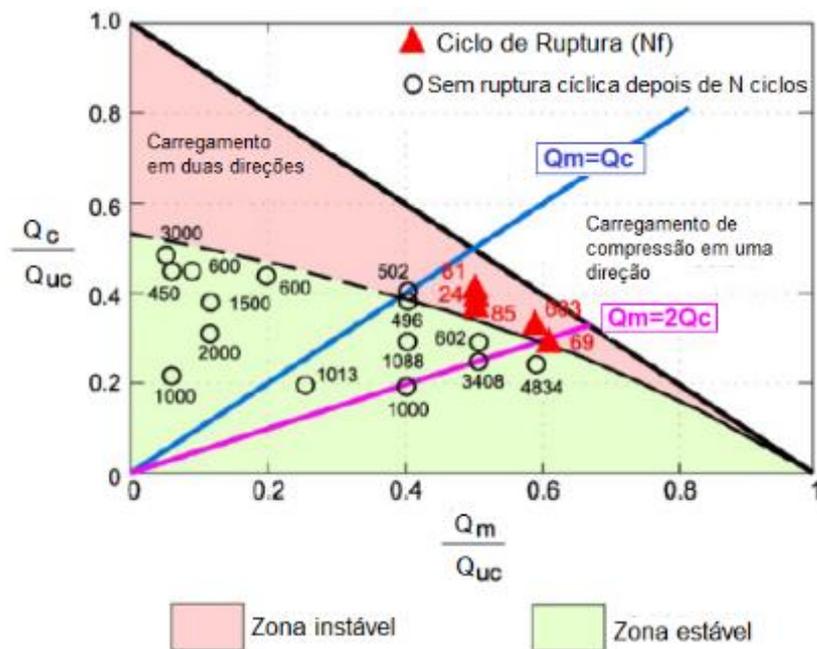


Figura 2.11. Diagrama de interação cíclica de estacas escavadas em solo argiloso – cargas à compressão (PUECH & GARNIER, 2017)

O mesmo autor ainda realizou análises a respeito do efeito da frequência de carregamento cíclica no comportamento da estaca. Pode observar, que a frequência afeta levemente a evolução dos deslocamentos permanentes a partir dos ciclos. Isso pôde ser visualizado na Figura 2.10 (b) e (c), onde os carregamentos possuem características semelhantes, mas foram executados com frequências diferentes, respectivamente, 0,1 e 0,5 Hz. Foi concluído que os deslocamentos são acelerados quando a frequência de carregamento diminui. Adicionalmente foi concluído que capacidade de carga pós-cíclica não foi significativamente afetada pelos ciclos, mesmo de alta amplitude de carga que levaram à estaca a falha cíclica.

Outro estudo realizado por Benzaria et al. (2013a) também analisou os efeitos do carregamento cíclico axial em estacas, mas neste caso executadas em um solo arenoso denso no norte da França. Neste caso foram executados testes de referência à compressão e à tração em estacas com 0,42 m de diâmetro e 8,0 m e 10,5 m de profundidade, respectivamente. Para a estaca ensaiada ciclicamente à tração com uma taxa $Q_{m\acute{a}x}/Q_{ut} = 0,63$, rapidamente houve um acúmulo de deslocamentos permanentes e a capacidade de carga pós-cíclica caiu para 58% da resistência à tração inicial. No ensaio a compressão com a mesma taxa de carregamento $Q_{m\acute{a}x}/Q_{uc} = 0,63$, à estaca acumulou deslocamentos permanentes em apenas 14 ciclos, posteriormente, foi diminuída a taxa de carregamento para $Q_{m\acute{a}x}/Q_{ut} = 0,35$, mas isso não foi suficiente para estabilizar a estaca, desenvolvendo deslocamentos na ordem de 0,16 m após 5000 ciclos. Esses comportamentos podem ser visualizados na Figura 2.12, tanto o resultado do ensaio cíclico à tração quando à compressão e o ensaio de referência estático.

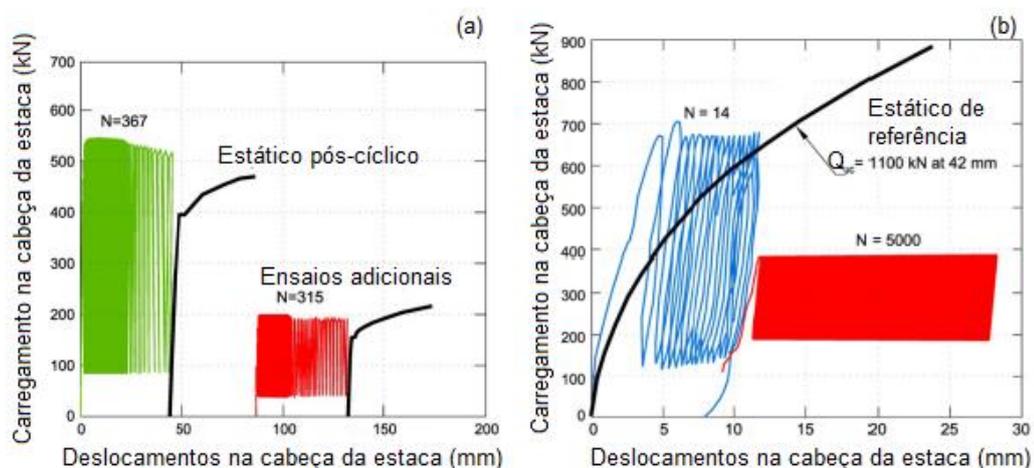


Figura 2.12. Ensaio cíclicos axiais em estacas executadas em areia densa. (a) ensaio à tração; (b) ensaio à compressão (PUECH & GARNIER, 2017)

O autor ainda ressalta que a taxa de deslocamentos permanentes causados na cabeça da estaca por determinado número de ciclos aumenta com a taxa de carga cíclica máxima. E que para cada ensaio cíclico executado, a taxa de deslocamento diminui com o aumento no número de ciclos, no caso de ensaios à compressão. Esse fato pode ser explicado a partir do entendimento do mecanismo de transferência de cargas cíclicas em areias. Quanto maiores os deslocamentos ocorridos na cabeça da estaca uma maior profundidade de fuste da estaca será mobilizada. Dessa forma, os deslocamentos causam em geral uma progressiva mobilização de ponta da estaca, de modo que em qualquer caso à estaca tende a se estabilizar. Por essa razão o autor ressalta a importância de haver um critério de ruptura baseado nos deslocamentos admissíveis no topo da estaca ou relacionados a tendência de crescimento ou decréscimo dos deslocamentos a cada ciclo. A Figura 2.13, resume os resultados de ensaios cíclicos à compressão obtida pela pesquisa através de um diagrama de interação cíclica.

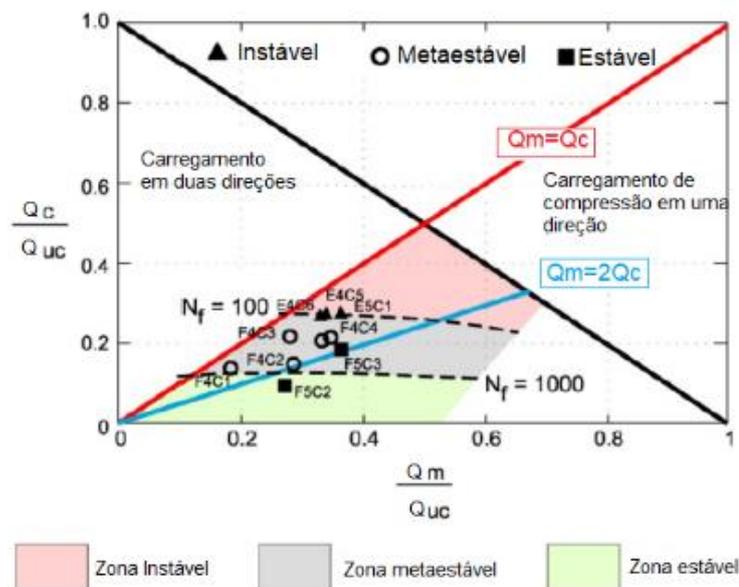


Figura 2.13. Diagrama de interação cíclica à compressão de estacas executadas em areia densa (PUECH & GARNIER, 2017).

2.3 CAPACIDADE DE CARGA EM ESTACAS

A determinação da capacidade de carga de uma estaca, pode ser obtida por meio de: métodos estáticos, dinâmicos e provas de carga. Os métodos estáticos – realizam o estudo da estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estática e são subdivididos em: racionais ou teóricos, os quais utilizam soluções clássicas de capacidade de carga a partir de parâmetros do solo como ângulo de atrito e coesão, métodos semiempíricos, os quais se baseiam em correlações entre a capacidade de carga da estaca e resultados de ensaios de campo e por fim, empíricos, os quais a capacidade de carga é calculada apenas com base na classificação das camadas de solo atravessadas, sendo apenas uma estimativa grosseira. Também há os métodos dinâmicos que determinam a capacidade de carga com base na observação da sua resposta à cravação. E por fim, as provas de carga que se constituem de ensaios de campo onde são verificadas, a capacidade de carga e a integridade da estaca.

2.3.1 Métodos Estáticos

2.3.1.1 Métodos racionais ou teóricos

A bibliografia registra uma série de métodos teóricos onde a capacidade de carga de uma estaca é função de uma resistência de ponta e uma resistência ao atrito lateral, conforme definido pelas equações (2.1), (2.2) e (2.3). Seus coeficientes são definidos em função de medidas experimentais envolvendo uma série de variáveis como: tipo da estaca, tipo de solo, contato solo-estaca, parâmetros de resistência do solo, entre outros.

- **Resistência de Ponta**

Para o cálculo da capacidade de carga da ponta de uma estaca, os autores detiveram suas fórmulas e soluções baseadas na Teoria da Plasticidade, tais soluções apresentam diferentes mecanismos de ruptura. Neste trabalho é dado um maior enfoque para a Solução de Terzaghi. Solução apresentada por Terzaghi (1943) e também pesquisada por Terzaghi e Peck (1948, 1967), citados por Velloso & Lopes (2010), não considera a contribuição dos esforços cisalhantes ao longo do fuste por julgar o solo acima da ponta mais compressível em relação ao solo da abaixo da ponta. Dessa forma, define que a ruptura na base da estaca não pode ocorrer sem que haja deslocamento do solo para os lados e para cima conforme indicado pela Figura 2.14. A equação geral da teoria de capacidade de carga exposta pelo autor foi idealizada para

sapatas contínuas com uma largura D . Para estacas a equação foi adaptada com alguns fatores de correção, resultando na equação (2.4):

$$q_{p,ult} = 1,2cN_c + \gamma LN_q + 0,6\gamma \frac{B}{2} N_\gamma \quad (2.4)$$

Onde c é a coesão do solo, γ é o peso específico do solo, B é o diâmetro da estaca e N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga que dependem do ângulo de atrito do solo e do formato da superfície de ruptura.

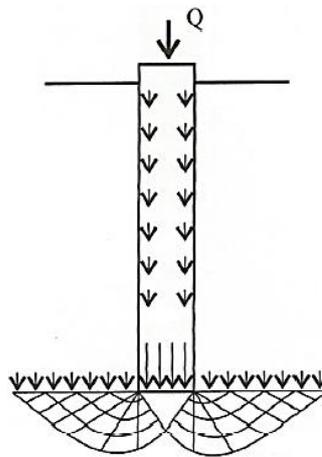


Figura 2.14. Solução de ruptura teórica proposta por Terzaghi.
(Adaptada de VESIC (1965) apud VELLOSO & LOPES (2010))

- **Resistência Lateral**

A segunda componente de capacidade de carga de uma estaca é sua resistência lateral ou resistência de fuste. Conforme citado por Velloso & Lopes (2010) o tratamento teórico para a determinação do atrito lateral, f_s , é, em geral, análogo ao utilizado para analisar a resistência ao deslocamento de um sólido em contato com o solo, assim sendo pode ser definido pela equação (2.5):

$$f_s = a + \sigma_h \tan \delta \quad (2.5)$$

Onde a é a aderência entre estaca e solo, σ_h é a tensão horizontal contra a superfície lateral da estaca e δ é o ângulo de atrito entre estaca e solo. Analisando o problema de solos granulares

pode-se assumir $a = 0$ e $\sigma_h = K_s \sigma'_v$, com K_s igual ao coeficiente de empuxo após a execução da estaca, resultando na equação (2.6):

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan \delta \quad (2.6)$$

Por convenção assume-se que o valor de σ'_v é igual ao valor da tensão efetiva vertical antes da instalação da estaca. Os valores de δ podem ser determinados a partir de ensaios de laboratório de resistência de interface entre o solo e o material da estaca, costumeiramente apresentando valores menores que o ângulo de atrito interno do solo, ϕ , e valores próximos a ele para estacas rugosas. Já o valor de K_s é influenciado significativamente pelo método de execução da estaca, o estado de tensões iniciais e características estruturais da estaca, apresentando valores menores ou iguais ao coeficiente de empuxo no repouso, K_0 , para estacas escavadas e valores consideravelmente maiores do que K_0 no caso de estacas cravadas.

2.3.1.2 Métodos semiempíricos

No Brasil, a sondagem a percussão, SPT, é a investigação geotécnica mais realizada e difundida. Por esse motivo, profissionais de fundações tem dedicados suas pesquisas a estabelecer métodos de cálculo de capacidade de carga que se correlacionem diretamente com os dados obtidos no ensaio SPT. Pela popularidade destes métodos no país, é apresentada uma breve revisão e descrição dos principais métodos propostos (VELLOSO & LOPES, 2010).

- **Método Aoki-Velloso**

O método Aoki-Velloso (1975) citado por Velloso & Lopes (2010), foi desenvolvido no Brasil a partir de um estudo comparativo de provas de carga e ensaios de campo. O método pode ser utilizado tanto para ensaios de cone (CPT) quando para ensaios de penetração dinâmica (SPT), já que é possível através de um coeficiente de conversão “k” relacionar a resistência de ponta de cone (q_c) do ensaio CPT com o índice de resistência a penetração (N_{SPT}) do ensaio SPT. Dessa forma segue a equação geral (2.7):

$$Q_{ult} = A_b q_{p,ult} + U \sum \tau_{l,ult} \Delta l = A_b \frac{q_c}{F1} + U \sum \frac{\alpha q_c}{F2} \Delta l \quad (2.7)$$

Onde Q_{ult} é a capacidade de carga última da estaca, A_b é a área de seção transversal, U é o perímetro do fuste, Δl é o segmento da estaca considerado, $q_{p,ult}$ tensão normal na ponta da

estaca, $\tau_{l,ult}$ é a tensão cisalhante no fuste, F1 e F2 são fatores de estaca e execução e α é um coeficiente que depende do tipo de solo. Para o uso com os dados do ensaio SPT são incorporados os coeficientes de conversão “k” nas duas parcelas da equação, como exposto na equação (2.8):

$$Q_{ult} = A_b \frac{kN_{SPT}}{F1} + U \sum \frac{\alpha k N_{SPT}}{F2} \Delta l \quad (2.8)$$

Os valores dos fatores F1, F2, α e k, foram propostos pelos autores baseados em resultados de provas de carga diversas. Outros autores também realizaram estudos com bancos de dados de demais provas de carga e propuseram valores para tais coeficientes, cita-se Laprovitera (1988) e Benegas (1993), Monteiro (1997) citados por Velloso & Lopes (2010).

- **Método Décourt Quaresma**

O método proposto por Décourt e Quaresma (1978) citado por Velloso & Lopes (2010), foi também desenvolvido no Brasil, baseado inicialmente em provas de carga em estacas pré-moldadas de concreto e relacionando-as com o ensaio SPT. O método divide a resistência da estaca em uma componente devido ao atrito lateral ($Q_{L,ult}$) e uma componente devido a ponta ($Q_{P,ult}$), sendo a capacidade de carga última expressa pela equação (2.9) a seguir:

$$Q_{ult} = Q_{L,ult} + Q_{P,ult} = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + U \cdot L \cdot \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (2.9)$$

Onde, α é fator de correção da resistência de ponta em função do tipo de estaca e solo, C é o coeficiente característico do solo que relaciona a resistência de ponta com o valor de N_p , sendo este o valor médio do índice de resistência a penetração (N_{SPT}) na ponta, sendo obtido a partir da média do N_{SPT} no nível da ponta e dos níveis imediatamente superior e inferior, A_p é a área da ponta, U o perímetro da estaca, L o comprimento da estaca, β é o fator de correção da resistência de atrito lateral em função do tipo de estaca e solo e por fim, N_L é o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste. Os autores apresentam também no trabalho valores típicos para os coeficientes α , β e C, para diferentes tipos de solo e estacas.

- **Método Teixeira**

O método de Teixeira (1996) citado por Velloso & Lopes (2010) também é um método brasileiro e teve como base principal os métodos propostos anteriormente como Aoki e Velloso, Décourt e Quaresma e outros. O autor propõe uma equação geral e unificada para o cálculo da capacidade de carga da estaca, na qual a parcela de resistência de ponta é função de um parâmetro α e a parcela de resistência lateral é função de um parâmetro β , como descrito na equação (2.10):

$$Q_{ult} = Q_{L,ult} + Q_{P,ult} = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot U \cdot L \cdot N_L \quad (2.10)$$

Onde, α é um parâmetro relativo a resistência de ponta, adotado em função do tipo de estaca e solo, N_p é o valor médio do N_{SPT} medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo, A_p é a área de seção transversal da ponta da estaca, β é um parâmetro relativo a resistência de atrito lateral o qual é adotado em função apenas do tipo de estaca, N_L é o valor médio do N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, U é o perímetro da estaca e finalmente L é comprimento da estaca. O autor ainda ressalta que a metodologia não se aplica ao caso de estacas pré-moldadas de concreto flutuantes em camadas espessas de argila mole as quais tenham um valor de $N_{SPT} < 3$. Os valores dos parâmetros α e β são sugeridos junto ao trabalho do autor.

2.3.2 Provas de carga

A prova de carga é um recurso utilizado para verificação de desempenho de um elemento estrutural de fundação e para a identificação da capacidade de carga do sistema solo-estaca, quanto à ruptura e recalques. O ensaio realiza uma aplicação controlada de carga no eixo da estaca, para determinar em um intervalo de tempo também controlado, o deslocamento da estaca causado pela aplicação da carga correspondente. Dentre os ensaios de campo utilizados em engenharia de fundações, a prova de carga estática é destacada como um dos mais importantes (NIYAMA *et al.*, 1998).

A execução de prova de carga estática em estacas é normatizada pela NBR 16903 (2020). O ensaio é dividido em três categorias quanto a aplicação de carga: Ensaio de carga controlada – carga incremental lenta, rápida, mista ou cíclica – ensaio de deformação controlada e com método do equilíbrio. É importante salientar que a resposta do ensaio é influenciada pelo método de execução, portanto para a análise dos resultados é fundamental mencionar o tipo de ensaio realizado.

No ensaio de carga incremental lenta, por exemplo, os acréscimos de carga são mantidos e lidos os recalques em tempos dobrados até a estabilização dos deslocamentos especificada pela norma NBR 16903 (2020). Já o ensaio de carga incremental rápida os acréscimos de carga são mantidos por um tempo específico (normalmente 15 min) mesmo que não houve estabilização dos deslocamentos. Comparando estes resultados, para um mesmo nível de carregamento, o ensaio de carga incremental rápida, apresenta menores recalques em relação ao ensaio lento. Já que quando uma estaca fica sujeita a carga por um maior período de tempo, há ocorrência de maiores deformações, principalmente por *creep* (deformações viscosas). A Figura 2.15 demonstra os resultados típicos de carga e recalque encontrados nos quatro tipos de ensaio (carga incremental rápida, lenta, deformação controlada e do equilíbrio).

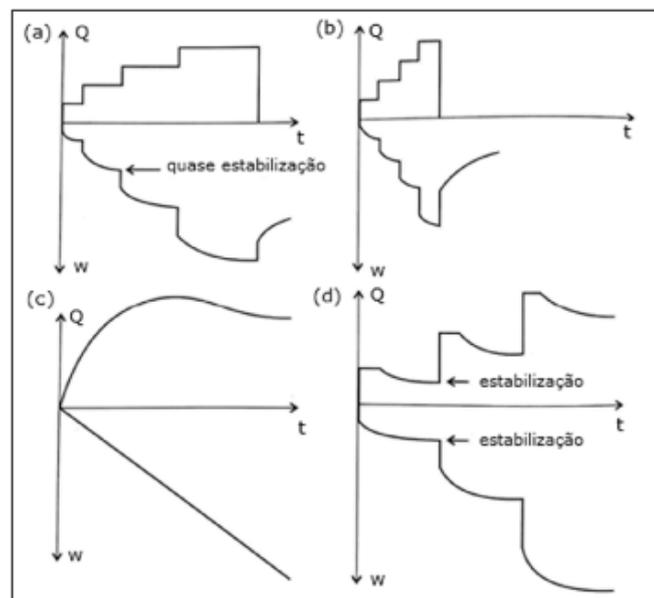


Figura 2.15. Curvas carga-tempo e recalque-tempo para os ensaios: (a) carga incremental lenta, (b) carga incremental rápida, (c) deformação controlada e (d) do equilíbrio.
(VELLOSO & LOPES, 2010)

Além dos ensaios de prova de carga monotônica, ou seja, aqueles em que as cargas incrementais são mantidas fixas durante determinado período de tempo, há os ensaios de prova de carga cíclica. Os ensaios de prova de carga cíclica, em geral, procuram simular condições de carregamento semelhantes aquelas ocasionadas nas estruturas de fundação, por ações de vento, ondas, entre outros. Para tanto, é realizado o carregamento da estaca até determinada carga cíclica máxima e, posteriormente, realizado o descarregamento até determinada carga cíclica

mínima, em um tempo controlado. Puech & Garnier (2017) apresentam contribuições quanto a execução de ensaios de prova de carga cíclica axial em estacas. Os autores afirmam, que inicialmente é fundamental a definição do carregamento regular cíclico que será aplicado nas estacas durante a prova de carga.

O carregamento regular cíclico é definido pelos valores de carga cíclica máxima, carga cíclica mínima, período de aplicação dos ciclos e número de ciclos. Para a definição das variáveis de carga, segundo os mesmos autores, é imprescindível a determinação anterior da carga última de ruptura de uma estaca com iguais características que aquela ensaiada de maneira cíclica, para que as cargas cíclicas possam ser definidas como porcentagens relativas da carga de ruptura estática. O período de carregamento e número de ciclos são definidos conforme os interesses de simulação da prova de carga. Ainda, Puech & Garnier (2017), ressaltam a importância da realização de uma prova de carga monotônica após a execução do ensaio cíclico, para determinação da capacidade de carga pós-cíclica da estaca ensaiada.

2.3.2.1 Interpretação da prova de carga em estacas

Como resultado de uma prova de carga tem-se a curva carga recalque da estrutura de fundação. Para que seja definida a capacidade de carga última ou carga admissível da estaca é necessário a realização da interpretação desta curva resultante. Inicialmente é importante o conhecimento dos possíveis modos de ruptura que uma estaca pode estar sujeita, para que, a partir desses, seja possível identificar ou estimar o valor de carga última alcançado. Cintra *et al.*, (2013) definiu três tipos de ruptura em provas de carga monotônicas em estacas: a ruptura nítida, a ruptura física e a ruptura convencional. Os três modos de ruptura podem ser visualizados na Figura 2.16.

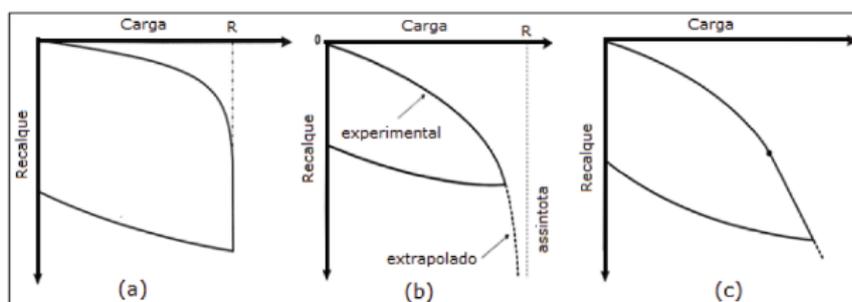


Figura 2.16. Modos de ruptura em uma prova de carga estática em estacas. (a) Ruptura nítida, (b) Ruptura física e (c) Ruptura convencional (CINTRA *et al.*, 2013)

A ruptura nítida (Figura 2.16 (a)) é dada por uma deformação crescente sem acréscimo de carga, ou seja, uma verticalização da curva carga recalque. Na ruptura física (Figura 2.16 (b)) há uma condição em que os resultados obtidos durante a fase do carregamento são parte de uma curva assintótica que alcançaria idealmente um valor de carga última, havendo uma extrapolação da mesma. Já a ruptura convencional (Figura 2.16 (c)) é o caso onde não se encontra um instante de ruptura nítida, se quer a ser atingido e, dessa forma, é necessário através de critérios estimar o valor de carga última, entendendo que a fundação poderia alcançar um valor de carga superior ao arbitrado.

Segundo Kulhawy (2004) estacas escavadas normalmente possuem um comportamento de ruptura convencional, ou seja, não é possível definir com clareza a carga última da estrutura de fundação. Além disso, Décourt (2006) ressalta que na maioria dos casos a ruptura nítida é obtida apenas para o fuste da estaca (resistência lateral) ou ruptura de ponta para estacas cravadas. No caso das estacas escavadas para obter uma ruptura nítida na ponta são necessários grandes deslocamentos, na ordem de algumas vezes o diâmetro da estaca. Assim sendo, a definição de uma carga de ruptura em estacas não é uma tarefa simples e não existe um consenso único entre os pesquisadores. Torna-se, dessa maneira, necessário utilizar métodos, baseados em regras matemáticas, técnicas gráficas ou mesmo limites aceitáveis, para a determinação desse valor (SALGADO, 2008; VELLOSO & LOPES, 2010).

2.3.2.2 Critérios de ruptura

Na bibliografia há uma lista ampla e variada de métodos para determinar a carga de ruptura de um elemento de fundação através da análise e interpretação da curva de carga recalque. Niyama *et al.* (1998), ressalta que é impossível indicar um procedimento ou método mais adequado, pois quaisquer critérios possuem pontos negativos e positivos. Portanto, deve procurar levar o elemento de fundação o mais próximo da ruptura nítida ou a grandes recalques e comparar os resultados de diversos métodos de maneira crítica a fim de determinar o valor da carga de ruptura de maneira segura e econômica. Nos próximos tópicos são contemplados, de maneira resumida, os principais os critérios de ruptura listados na bibliografia para ensaios de prova de carga monotônica e cíclica axial.

- **10% de Recalque Relativo**

Esse método segundo Salgado (2008) é utilizado de maneira padrão internacionalmente para definir a carga última em provas de carga em estacas. Consiste em considerar como carga última aquela que gerar um recalque de 10% do diâmetro da estaca, conforme definido pela equação (2.11).

$$w_R = \frac{w}{B} \quad (2.11)$$

Onde, w é o recalque absoluto, B é o diâmetro da estaca e w_R é o recalque relativo.

Segundo o mesmo autor, uma das maneiras de impedir a ocorrência de recalques excessivos é estabelecer um limitador em relação ao diâmetro da estaca, visto que, é esperado que estacas de diâmetros maiores recebam maiores cargas e por consequência desenvolvam recalques absolutos maiores. Cargas que gerem recalques relativos maiores que 10%, podem causar perdas de estabilidade estrutural e colapso, como observado por Franke (1989) citado por Salgado (2008) que realizou estudo focado em estacas escavadas. Também foi constatado ao longo dos anos que cargas que causem recalques na ordem de $w_R = 10\%$ estavam próximos a ruptura, mas ainda assim mantinham a integridade estrutural do elemento, por isso o estabelecimento deste valor é de interesse prático (SALGADO, 2008). Esse também é o critério adotado pelo Código Britânico BS 8004 (2015) e o Eurocode 7 (1995).

- **Critério de Chin**

O critério de Chin (1970) citado por Salgado (2008) assume que a curva carga recalque resultante de prova de carga em estacas seja hiperbólica, definida pela equação (2.12):

$$Q = \frac{w}{a + b \times w} \quad (2.12)$$

Onde, Q é carga aplicada, w é o recalque medido, a é a intersecção da curva com o eixo vertical e b é o coeficiente angular da reta na curva “ w/Q vs w ”.

Quando são plotados os resultados em uma curva: recalque dividido pela carga *versus* o recalque, resulta-se uma aproximação de reta, em que, a carga de ruptura pode ser definida como o limite de recalque tendendo ao infinito ($w \rightarrow \infty$), ou seja, o inverso do coeficiente angular da reta, definido pela equação (2.13):

$$Q_R = \frac{1}{b} \quad (2.13)$$

Onde, Q_R é a carga de ruptura e b é o coeficiente angular da reta na curva “w/Q vs w”.

- **Critério por NBR 6122/2019**

A norma NBR 6122 (ABNT, 2019) determina que a carga de ruptura é definida pela carga que ocasiona uma ruptura nítida no caso de provas de carga que alcancem tal condição. No caso de ensaios que não promovam a ruptura nítida, a curva pode ser extrapolada. É determinada, portanto, a carga de ruptura convencional, calculando o recalque correspondente através da aplicação da equação (2.14):

$$\Delta w = \frac{P_r \times L}{A \times E} + \frac{D}{30} \quad (2.14)$$

Onde: Δw é o recalque de ruptura convencional, P_r é a carga de ruptura convencional, L é o comprimento da estaca, A é a área de seção transversal da estaca, E é o módulo de Young do material da estaca e D é o diâmetro da estaca.

São arbitrados valores de P e então encontra-se uma reta que corta o eixo vertical no ponto $D/30$. O ponto em que a reta encontra a curva carga vs recalque, corresponde ao valor da carga de ruptura convencional, como pode ser visualizado esquematicamente na Figura 2.17.

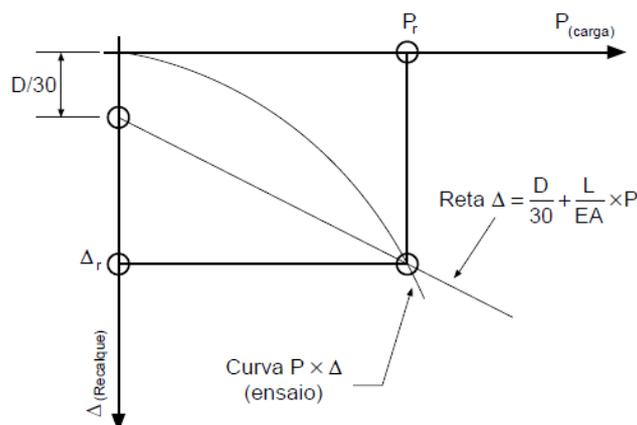


Figura 2.17. Representação da carga de ruptura convencional por NBR 6122 (NBR 6122 (ABNT, 2019))

- **Critério de ruptura para ensaios cíclicos axiais**

Quando uma estaca é submetida a um ensaio de prova de carga cíclica axial, é necessário estabelecer um critério de ruptura a falha cíclica. Em alguns casos, os ensaios são levados a um número pré-estabelecido de ciclos, mesmo que a falha cíclica já tenha ocorrido, mas ainda assim é importante estabelecer um critério para que se tenha o dado de quantos ciclos foram suportados até uma estabelecida ruptura. Puech & Garnier (2017) afirmam que o critério de ruptura padrão usual, de 10% de recalque relativo pode ser mantido. Mas ainda assim critérios mais específicos relacionados à saturação da capacidade de carga por atrito lateral da estaca podem ser empregados, de acordo com critérios próprios do responsável técnico, como por exemplo, estabelecer a ruptura para deslocamentos na ordem de 3% do diâmetro da estaca, comumente suficientes para a mobilização total do atrito lateral.

2.4 SOLO COESIVO FRICCIONAL DE PASSO FUNDO

Em regiões tropicais e subtropicais a ocorrência de altas temperaturas e chuvas abundantes, prioriza degradação intensa de rocha. Os solos formados nestes locais, portanto, possuem uma taxa de degradação da rocha mãe mais rápida que a velocidade de transporte das partículas, resultando em na formação de solo no próprio local de origem, o qual é denominado como solo residual (HUAT & TOLL, 2012). Solos residuais apresentam um comportamento mecânico particular, oriundo de um complexo arranjo estrutural, entre grãos de solo e uma cimentação natural, a qual pode ser destruída quando submetida a deformações plásticas. Devido a cimentação e a condição não saturada da maioria dos depósitos de solos residuais, os parâmetros de resistência devem ser expressos em termos, tanto de ângulo de atrito como de coesão, apresentando assim um caráter coesivo friccional (SCHNAID, 2009).

O interesse por estudos em solos coesivos friccional é alto, uma vez que, há uma escassez de estudos por não pertencem a denominada “Geotecnia Clássica”. As pesquisas e projetos dessa fase, predominantemente ocorreram em solos sedimentares, que devido sua diferente formação, possuem comportamentos muito distintos dos solos residuais (WESLEY, 1990). Os solos sedimentares possuem uma estrutura final que depende do processo de deposição dos grãos e da história de tensões. Já os solos residuais dispõem de uma estrutura que é dependente do modo de degradação da rocha mãe, que acaba por originar uma estrutura porosa e cimentada, a

qual, por consequência, possui características distintas de solos sedimentares, mesmo que apresentem igual densidade e distribuição granulométrica (CONSOLI *et al.*, 2016).

No sul do Brasil é comum a ocorrência de solos coesivos friccionais de basalto, oriundos de processos de intemperismo, que acabam por diminuir a densidade, aumentar a porosidade e a condutividade hidráulica. Na sequência são apresentadas as principais informações geotécnicas relevantes para este trabalho, referentes ao solo coesivo friccional da cidade de Passo Fundo/RS, localidade do campo experimental utilizado na presente pesquisa.

2.4.1 Ensaios de Laboratório

Para uma melhor compreensão das características do solo residual de Passo Fundo/RS, sobretudo do campo experimental, realizou-se um compilado dos resultados obtidos por autores que realizaram pesquisas com o solo local.

- **Análise granulométrica**

Através de ensaios de granulometria realizados por diferentes autores (DALLA ROSA & THOMÉ, 2004; RUVÉR, 2011; CARRETTA, 2018), os resultados mostram a predominância da fração argilosa, seguida de silte e areia. Carretta (2018) obteve como resultado a curva granulométrica exposta na Figura 2.18. Classificando o solo segundo o Sistema Unificado de Classificação (SUCS) como um material ML (silte de baixa plasticidade).

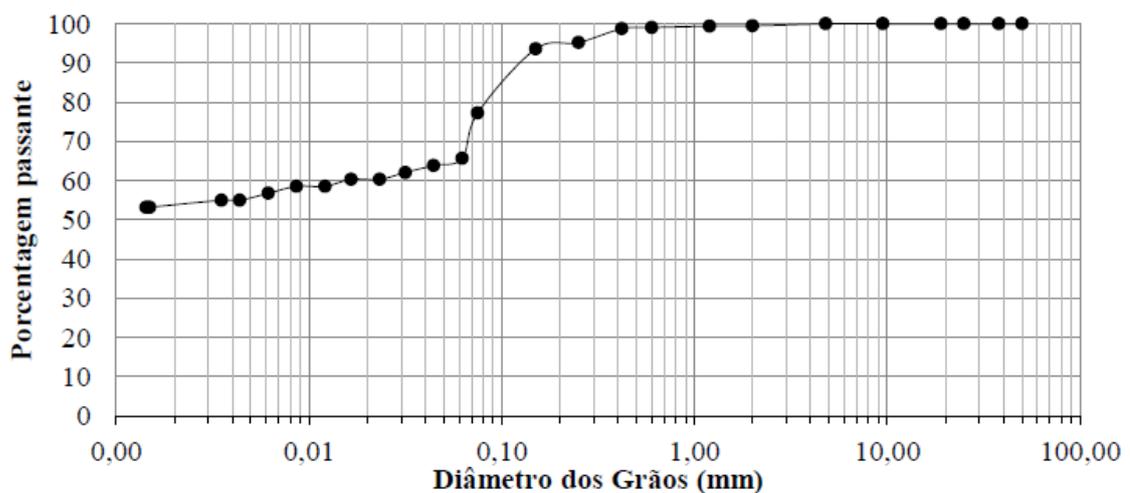


Figura 2.18. Curva granulométrica do solo residual de Passo Fundo/RS (CARRETTA, 2018)

- **Índices Físicos**

Carretta (2018) realizou ensaios para determinação dos índices físicos do solo de Passo Fundo, através da obtenção de amostras indeformadas do solo a 3 m de profundidade. A autora no seu trabalho, realizou um compilado dos mesmos índices obtidos anteriormente por outros autores que estudaram o solo.

Os dados de peso específico aparente seco (γ_d), peso específico natural do material (γ), peso específico real dos grãos (γ_s), índice de vazios (e), grau de saturação (S), porosidade (η) e teor de umidade nas condições de campo (ω_{campo}) podem ser visualizados na Tabela 2-1.

Tabela 2-1. Índices físicos do solo residual de Passo Fundo/RS

Índice físico	Carretta (2018)	Thomé <i>et al.</i> (2017)	Rizzon (2016)
γ_d (kN/m ³)	11,6	-	12,1
γ (kN/m ³)	15,6	16,3	16,1
γ_s (kN/m ³)	26,5	26,7	-
e	1,28	1,20	1,21
S	72%	75,7%	73%
η	55%	54%	-
ω_{campo}	35%	34%	33%

Fonte: adaptado de Carretta (2018)

- **Ensaio Edométrico**

Ensaio edométrico foram também realizados por Carretta (2018). Os dados obtidos pela autora são interessantes, já que, demonstram características importantes do solo local, tais como, sua estrutura e cimentação natural. A autora realizou o ensaio com amostras indeformadas e remoldadas do solo residual, seguindo para as últimas as características do solo na condição de campo anteriormente obtidas citadas na Tabela 2-1. Os resultados obtidos por Carretta (2018) podem ser visualizados na Figura 2.19. É possível visualizar na Figura 2.19 (a) o ponto de plastificação do solo indeformado, assim deferido pela autora. Esse ponto caracteriza uma desagregação da estrutura cimentada do solo e posteriormente uma redução do índice de vazios. Também é possível observar na Figura 2.19 (b), que após a desestruturação do material, a curva de compressão tende a convergir a um mesmo ponto no gráfico para a amostra inicialmente indeformada e aquela remoldada, ou seja, ambas atingiriam o mesmo índice de vazios sob a igual tensão.

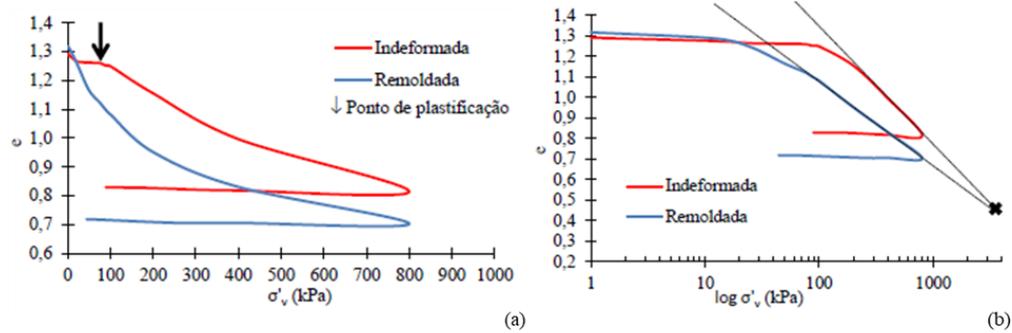


Figura 2.19. Resultados do ensaio edométrico para o solo residual de Passo Fundo/RS (CARRETTA, 2018)

• Ensaios Triaxiais

Carretta (2018) obteve os parâmetros do solo coesivo friccional de Passo Fundo, ângulo de atrito (ϕ) e coesão (c'), através de ensaios triaxiais consolidados isotropicamente drenados. As tensões efetivas de confinamento escolhidas pela autora, buscaram ser suficientemente inferiores a tensão de quebra da cimentação para que não houvesse a desestruturação da amostra ainda durante a fase de consolidação, foram, portanto, escolhidas as tensões de: 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. A partir delas obteve-se os seguintes parâmetros: $\phi = 30,5^\circ$ e $c' = 9,52$ kPa. O comportamento da curva tensão cisalhante (q) por deformação axial (ϵ_a) pode ser visualizado na Figura 2.20. É possível notar que a autora marca os pontos de plastificação das amostras onde há a quebra da cimentação, ou seja, quando o comportamento da curva deixa de ser linearizado.

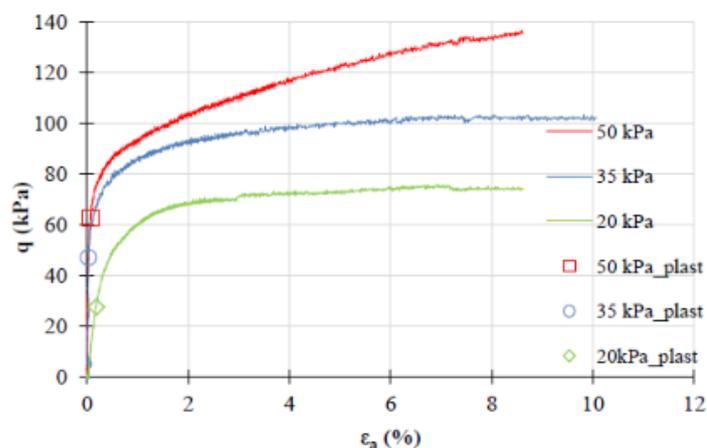


Figura 2.20. Curva de tensão por deformação axial para amostras do solo residual de Passo Fundo/RS. (CARRETTA, 2018)

- **Ensaio Triaxial Cíclico**

Foi realizado também por Carretta (2018), um ensaio triaxial cíclico consolidado isotropicamente não drenado, executado desta maneira com o objetivo de simular as condições mais críticas encontradas no campo. O ensaio foi executado com tensão de confinamento inicial – $p'_{\text{inicial}} = 50 \text{ kPa}$ e uma tensão desvio cíclica – $\sigma_d = \pm 20 \text{ kPa}$ e uma frequência de 0,1 Hz. A Figura 2.21 demonstra partir dos resultados as representações no plano $p' \times q$ e no gráfico de tensão desvio por deformação axial (ε_a). A amostra resistiu a 124 ciclos de carga, quando acumulou elevados valores de poropressão, levando a amostra a ruptura por atingir uma tensão efetiva muito próxima a zero. A autora pode constatar com os resultados, que a amostra se mostrou significativamente rígida até aproximadamente 100 ciclos, com um comportamento elástico e recuperável e amplitudes de deformações muito baixas na ordem de 0,2%. Após o trecho rígido, a amostra passou a sofrer significativas deformações, alcançando um valor máximo de deformação de 6% quando foi atingida a ruptura.

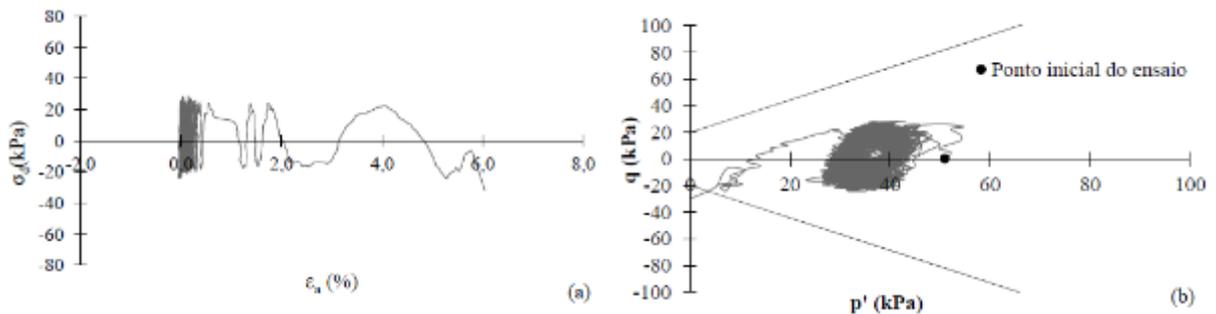


Figura 2.21. Resultados Triaxial Cíclico (a) Curva tensão desvio por deformação axial, (b) Plano $p' \times q$ (adaptada de CARRETTA, 2018)

2.4.2 Ensaio de Campo

Ainda com o objetivo de caracterizar o solo residual do campo experimental da Universidade de Passo Fundo (UPF), compilou-se alguns resultados de ensaios de campo realizados por autores que realizam suas pesquisas no mesmo local. Através de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*), CPT (*Cone Penetration Test*) e DMT (*Flat Dilatometer Test*) é possível ter uma maior compreensão do perfil de solo na sua condição *in situ*. Lopes Junior e Thomé (2005)

apud Faro (2014) realizaram ensaios de sondagem à percussão no campo experimental. Para complementar a caracterização geotécnica, Faro (2014) realizou ensaios de CPT e DMT.

- **Standard Penetration Test – SPT**

Com o objetivo de caracterizar o perfil de solo coesivo friccional do campo experimental da UPF, Lopes Junior & Thomé (2005) *apud* Faro (2014) realizaram sondagens à percussão. O perfil de sondagem é apresentado na Figura 2.22. É possível a partir da análise dos resultados da sondagem, que o perfil apresenta um solo homogêneo argiloso de coloração avermelhada, o qual tem uma resistência menor nos 3 primeiros metros, com um valor de NSPT médio de aproximadamente 5. As camadas subsequentemente apresentam uma resistência superior e constante com a profundidade, com pequena variabilidade esperada de um ensaio a percussão. Além disso, não foi possível até a profundidade de 15 m encontrar o nível do lençol freático.

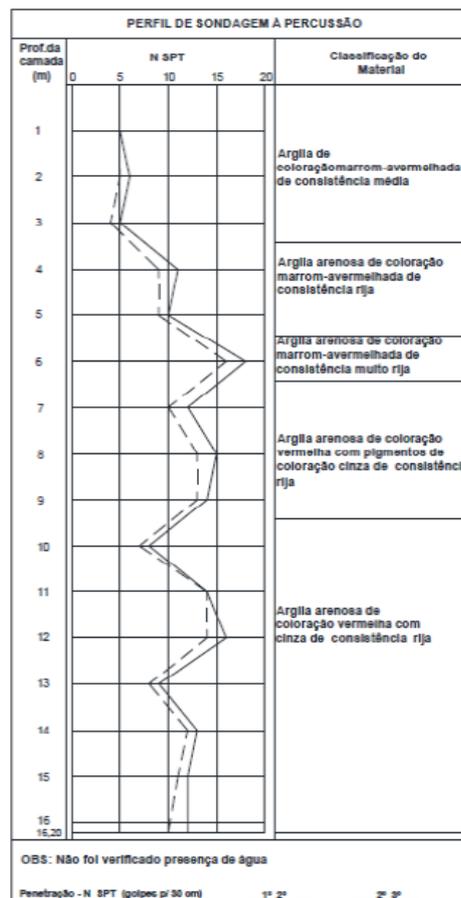


Figura 2.22. Resultado de SPT no campo experimental da Universidade de Passo Fundo (LOPES JUNIOR & THOMÉ, 2005 *apud* FARO, 2014)

- *Cone Penetration Test – CPT*

Para melhorar a caracterização do campo experimental, Faro (2014) realizou ensaios de cone ou *Cone Penetration Test (CPT)*, em 5 diferentes pontos ao longo do campo experimental. Os resultados obtidos para resistência da ponta (q_t) e atrito lateral (f_s), dos cinco ensaios realizados, são apresentados na Figura 2.23. É possível observar, através dos ensaios, um resultado que compactua com o observado no SPT, já que apresenta uma resistência menor até os 3 m, tanto na resistência de ponta como na resistência por atrito lateral e posteriormente uma resistência consideravelmente homogênea até os 15 m. Além disso, em função da baixa variabilidade dos resultados obtidos, foi possível concluir que o campo experimental possui características de solo relativamente homogêneas (FARO, 2014).

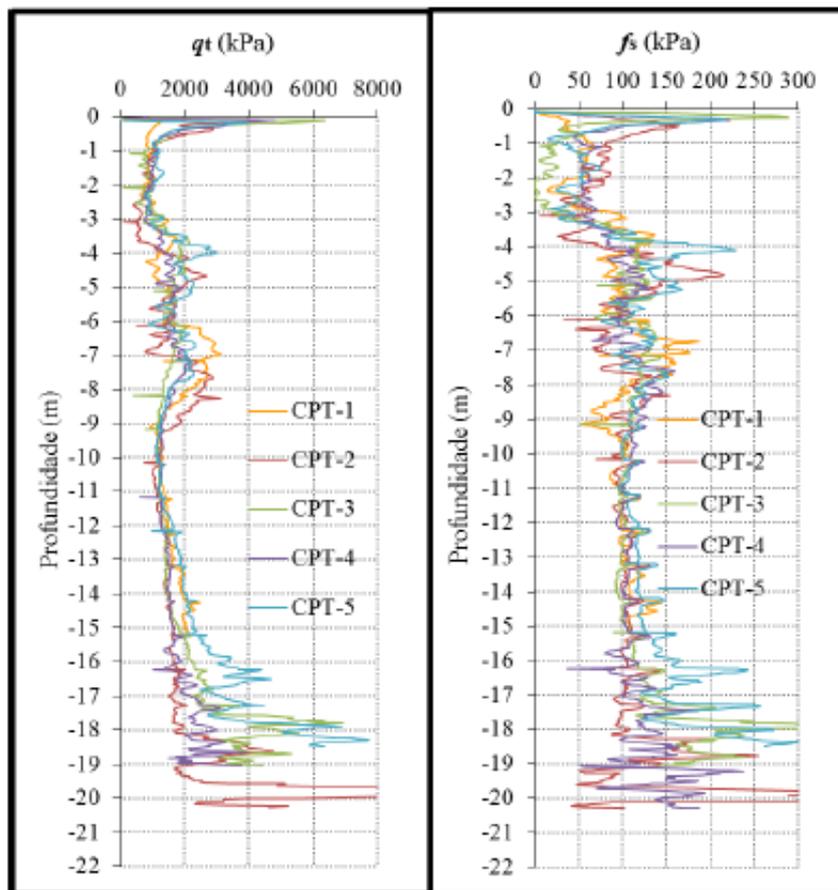


Figura 2.23. Resultado de CPT no campo experimental da Universidade de Passo Fundo (FARO, 2014)

- **Flat Dilatometer Test – DMT**

De maneira similar aos ensaios de CPT, Faro (2014) realizou ensaios de DMT, em dois distintos pontos do campo experimental. Os resultados encontrados das pressões do solo sobre a membrana (P_0 e P_1), poropressão *in situ* (u_0) e índice de tensão dilatométrica horizontal (K_D) são apresentados na Figura 2.24. É possível perceber características de solo semelhantes aquelas observadas pelos demais ensaios de campo, SPT e CPT. O perfil de solo, portanto, apresenta características de um solo de menor resistência até os 3 m e posteriormente características aproximadamente homogêneas até os 15 m. Além disso, foi possível verificar que a variação entre os dois ensaios de DMT é bastante baixa, e de maneira análoga ao concluído no CPT o solo do campo experimental é consideravelmente homogêneo (FARO, 2014).

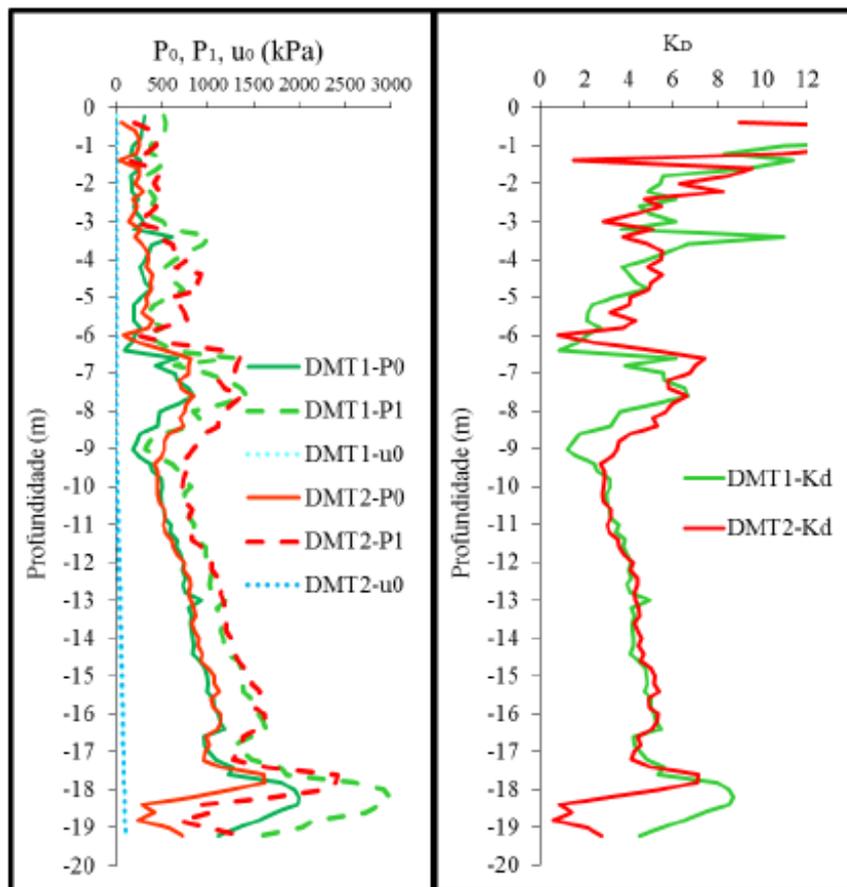


Figura 2.24. Resultado de DMT no campo experimental da Universidade de Passo Fundo (FARO, 2014)

3 MÉTODOS

O programa experimental desta pesquisa foi determinado de forma a contemplar os objetivos do trabalho e ao mesmo tempo otimizar o orçamento. Inicialmente são apresentados os ensaios de laboratório realizados na pesquisa, com o objetivo de caracterizar o solo coesivo friccional de Passo Fundo e a resposta cisalhante sob condições monotônicas e cíclicas de carregamento, através do ensaio *simple shear*. Além disso, foi estudada a resposta da interface solo-estaca por meio de ensaios de estudo de interface inclinada, utilizados usualmente para aplicações em concretos e adaptados para o uso geotécnico neste trabalho, denominados ensaios *Slant Shear*. Posteriormente, são apresentados os ensaios de campo realizados na pesquisa, com o objetivo de analisar o comportamento monotônico e cíclico de estacas carregadas de maneira axial à compressão no solo coesivo friccional de Passo Fundo.

3.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Para a realização dos ensaios de laboratório, foram inicialmente coletadas amostras do solo residual de Passo Fundo. Posteriormente, estas foram devidamente caracterizadas e moldadas para serem submetidas a ensaios do tipo *simple shear* e *slant shear*.

3.1.1 Obtenção de amostras

Para a realização dos ensaios de laboratório desta pesquisa, foram retiradas amostras em condições indeformadas do campo experimental CETEC/UPF em uma localização próxima das estacas as quais foram realizadas as provas de carga na pesquisa. As amostras foram retiradas em forma de blocos e foram coletadas a uma profundidade aproximada de 2,0 m, com auxílio de ferramentas manuais tais como, pá, picareta e espátulas. Após a retirada, as amostras foram envoltas em papel filme e colocadas em caixas de madeira contendo serragem, para que evitasse uma perda significativa de umidade, a qual seria maléfica para a moldagem dos corpos de prova indeformados da pesquisa. A Figura 3.1 demonstra esses processos. Após a moldagem dos corpos de prova, acondicionou-se o material restante do bloco para a execução dos ensaios de caracterização, os quais, não necessitavam de amostras em condições indeformadas.



Figura 3.1. (a) Retirada manual do bloco indeformado, (b) Bloco indeformado de solo, (c) Colocação de papel filme e (d) Acondicionamento da amostra.

3.1.2 Ensaios de caracterização

Com o objetivo de caracterizar o material coletado e identificar suas propriedades físicas e granulométricas, submetem-se as amostras a uma bateria de ensaios preliminares. Para identificação da massa específica real dos grãos da amostra, realizou-se o ensaio descrito na norma NBR 6458 (ABNT, 2016), utilizando um picnômetro previamente calibrado. Para identificação dos Limites de Atterberg do solo, realizaram-se os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade, seguindo as normas específicas NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016), respectivamente. Já para a análise granulométrica do solo em questão, realizaram-se os procedimentos de sedimentação (com uso de defloculante) e peneiramento, seguindo as especificações da norma NBR 7181 (ABNT, 2016). A Figura 3.2 demonstra alguns dos procedimentos dos ensaios.



Figura 3.2. Procedimentos de ensaios de caracterização.
 (a) Preparação da solução de defloculante para sedimentação; (b) Peneiramento; (c) Limite de Plasticidade; (d) Limite de Liquidez e (e) Massa específica real dos grãos.

3.1.3 Ensaio *Simple Shear*

O *Simple Shear* é um ensaio laboratorial em que o corpo de prova é uniformemente deformado em cisalhamento com uma condição de deformação plana. Para isso, durante o cisalhamento são impedidas variações volumétricas e é aplicado um deslocamento horizontal na amostra. O ensaio é comumente utilizado, já que, suas condições aproximam-se à realidade de diversas aplicações, tais quais, o carregamento axial em uma estaca, como pode ser visualizado na Figura 3.3. Por esse motivo um dos objetivos deste trabalho é analisar a resposta cisalhante monotônica e cíclica através deste ensaio.

Como resposta o ensaio fornece diretamente, por meio da instrumentação, os valores de tensão efetiva vertical (σ'_v), tensão efetiva horizontal (σ'_h), tensão cisalhante (τ), deformação cisalhante (γ) e poropressão (u). A partir destes dados são obtidos os parâmetros de interesse. Como resposta do ensaio *Simple Shear* monotônico tem-se: curvas de resistência cisalhante, de variação da poro-pressão e de variação da tensão vertical efetiva em relação à deformação cisalhante, e trajetórias de tensões. Como resposta do ensaio *Simple Shear* cíclico, são obtidas as curvas de: resistência cisalhante em relação à deformação cisalhante, resistência cisalhante e deformação cisalhante em função do número de ciclos, variação da poro-pressão e variação da tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, e trajetórias de tensões. A partir das curvas, são definidos os parâmetros de resistência, ângulo de atrito interno efetivo, ϕ' , e intercepto coesivo, c' , e de deformabilidade, módulo cisalhante, G , dos materiais.

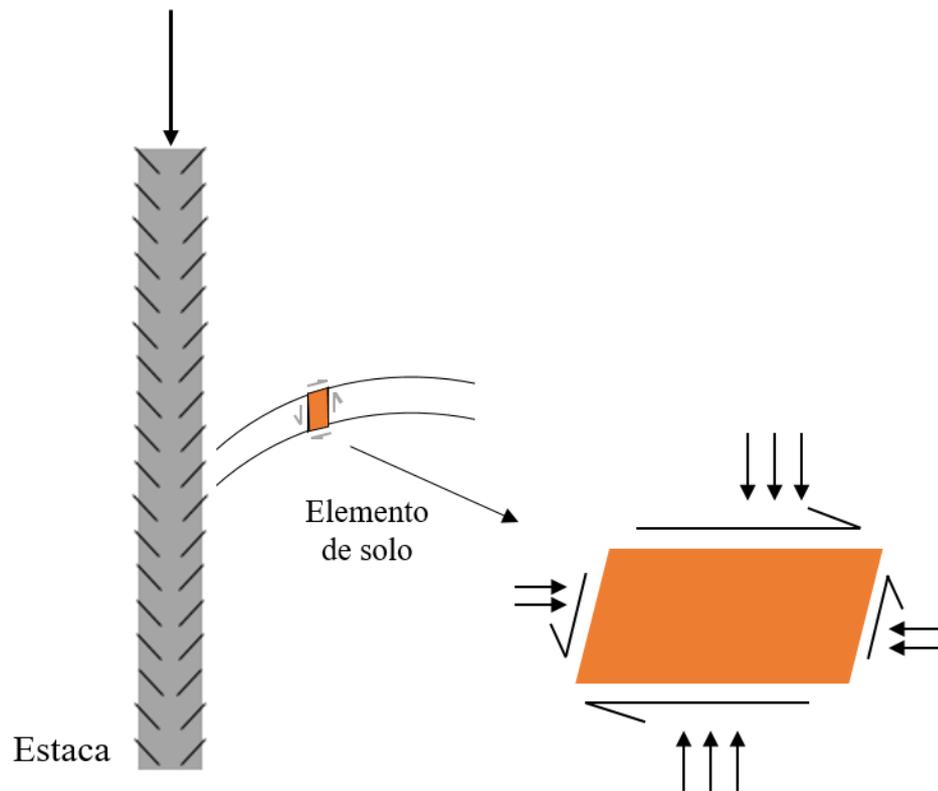


Figura 3.3. Representação da condição do ensaio *Simple Shear* no carregamento axial em estacas

3.1.3.1 Procedimento dos ensaios *Simple Shear*

O equipamento de *Simple Shear* utilizado na pesquisa é do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e foi desenvolvido por Corte (2016), onde neste equipamento podem ser realizados tanto ensaios monotônicos e quanto ensaios cíclicos. O equipamento utilizado pode ensaiar corpos de prova cilíndricos de tamanhos diversos, sendo o diâmetro o dobro do valor da altura. No caso dos ensaios desta pesquisa, foram moldados corpos de prova de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura, com amostras indeformadas do solo coesivo friccional de Passo Fundo. Após a moldagem, as amostras foram pesadas e realizadas as medidas detalhadas de diâmetro e altura e umidade e assim, com tais informações, calculava-se as características físicas do corpo de prova (peso específico natural, grau de saturação e índice de vazios e porosidade). Esses procedimentos podem ser visualizados na Figura 3.4.

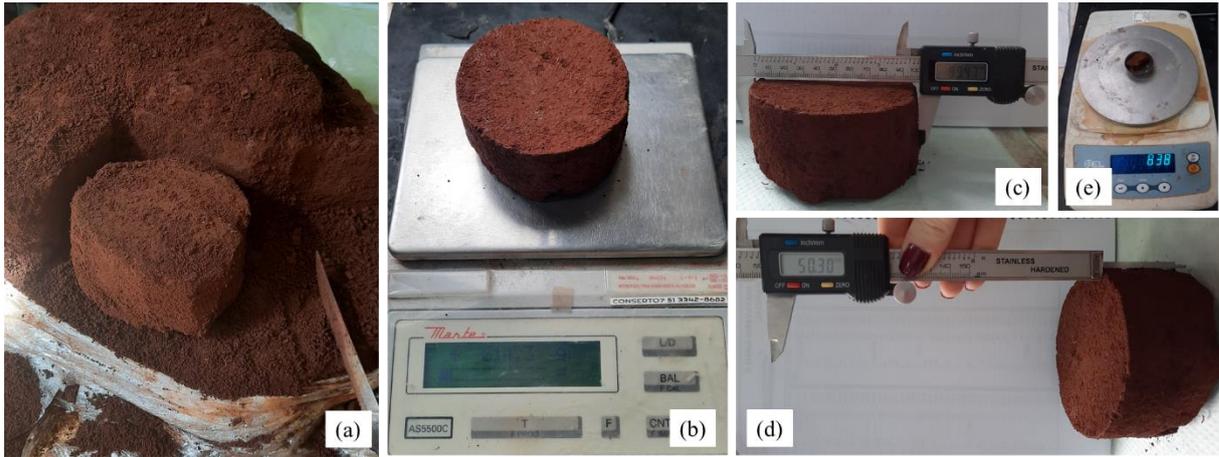


Figura 3.4. Procedimento de moldagem e identificação das propriedades físicas do corpo de prova. (a) Moldagem da amostra indeformada; (b) Pesagem do corpo de prova; (c) e (d) Realização das medidas de altura e diâmetro e (e) Aferição da umidade

Imediatamente após a realização destas medidas, o corpo de prova passava por procedimentos preliminares ao ensaio. Era colocado na base metálica do equipamento, previamente preparada com pedra porosa e papel filtro, e então era realizado o posicionamento do cabeçote de topo, para posteriormente, com auxílio de uma bomba de vácuo e anel metálico, o conjunto fosse envolvido por uma membrana de látex. Prendendo a membrana aos cabeçotes de topo e base, eram colocados anéis de vedação, o conjunto de membrana e anéis tem o objetivo de isolar a amostra e, durante o ensaio, haver a possibilidade de aplicar uma tensão externa e uma tensão interna no corpo de prova. Finalmente, o corpo de prova era levado a câmara do ensaio e era realizada a fixação do mesmo na base e topo através de parafusos e eram realizadas as conexões que permitiriam a aplicação de fluxos de água e contrapressão durante o ensaio na amostra. Ainda, antes de realizar o fechamento da câmara e iniciar o ensaio, era aplicada uma sucção (de aproximadamente -5 kPa) para que a membrana aderisse a amostra e se verificasse sua integridade. A Figura 3.5 demonstra os procedimentos preliminares ao ensaio descritos brevemente.

Após as etapas preliminares, o procedimento do ensaio era semelhante ao executado em um ensaio triaxial. Inicialmente água era percolada na amostra, da base para o topo, onde era percolado pelo menos um volume igual a duas vezes o volume de vazios da amostra. Após esta etapa, iniciava-se a saturação da amostra, onde eram realizados incrementos em rampa de contrapressão e pressão confinante, até que se alcança uma saturação completa dos vazios da

mesma. Em seguida, iniciava-se a consolidação isotrópica, onde a tensão confinante era elevada igualmente em todas as direções, de forma isotrópica, até que fosse obtida a tensão vertical efetiva desejada. O procedimento até este momento era igual para ensaios monotônicos e cíclicos.

Após a fase de consolidação, iniciava-se a fase final do ensaio, o cisalhamento. Esse era realizado na condição não-drenada, mantendo a premissa do ensaio. Para ensaios monotônicos, o cisalhamento ocorria com velocidade constante de 0,1 mm/min até que fosse alcançado uma deformação significativa, na ordem de 35%. Já durante os ensaios cíclicos de tensão controlada, algumas outras variáveis precisavam ser estabelecidas. Era definida a tensão cisalhante cíclica máxima ($\tau_{\text{máx}}$) e a tensão cisalhante cíclica mínima ($\tau_{\text{mín}}$) que no caso dos ensaios em questão, essa última era mantida constante para todos os ensaios (zero). Além disso, era definida uma frequência de carregamento e o número de ciclos que iriam ser realizados na amostra. A Figura 3.6 demonstra o esquema dos procedimentos e condições que a amostra está submetida em um ensaio do *Simple Shear*.

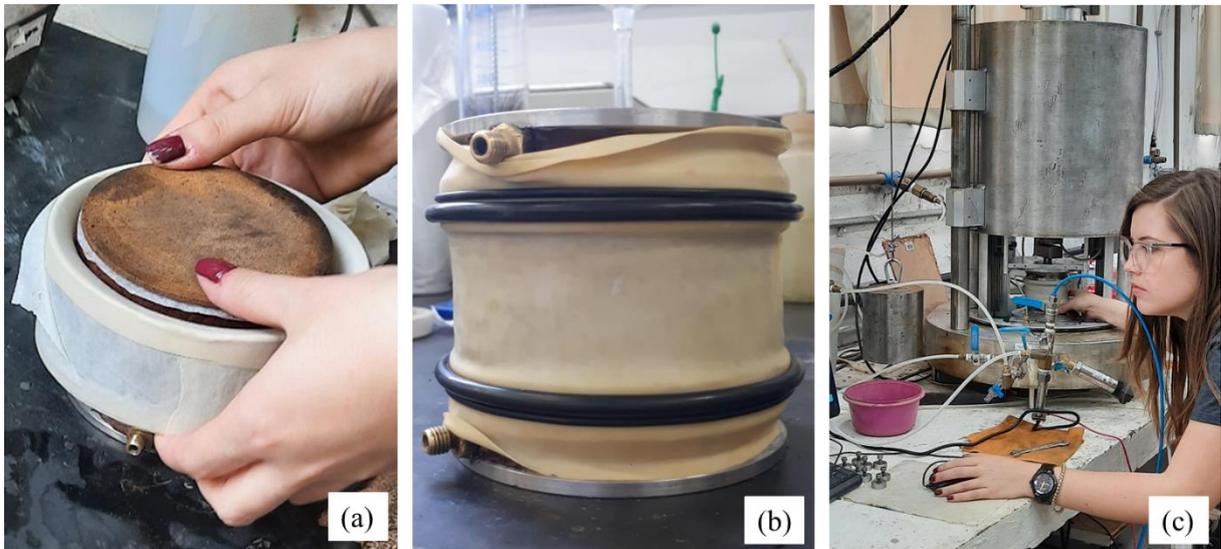


Figura 3.5. Procedimentos preliminares ao ensaio *simple shear*.
(a) Colocação da membrana de látex na amostra; (b) amostra finalizada e (c) Aplicação de sucção.

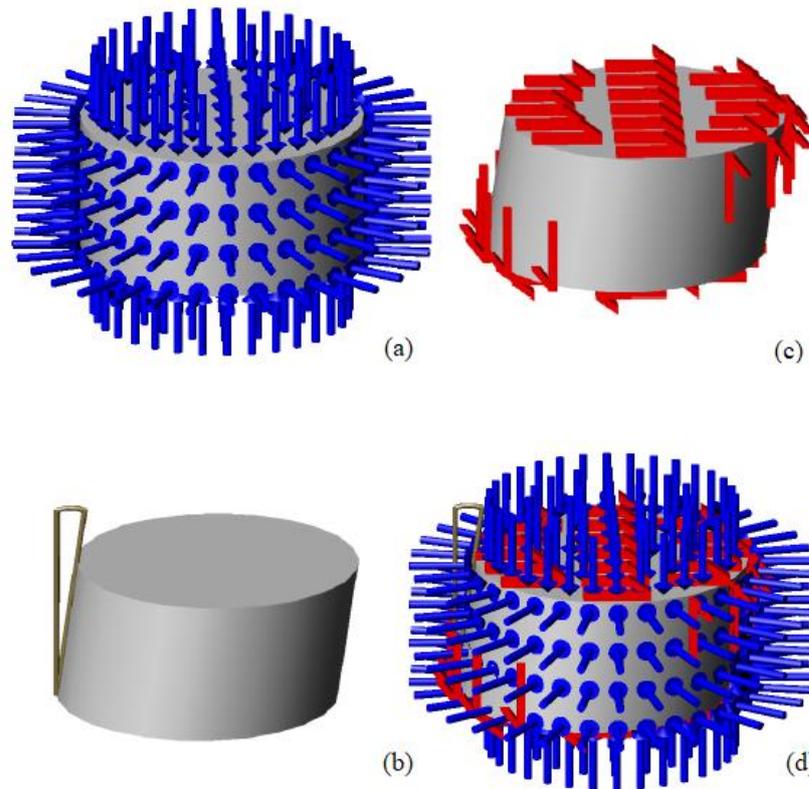


Figura 3.6. (a) Processo de consolidação; (b) Aplicação da deformação horizontal; (c) Resposta do corpo de prova à tensão cisalhante aplicada; (d) Condição conjunta dos esforços aplicados no corpo de prova (adaptada de FESTUGATO *et al.*, 2013)

3.1.3.2 Programa experimental de ensaios *Simple Shear*

Para esta pesquisa, foram definidas três tensões verticais efetivas para os ensaios monotônicos, para que juntas pudessem definir a envoltória de resistência do material. As tensões verticais efetivas iniciais (σ'_{vi}) para os ensaios monotônicos foram de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa. Esses valores foram baseados no trabalho de Carretta (2018) a qual realizou ensaios de compressão isotrópica e triaxiais no mesmo solo e pôde comprovar que as tensões previamente mencionadas não eram capazes de ocasionar dano à estrutura do solo residual levemente cimentado, sendo assim, era possível obter-se uma envoltória representativa do solo nas condições *in situ*.

Já para os ensaios cíclicos foram mantidas as mesmas tensões verticais efetivas iniciais e foram realizados ciclos de tensão controlada. As tensões cíclicas máximas para os ensaios foram definidas como representações percentuais da tensão vertical efetiva inicial do mesmo ensaio. Estabeleceu-se as relações $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,2, 0,3 e 0,4. Dessa forma, a amostra era submetida a um

deslocamento até que fosse alcançada a tensão cíclica máxima definida e posteriormente era descarregada até uma tensão igual a zero. Dada a limitação do equipamento para controlar tensões muito baixas, alguns ensaios não puderam ser realizados. A frequência utilizada nos ensaios foi de 0,1 Hz e foram conduzidos 1000 ciclos em cada ensaio (com exceção daqueles que a amostra alcançou grandes deslocamentos, superiores a 15% caracterizando uma ruptura cíclica, a um menor número de ciclos) (ANDERSEN, 2009; PUECH & GARNIER, 2017).

Aqueles ensaios cíclicos que não alcançaram grandes deslocamentos com a aplicação dos ciclos, foram conduzidos a um ensaio monotônico pós-cíclico. Dessa forma, após a aplicação de 1000 ciclos de tensão, caso não houvesse a geração de grandes deformações, os ciclos eram cessados e iniciava-se um ensaio monotônico, com igual metodologia empregada, ou seja, eram realizados incrementos de deslocamentos constantes com velocidade de 0,1 mm/min, até que fosse alcançado uma deformação de aproximadamente 35%. O objetivo do ensaio era a verificação do possível efeito dos ciclos na resistência última do solo. A Tabela 3-1 demonstra um resumo dos ensaios *simple shear* realizados na pesquisa.

Tabela 3-1. Relação de ensaios *simple shear* realizados na pesquisa

Tensão Vertical Efetiva Inicial (σ'_{vi})	Monotônico	Cíclico com tensão controlada		
		Relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$		
		0,2	0,3	0,4
20 kPa	X			X
35 kPa	X		X	X
50 kPa	X	X	X	X

3.1.4 Ensaios *Slant Shear*

O *Slant Shear* é um ensaio realizado com o objetivo de verificar a resistência de uma interface entre dois materiais. De maneira geral, costuma ser mais aplicado no caso de interface entre concretos, em situação de reparo ou reforço de estruturas pré-existentes. Originalmente consiste na aplicação de uma força axial de compressão no sentido longitudinal de um prisma ou um cilindro composto no qual a superfície da interface faz um determinado ângulo com a direção da força aplicada. O estado de tensões na interface combina tensões normais e cisalhantes. As vantagens deste método referem-se ao fato de que apresenta um comportamento próxima ao da interface em situações práticas, um baixo coeficiente de variação e um procedimento simples.

O ensaio é normatizado pela ASTM C882 / C882M (2015). *Standard Test Method – Bond Strength of Epoxy-Resin Systems used with Concrete by Slant Shear*.

A inclinação entre a interface e a horizontal, em norma é de 60°. Embora diversos autores variem essa condição para resultar em relações entre a tensão normal e a cisalhante distintas (D'ANDREA & TOZZO, 2012; SALDANHA, 2013). A Figura 3.7 demonstra o esquema do ensaio *Slant Shear*, onde é aplicada uma tensão vertical a amostra, a qual pode ser decomposta, sabendo a inclinação da interface, em duas parcelas: tensão normal e tensão cisalhante. Como interpretação do ensaio, portanto, é possível realizar uma análise das tensões atuantes no corpo de prova por meio do critério de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \delta' \quad (3.1)$$

Onde, τ é tensão cisalhante, σ' é a tensão normal efetiva, c' é a parcela de coesão efetiva e δ' é o ângulo de atrito efetivo entre os dois materiais.

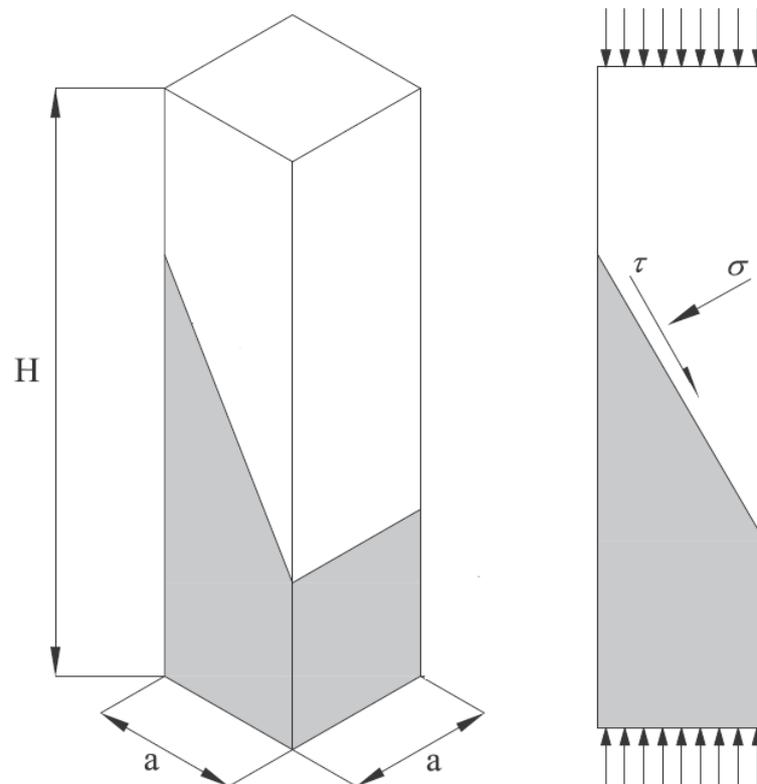


Figura 3.7. Esquema do ensaio *Slant Shear*

- **Adaptação do ensaio para avaliação da resistência da interface solo-concreto**

Ainda não há registros na literatura da aplicação do ensaio *slant shear* para o estudo da interface entre solo e estrutura, no caso deste trabalho, concreto. Para possibilitar a execução do ensaio *slant shear* entre os dois materiais, solo residual de Passo Fundo e concreto, realizou-se uma adaptação do ensaio, sem que fossem perdidas as premissas e fundamentações teóricas do mesmo.

Para que a moldagem da porção de solo do corpo de prova fosse mais simples, foram projetados *top cap* e *bottom cap* com inclinações específicas em relação a horizontal de 30°, 45° e 60°. Dessa forma, seria possível que todos os corpos de prova tivessem iguais dimensões e uma geometria mais simples, um cubo. A Figura 3.8 demonstra a configuração dos *caps* e sua disposição junto a amostra. Como pode ser visualizado na Figura 3.8 (c), a amostra em forma de cubo era posicionada sobre a base inclinada e sobre ela era colocado um *top cap* com igual inclinação. O conjunto era submetido a um ensaio de compressão não confinada, ou seja, sobre o *top cap* era aplicada uma tensão vertical que poderia ser decomposta em uma tensão normal e uma tensão cisalhante, já que, a interface possuía uma determinada inclinação em relação a horizontal.

Para manter uma liberdade de ruptura e não forçar a execução de um plano de cisalhamento na interface, era deixada uma folga na lateral dos *caps* de 5 mm em relação a interface do corpo de prova, como pode ser visualizado no projeto ilustrado na Figura 3.8 (c). O *top* e *bottom cap*, foram fabricados de Acrilonitrila Butadieno Estireno (ABS) matéria prima utilizada na impressora 3D do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG). Ainda sob o *bottom cap* eram colocados pequenos cilindros de 5 mm de diâmetro projetados do mesmo material, para que possibilitasse a movimentação do *bottom cap* durante a aplicação de tensão e o não surgimento de atrito entre a mesma e a base da prensa hidráulica. Detalhes da configuração de montagem do ensaio podem ser visualizadas na Figura 3.8 (c).

Assim, definiu-se que os corpos de prova teriam 50 mm de aresta, sendo, metade de sua altura composta por uma amostra indeformada de solo residual de Passo Fundo, esculpida de forma manual com as dimensões previstas e a outra metade de concreto, lançado sobre a superfície de solo com auxílio de um molde cúbico de isopor. Após moldados os corpos de prova foram sujeitos a cura úmida do concreto durante 7 dias, já que fora utilizado um cimento de alta resistência inicial. 24 h antes do ensaio, os corpos de prova eram colocados em imersão em

água, para que aproximassem a condição de saturação e não estivessem sujeitos a significativos efeitos de sucção. Detalhes da moldagem podem ser visualizados na Figura 3.9.

O objetivo desta forma de moldagem era aproximar as condições de campo que em que estariam sujeitas estacas escavadas. Por isso, escolheu-se amostras indeformadas do solo residual de Passo Fundo, já que, durante a escavação há pouco amolgamento do solo, mantendo a estrutura naturalmente cimentada, havendo apenas uma certa degradação nas regiões de borda. Sob a amostra foi lançado o concreto, com o objetivo de simular as condições de concretagem de uma estaca escavada, que ocorre posteriormente a escavação da mesma.

Foram realizados um total de nove ensaios *Slant Shear*, em que três foram submetidos a uma inclinação de interface de 30° , três a 45° e três a 60° . A escolha de três inclinações deu-se pela possibilidade de aproximar uma envoltória de resistência do sistema solo-estaca simulado, bem como, para aumentar a confiabilidade, os ensaios foram realizados em triplicada para cada inclinação.

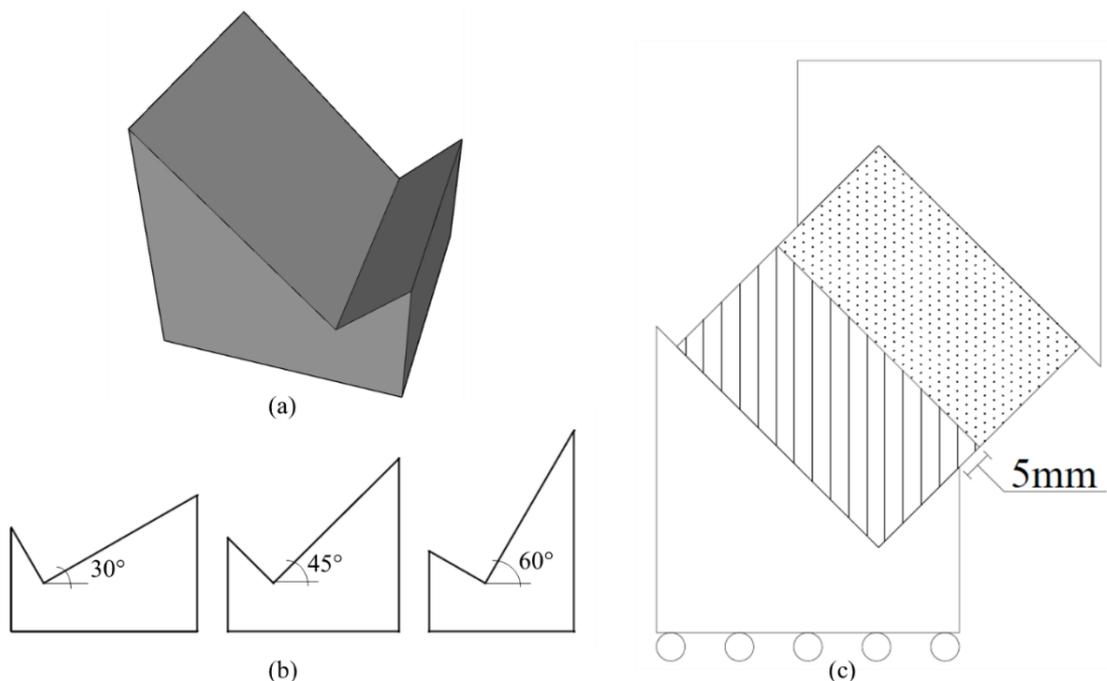


Figura 3.8. Modelo de *top* e *bottom cap* para ensaio *Slant Shear*.
 (a) Perspectiva de projeto, (b) Inclinações das bases e (c) configuração de montagem do ensaio

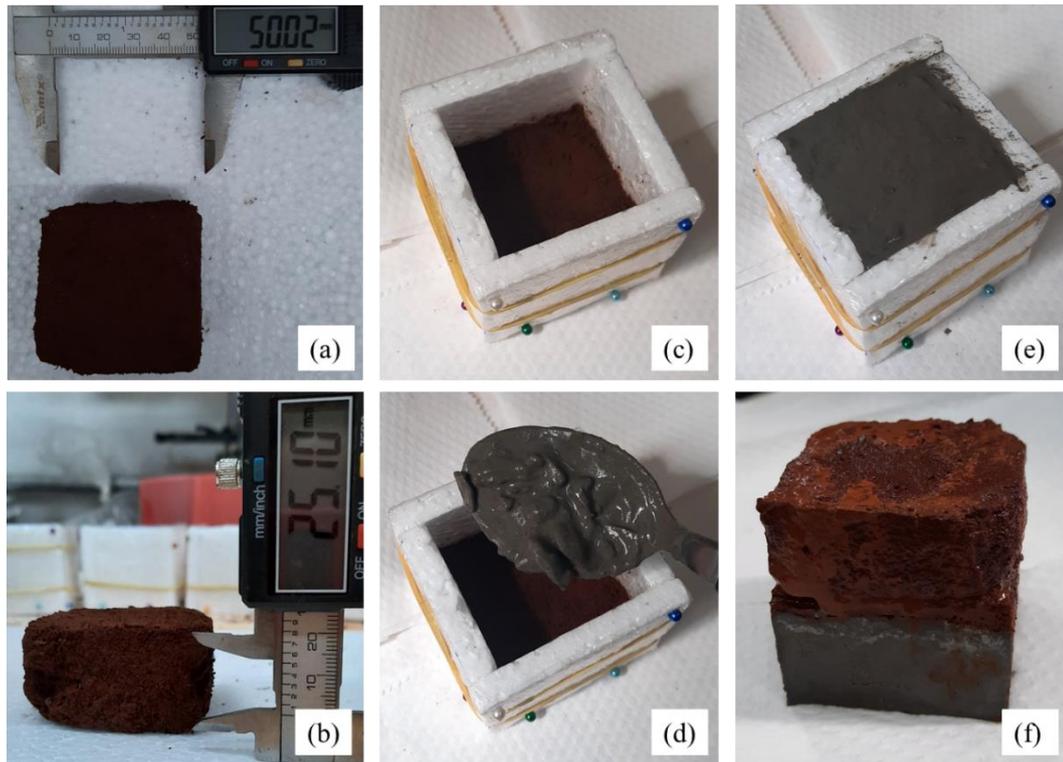


Figura 3.9. Moldagem dos corpos de prova Slant Shear. (a) e (b) Amostra de solo indeformada esculpida, (c) Colocação em molde de isopor, (d) Lançamento do concreto na amostra, (e) Cura úmida do concreto e (f) Corpo de prova após imersão em água durante 24h.

3.2 ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo desta pesquisa foram projetados e realizados com o objetivo de otimizar o custo e, ao mesmo tempo, alcançar o maior número de análises sobre o comportamento monotônico e principalmente cíclico de estacas escavadas executadas em solo coesivo friccional.

3.2.1 Localização do campo experimental

Os ensaios de campo desta pesquisa foram realizados na Campo Experimental da Universidade de Passo Fundo (UPF), no centro de tecnologia (CETEC), da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR). Localizada na cidade de Passo Fundo, no bairro São José, junto a Rodovia Federal BR-285, Km – 171, região Norte do Estado do Rio Grande do Sul no Brasil. A posição geográfica é determinada pelas coordenadas 28° 13' 35,7" de Latitude e 52° 23' 14,46" de Longitude. A localização referencial descrita pode ser visualizada na Figura 3.10 e a localização

do campo experimental junto ao CETEC, pode ser visualizada na Figura 3.11. Na última Figura 3.11 é demonstrada de forma esquemática a localização específica dos locais da execução dos ensaios de campo da presente pesquisa no campo experimental da UPF.



Figura 3.10. Localização referencial do CETEC – campo experimental da pesquisa (adaptada de Google Maps: <https://www.google.com.br/maps/preview>, acessado em 08/05/2020)



Figura 3.11. Localização da área do campo experimental e área dos ensaios junto ao CETEC. (adaptada do software Google Earth Pro versão 7.3 acessado em 08/05/2020)

3.2.2 Caracterização das estacas

Para alcançar os objetivos da pesquisa e analisar de forma independente cada uma das variáveis, realizou-se a execução de quatro estacas geometricamente idênticas. Cada uma das estacas foi submetida a ensaios distintos, uma prova de carga monotônica axial e três provas de carga cíclicas axiais, com distintas cargas cíclicas. As estacas possuem um diâmetro de 0,30 m e comprimento de 3,0 m, executadas de concreto armado com armadura construtiva, os detalhes podem ser visualizados no projeto na Figura 3.12 (a). Além disso, as estacas foram espaçadas no mínimo 1,0 m entre si e dispostas no campo experimental de maneira conveniente para facilitar e otimizar as movimentações da reação, junto com demais elementos estruturais de outras pesquisas do campo, também com espaçamentos mínimos de três vezes o diâmetro (VELLOSO & LOPES, 2010). Os detalhes do projeto da locação das estacas podem ser visualizados na Figura 3.12 (b).

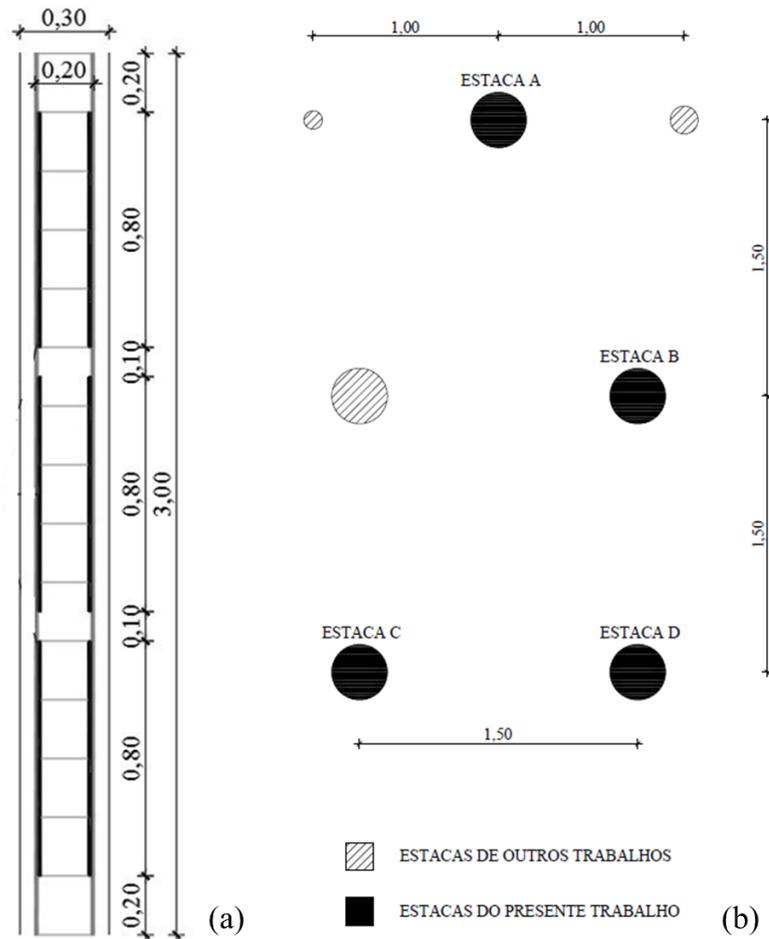


Figura 3.12. (a) Projetos das estacas e (b) Projeto de locação das estacas.

3.2.3 Execução das estacas

As quatro estacas no campo experimental foram executadas seguindo as especificações da norma NBR 6122 (ABNT, 2019) do Anexo I estacas escavadas com trado mecânico sem fluido estabilizante. A execução foi possível graças a cortesia da empresa Multisolos Engenharia Geotécnica Ltda. Após a locação das estacas no campo experimental conforme exposto no item 3.2.2, foi realizada a escavação das estacas por meio de uma perfuratriz montada sobre caminhão munida de uma broca de 30 cm. Foram realizados furos até a profundidade desejada, 3,0 m, conferindo-se a profundidade com auxílio de uma barra guia. Durante a perfuração foi realizada uma limpeza no entorno, tomando o cuidado para não permitir que solo solto se acumulasse na ponta da estaca, protegendo também os demais furos do campo experimental, conforme exposto na Figura 3.13.



Figura 3.13. (a) Perfuratriz montada sobre caminhão – broca de 30 cm de diâmetro, (b) Perfuração do solo com broca rotativa, (c) Conferência da profundidade com barra guia e (d) Furo concluído

Posteriormente a perfuração foi inserida a armadura construtiva da estaca. Na sequência procedeu-se com a concretagem das estacas. O concreto utilizado, possuía características de auto adensamento e era composta de brita 0, areia e cimento em uma proporção para atingir aos

28 dias, 20 MPa. Foi adquirido na empresa Andretta & Cia Ltda, a qual entregou 3,0 m³ de concreto para as estacas da presente pesquisa e demais trabalhos executados conjuntamente no campo experimental. Para o controle de qualidade do concreto foram moldados corpos de prova, para a execução de ensaios de resistência à compressão simples aos 7 e 28 dias de cura, seguindo as prescrições da norma NBR 5738 (ABNT, 2015). Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples dos corpos de prova podem ser visualizados na Tabela 3-2. E a Figura 3.14 demonstra os processos de concretagem das estacas e moldagem dos corpos de prova e a Figura 3.15 demonstra uma perspectiva final das estacas.

Tabela 3-2. Resistência à compressão de corpos de prova (CP) do concreto das estacas em MPa

(MPa)	CP - 1	CP - 2	CP - 3	CP - 4	CP - 5	Média
7 dias	15,48	18,00	16,49	16,59	18,64	17,04
28 dias	20,34	19,07	19,82	18,22	18,85	19,26



Figura 3.14. (a) Concreto usinado, (b) Detalhes da concretagem, (c) Métodos de concretagem utilizado, (d) Resultado final de estaca concretada e (e) Moldagem de corpos de prova de concreto



Figura 3.15. Perspectiva final das estacas.

3.2.4 Provas de carga em estacas

As provas de carga são ensaios que consistem, basicamente, na aplicação de carga no topo da estaca e registro dos deslocamentos correspondentes NBR 16903 (2020). Para o sucesso deste tipo de ensaio é necessário o uso de um sistema de aplicação e transmissão de cargas compatível com a capacidade de carga última do elemento de fundação, bem como, a utilização de equipamentos calibrados e ligados a um sistema de aquisição para registro das medidas de carga e deslocamento no topo da estaca. Na presente pesquisa foram realizados quatro ensaios de prova de carga em estacas geometricamente semelhantes com procedimentos de ensaios distintos. A Tabela 3-3 resume os ensaios realizados em cada uma das estacas da pesquisa.

Tabela 3-3. Provas de carga realizadas na pesquisa

Ensaio	Estaca	Procedimento da prova de carga
Ensaio A	Estaca A	Monotônica
Ensaio B	Estaca B	Cíclica
Ensaio C	Estaca C	Cíclica + Monotônica
Ensaio D	Estaca D	Cíclica + Monotônica

3.2.4.1 Elementos e configuração das provas de carga

Para a realização das provas de carga nas estacas foram necessários: um sistema de reação, um sistema de aplicação de cargas, um sistema de leitura e um sistema de aquisição.

- **Sistema de Reação**

O sistema de reação de carga utilizado nos ensaios era composto por um pórtico utilizado como cargueira já previamente existente no campo experimental da UPF. Este pórtico era composto por duas sapatas de concreto de aproximadamente 20 kN que apoiam uma viga de aço de perfil H também de aproximadamente 20 kN. Sobre este pórtico eram apoiados blocos de concreto armado como uma sobrecarga. Foram apoiados um total de dezoito blocos que possuíam aproximadamente entre 8 kN e 10 kN. Além disso, foram colocados pinos vinculando a viga às sapatas para que essas também reagissem durante os carregamentos. Assim sendo, 200 kN era carga máxima aproximada que o sistema de reação era capaz de atingir. A Figura 3.16 demonstra uma imagem do sistema de reação utilizado nos ensaios.



Figura 3.16. Sistema de reação utilizado nas provas de carga

- **Sistema de Aplicação de Cargas**

O sistema de aplicação de cargas era composto um macaco hidráulico com uma bomba manual de dupla ação e um cilindro hidráulico ENERPAC® RR5020 de dupla ação com capacidade para 500 kN. Nos ensaios, o cilindro hidráulico foi apoiado a uma placa metálica de 30 cm de diâmetro devidamente nivelada e colocada acima da cabeça da estaca. No caso das estacas que se encontravam a uma cota mais baixa, foram colocadas chapas metálicas de apoio, entre a placa de 30 cm e o cilindro hidráulico, sendo suficientemente rígidas para evitar qualquer deformação destas com a aplicação das cargas. Detalhes do macaco hidráulico com bomba manual e cilindro hidráulico podem ser visualizados na Figura 3.17.

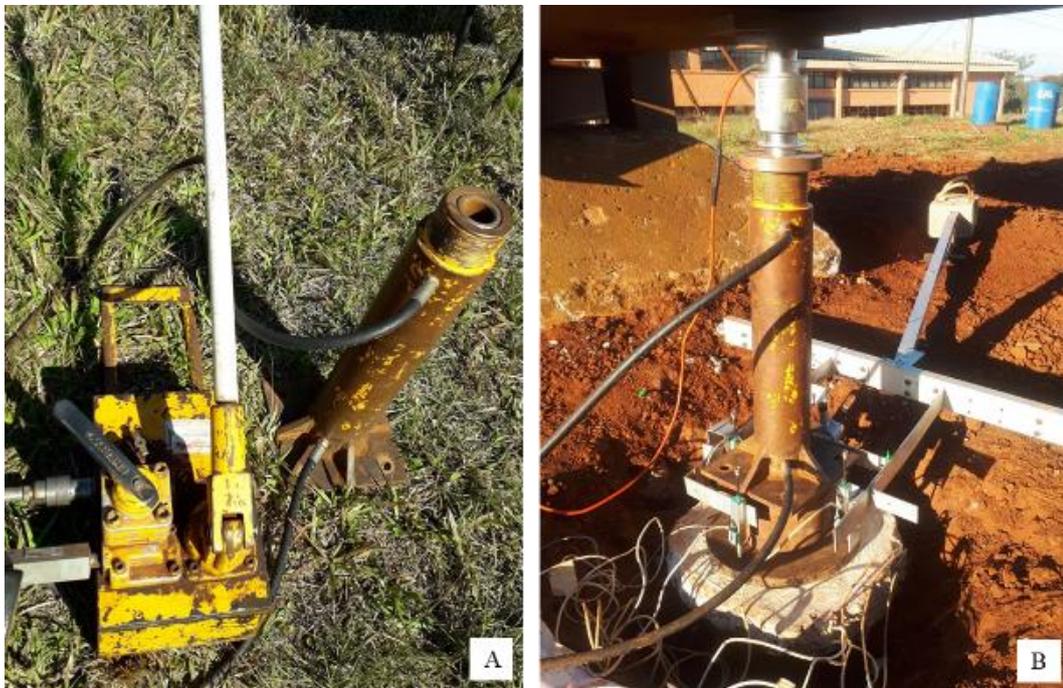


Figura 3.17. (a) Macaco e cilindro hidráulico e (b) Cilindro hidráulico posicionado sobre placa metálica.

- **Sistema de Leitura de Dados**

O sistema de leitura de dados era composto por: uma célula de carga – para determinar os valores de carga aplicados no topo da estaca – e quatro transdutores de deslocamento – para computar os valores de deslocamento no topo da estaca ocorridos em função da aplicação dos incrementos de carga. A célula de carga era da marca HBM modelo C16AC3 e possuía uma capacidade máxima de 200 kN. Para obtenção do valor de carga imposta, a mesma era

posicionada entre o sistema de reação e o cilindro hidráulico, registrando assim o valor da reação entre os dois elementos. Conforme pode ser visualizado na Figura 3.18, a célula de carga possuía suas bases superior e inferior rotuladas, sendo tal característica de fundamental importância para que fossem transmitidos apenas esforços axiais à estaca.



Figura 3.18. (a) Detalhes da célula de carga e (b) Posicionamento da célula de carga durante os ensaios

Em um período anterior a execução dos ensaios a célula de carga foi calibrada. O objetivo da calibração era a obtenção de uma constante para conversão dos sinais de voltagem lidos pelo sistema de aquisição para unidades físicas compatíveis. Durante a calibração foram aplicados incrementos de carga conhecidos e lidos os valores em milivolts registrados pelo sistema. Foram realizados incrementos de aproximadamente 5 kN até um valor próximo de sua capacidade de carga máxima. A Figura 3.19 demonstra os resultados obtidos a partir da calibração da célula de carga realizada junto ao sistema de aquisição utilizado nos ensaios. O valor da constante de calibração encontrada foi de 20,444 kN/mV.

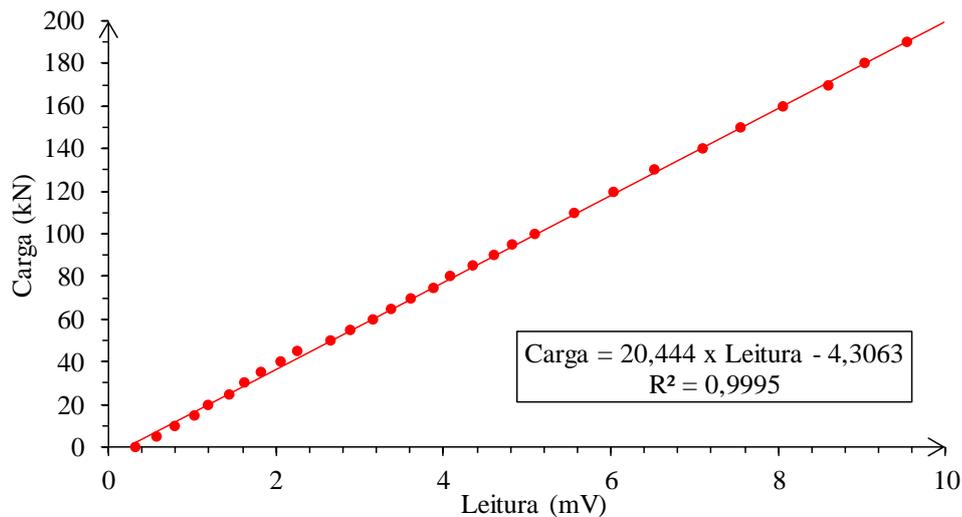


Figura 3.19. Calibração da célula de carga

Dos quatro transdutores de deslocamento utilizados nos ensaios, três são da marca Gefran, com um curso total de 50 mm, os quais eram ligados ao sistema de aquisição para leituras contínuas em tempo real durante o ensaio. O quarto transdutor de deslocamento era um medidor digital de deslocamento, o qual foi utilizado para assegurar a obtenção dos valores de deslocamento, mesmo que houvesse qualquer falha no sistema de aquisição. Detalhes destes equipamentos e posicionamentos podem ser visualizados na Figura 3.20. Os transdutores de deslocamento foram posicionados acima da placa metálica de 30 cm de diâmetro apoiada no topo da estaca, sendo espaçados igualmente ao longo da circunferência da placa. Como base para fixação dos transdutores de deslocamento utilizou-se uma régua metálica articulada, apoiada a superfície do terreno a uma distância de 1,50 m da respectiva estaca ensaiada, sendo, portanto, considerada uma referência para os deslocamentos ocorridos no topo da estaca durante o ensaio, conforme exige a NBR 16903 (2020).

Também em um período anterior a execução dos ensaios, os transdutores de deslocamento da marca Gefran foram calibrados. O objetivo das calibrações era também a obtenção das constantes para conversão dos sinais lidos para um valor de deslocamento em milímetros. Para realizar a calibração os transdutores de deslocamento foram fixados em uma superfície imóvel para manter a referência e foram aplicados deslocamentos conhecidos a cada 5 mm, lidos através de um paquímetro e relacionados com os sinais computados pelo sistema de aquisição. O resultado da calibração dos transdutores de deslocamento, com suas respectivas constantes de calibração, pode ser visualizado na Figura 3.21.

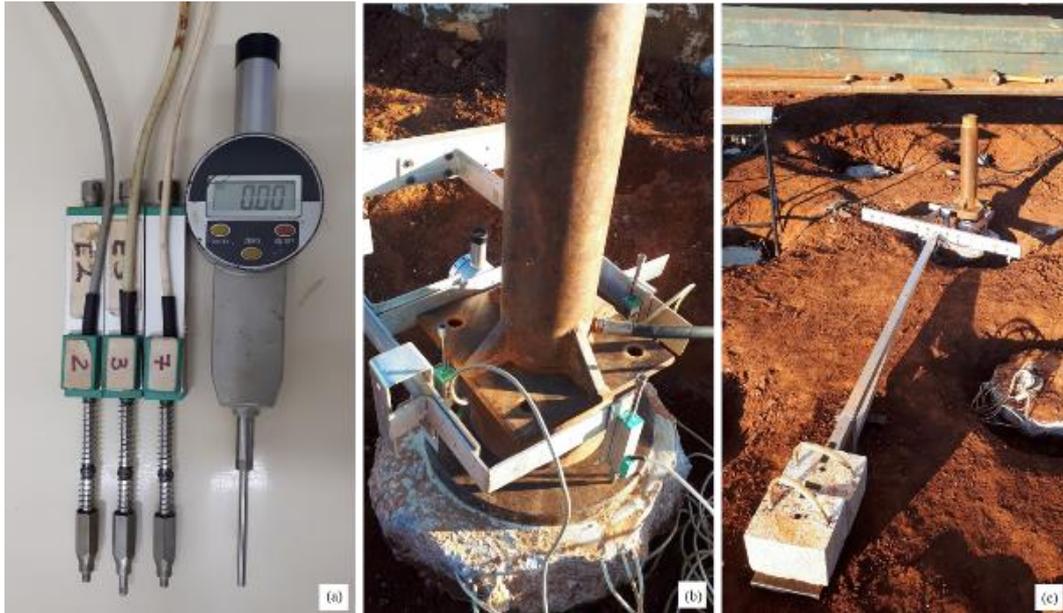


Figura 3.20. (a) Detalhes dos transdutores de deslocamento, (b) Posicionamento dos transdutores de deslocamento sobre a placa metálica e (c) Posicionamento da régua articulada

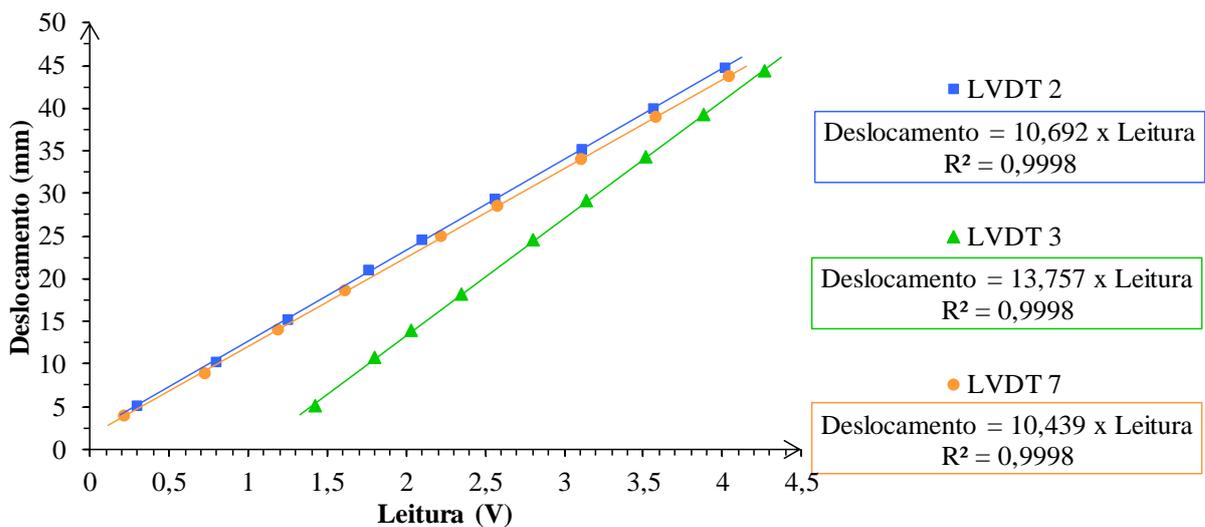


Figura 3.21. Calibração dos transdutores de deslocamento

- **Sistema de Aquisição**

O sistema de aquisição foi utilizado para computar em tempo real durante todos os ensaios, os dados provenientes da célula de carga e transdutores de deslocamentos. Era composto por 10 amplificadores FLINTEC FAA-25 e 2 datalogger Novus® Fieldlogger Mod. 8812120000. Os amplificadores eram utilizados apenas como fonte, para transmitir a voltagem necessária para

equipamentos conectados. Já os *dataloggers* eram utilizados para a captação dos dados através de um cabo USB conectado a um *notebook* com *software* FieldChart instalado e configurado para a aquisição, gravação e manipulação dos dados durante a execução dos ensaios, com uma frequência de aquisição de uma leitura por segundo para o Ensaio A e duas leituras por segundo para os demais ensaios. A Figura 3.22 demonstra o sistema de aquisição a ser utilizado na pesquisa.

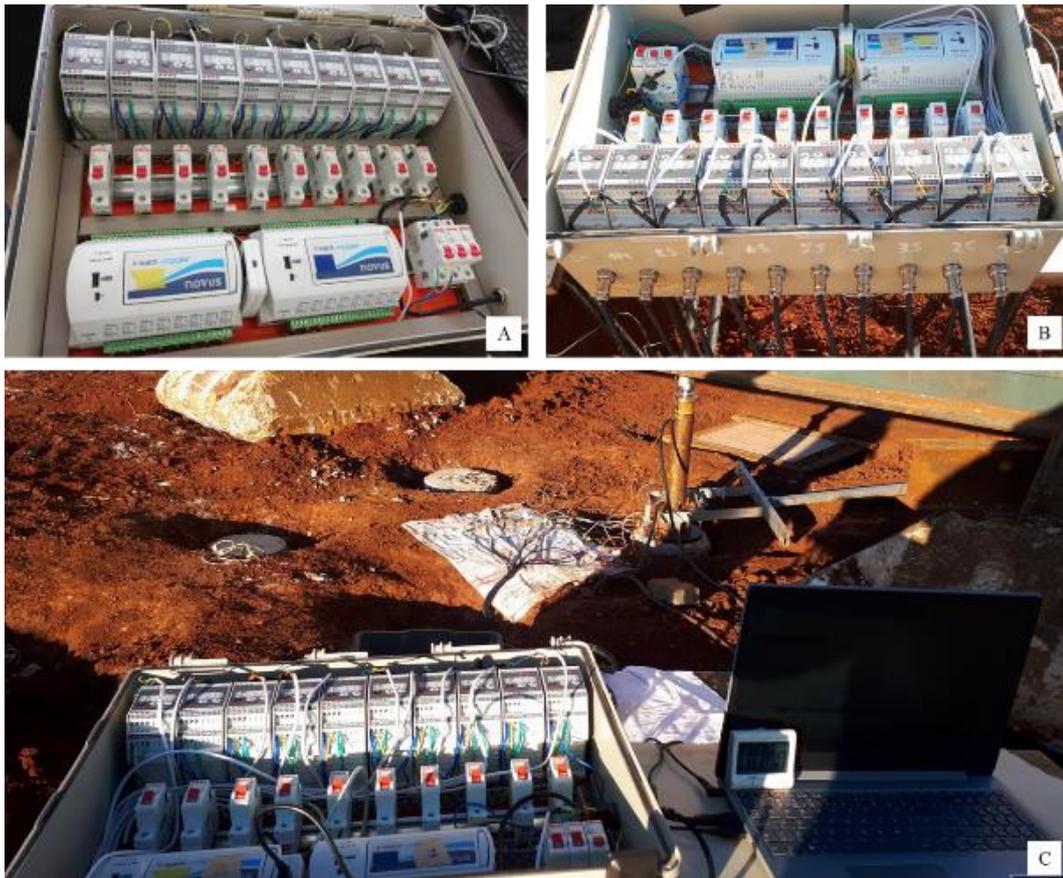


Figura 3.22. (a) Detalhes do sistema de aquisição, (b) Conexão com os elementos e (c) Visão geral do ensaio de prova de carga

3.2.4.2 Procedimento de prova de carga monotônica

A provas de carga monotônica da presente pesquisa foi realizada seguindo as especificações da norma NBR 16903 (2020). O ensaio foi conduzido pelo método de carga controlada com carregamento incremental lento. Dessa forma, foram realizados incrementos de carga e determinadas as leituras do deslocamento em estágios iguais e sucessivos, para haver durante o ensaio um controle da estabilização dos recalques. As cargas incrementais realizadas foram

mantidas por no mínimo 30 min ou até a estabilização dos deslocamentos, caracterizada pelo registro de duas leituras que não se diferenciassem mais que 5%.

Inicialmente foi estimada a capacidade de carga estática para a estaca da pesquisa por alguns métodos teóricos e semiempíricos presentes na literatura. Tomando como referência uma carga de ruptura estimada de aproximadamente 115 kN, obtida pelo método de estimativa de carga de Décourt e Quaresma, iniciou-se os incrementos de carga com valores significativamente baixos, na ordem de 5%, para uma avaliação detalhada dos recalques nos estágios iniciais. Foram realizados, portanto, incrementos de 5 kN até uma carga de aproximadamente 20 kN e posteriormente os incrementos foram de 10 kN até alcançar o esgotamento do curso dos transdutores de deslocamento.

O Ensaio A foi conduzido unicamente de forma monotônica, servindo como uma referência para a determinação das cargas cíclicas a serem realizadas nos demais ensaios. O Ensaio C foi conduzido de maneira monotônica pós-cíclica, apenas a partir do incremento de 80 kN. Por fim, no Ensaio D também foi realizada uma prova de carga monotônica pós-cíclica a partir do incremento de 120 kN.

3.2.4.3 Procedimento de prova de carga cíclica

As provas de carga cíclicas executadas na presente pesquisa foram realizadas ao passo de um procedimento de ensaio segundo as especificações do projeto SOLCYP o qual realizou diversas provas de carga cíclica axial e compilou dados de outros autores sobre o assunto, trazendo recomendações e métodos para este ensaio (PUECH & GARNIER, 2017). Os autores recomendam que o programa de ensaios seja estabelecido de uma maneira a ser benéfico economicamente e ao mesmo tempo que traga o maior número de informações relevantes sobre aspectos importantes para execução de métodos para projeto de estruturas de fundação sobre cargas cíclicas.

Puech & Garnier (2017) ressaltam a importância da execução de um ensaio de prova de carga monotônica de referência, para determinação do comportamento da estaca sobre diversas cargas, já que em diversas análises as variáveis, carga cíclica máxima e mínima são valores percentuais da carga de ruptura definida por um critério estabelecido. Além disso, indicam que quando as cargas forem do tipo unidimensional, é interessante aplicar as cargas de acordo com a diagonal do diagrama de cargas cíclicas (Figura 2.9, Figura 2.11 e Figura 2.13), onde a carga

cíclica é igual a carga média, ou a carga mínima é igual a zero, já que constitui o caso mais crítico de degradação.

Quanto ao período dos ciclos, o ensaio deve aproximar ao máximo as condições reais, assegurando facilidade de execução, as limitações dos equipamentos e um tempo razoável de condução do ensaio, sendo comum estar entre 2 segundos e 2 minutos. O número de ciclos aplicados depende da resposta da estaca ao carregamento. Podem ser conduzidos até a falha, sendo a falha definida por um critério pré-estabelecido ou podem ser levados até um número N de ciclos idealmente igual a 1000 e não inferior a 100 ciclos. Por fim, Puech & Garnier (2017) ainda recomendam a execução de um ensaio monotônico pós-cíclico, nos casos da estaca não ter alcançado a falha cíclica anteriormente. Esse ensaio é projetado para fornecer a resistência pós-cíclica da estaca e pode ser inclusive realizado o dia seguinte ao ensaio cíclico.

Foram realizados três ensaios de prova de carga cíclica: Ensaio B, Ensaio C e Ensaio D. Cada um dos ensaios foi realizado com o objetivo de determinar alguma característica importante do comportamento cíclico das estacas. Todos os carregamentos cíclicos executados nos ensaios tiveram o valor de carga cíclica igual a carga média ($Q_{cy}=Q_m$), ou seja, a estaca foi carregada até determinado valor de carga ($Q_{m\acute{a}x}$) e posteriormente descarregada até o valor de carga zero. Todas as cargas máximas cíclicas foram estabelecidas a partir de valores percentuais da carga última de ruptura do Ensaio A ($Q_{ult, A}$), baseados em valores apresentados na literatura e na avaliação do comportamento da curva carga recalque da prova de carga monotônica (PUECH & GARNIER, 2017). O período dos carregamentos cíclicos também foi uma variável constante tanto para todos os ensaios, quanto a todas cargas aplicadas, sendo o ciclo completo realizado em 1 min.

A primeira prova de carga cíclica, Ensaio B, teve o objetivo de determinar o nível de carga cíclica que causaria uma instabilidade no sistema solo-estaca, definida por um critério de ruptura estabelecido. Foi estabelecido um número de ciclos, $N = 100$, e realizadas séries de cargas cíclicas crescentes até encontrar-se a carga que acumulasse recalques significativos. Dessa forma, foram realizadas cinco séries de ciclos até serem registrados acúmulos significativos de recalque. Os valores de carga máxima cíclica estabelecidos foram de 30%, 45%, 60%, 80% e 90% da carga última monotônica.

Na segunda prova de carga cíclica, Ensaio C, o objetivo foi analisar um possível efeito de ciclos estáveis (acúmulo de recalques menor que o critério de ruptura estabelecido) no valor da

capacidade de carga última do solo. Para isso, estabeleceu-se um valor de carga cíclica máxima de 60% da carga última monotônica e realizou-se uma série de 100 ciclos. Posteriormente o ensaio foi conduzido de forma monotônica.

Por fim, no terceiro ensaio cíclico, Ensaio D, buscou-se determinar um possível instante no qual os ciclos deixassem de causar deslocamentos permanentes, ou seja, o esgotamento das deformações plásticas ou também chamado de *shakedown*. Definido como o instante que, mesmo após sucessivas aplicações de ciclos (superior a 50 ciclos) não há ocorrência de recalques adicionais. Dessa forma, iniciou-se com a aplicação de uma série de ciclos até possivelmente encontrar tal característica, com cargas cíclicas máximas de 75% da carga última estabelecida pelo ensaio monotônico de referência. A característica foi observada após 300 ciclos e então foram acrescidos os valores de carga cíclica máxima até uma possível carga na qual esta característica não fosse mais observada. Foram, dessa forma, realizados 100 ciclos com uma carga de 83% da carga última e posteriormente 530 ciclos com 90% da carga última sem observação de *shakedown*. Ainda, para alcançar um maior nível de deslocamento, foi conduzido um ensaio monotônico pós-cíclico até o esgotamento do curso dos transdutores de deslocamento. A Tabela 3-4 apresenta um resumo das características de todos os ensaios cíclicos realizados neste trabalho.

Tabela 3-4: Procedimento das provas de carga cíclica

Ensaio B		Ensaio C		Ensaio D	
Número de Ciclos	$Q_{m\acute{a}x}$	Número de Ciclos	$Q_{m\acute{a}x}$	Número de Ciclos	$Q_{m\acute{a}x}$
100	30% $Q_{ult, A}$	100	60% $Q_{ult, A}$	300	75% $Q_{ult, A}$
100	45% $Q_{ult, A}$			100	83% $Q_{ult, A}$
100	60% $Q_{ult, A}$			530	90% $Q_{ult, A}$
100	75% $Q_{ult, A}$	Prova de Carga Monotônica Pós-Cíclica		Prova de Carga Monotônica Pós-Cíclica	
50	90% $Q_{ult, A}$				

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios realizados na presente pesquisa e análises detalhadas de cada um dos comportamentos observados. Inicialmente são apresentados os ensaios de caracterização do solo de estudo – coesivo friccional de Passo Fundo – sendo apresentados os índices físicos do material e uma comparação com o encontrado por demais autores. Posteriormente é realizada uma caracterização das propriedades do solo, ângulo de atrito e coesão, além de uma caracterização da resistência ao cisalhamento cíclica do solo, através do ensaio *Simple Shear*. E por fim, uma análise da resistência da interface solo-estaca por meio de ensaios *Slant Shear*.

Subsequentemente são apresentados os resultados dos ensaios de prova de carga monotônica e cíclica. Inicialmente é apresentada a curva carga recalque para o ensaio monotônico, juntamente com uma análise do comportamento e comparação com métodos de estimativa de capacidade de carga teórico e semiempíricos. Posteriormente são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de prova de carga cíclica. Por fim, são apresentados estudos comparativos entre os ensaios, com o objetivo de apresentar análises mais aprofundadas de alguns detalhes do comportamento.

4.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

O objetivo principal dos ensaios realizados em laboratório é caracterizar de uma forma robusta o solo coesivo friccional de Passo Fundo, trazendo suas características físicas, de deformabilidade e resistência. Quanto às propriedades de resistência, foi realizado um estudo do comportamento quando o solo é solicitado a carregamento tanto monotônico quanto cíclico, através de ensaios *simple shear*. E quando as propriedades da interface solo-estaca foram realizados estudos através de ensaios *slant shear*.

4.1.1 Caracterização suplementar do solo residual

Foram realizados alguns ensaios de caracterização suplementar do material, para determinação de características físicas e comparação com o já apresentado na bibliografia sobre o solo coesivo friccional de Passo Fundo.

4.1.1.1 Limites de Atterberg

A partir da etapa de caracterização do solo realizada, os resultados obtidos para os Limites de Atterberg estão ilustrados na Tabela 4-1. Os dados foram comparados aos obtidos por Carretta (2018) e Ruver (2011).

Tabela 4-1. Limites de Atterberg obtidos para o solo coesivo friccional de Passo Fundo

	Obtido	Carretta (2018)	Ruver (2011)
LP	33%	31%	32%
LL	41%	42%	41%
IP	8%	11%	9%

4.1.1.2 Granulometria

Após realizado um ensaio de determinação da curva granulométrica, os dados foram plotados em um gráfico que relaciona a porcentagem passante e o diâmetro dos grãos em escala logarítmica. A curva, portanto, indica a porcentagem de material mais fino em tamanhos progressivamente menores. A Figura 4.1 ilustra a composição granulométrica do solo coesivo friccional de Passo Fundo, composta por um ensaio de sedimentação com uso de defloculante, em comparação com o obtido por Carretta (2018) para o mesmo solo.

A partir dos resultados, é apresentada a Tabela 4-2, na qual a porcentagem de cada tipo de material existente no solo residual estudado, conforme o diâmetro das partículas, é distinguido, seguindo disposições da NBR 6502 (ABNT, 1995).

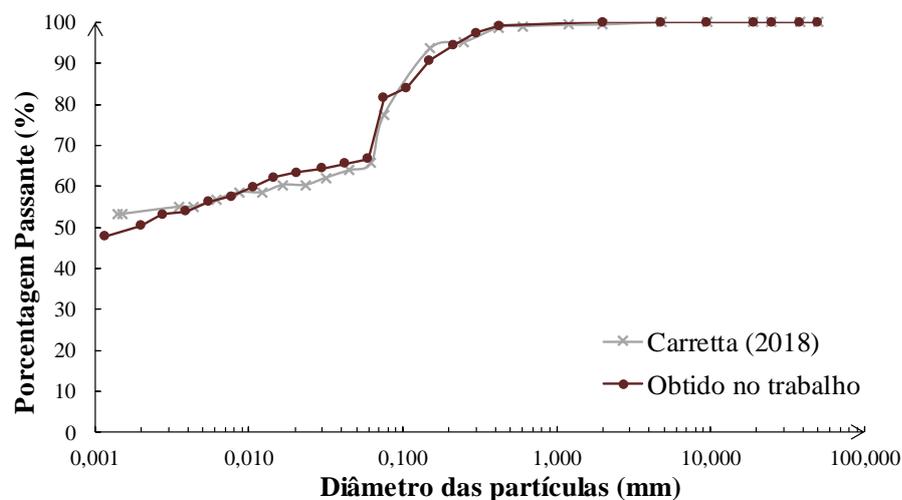


Figura 4.1. Curva Granulométrica do Solo Coesivo Friccional de Passo Fundo

Tabela 4-2. Distribuição Granulométrica do Solo Coesivo Friccional de Passo Fundo

Fração	Porcentagem
Pedregulho ($2\text{mm} < D < 60\text{ mm}$)	0%
Areia ($0,06\text{ mm} < D < 2\text{ mm}$)	33%
Silte ($0,002\text{ mm} < D < 0,06\text{ mm}$)	16%
Argila ($D < 0,002\text{ mm}$)	50%

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

4.1.1.3 Índices Físicos das amostras indeformadas

Durante a realização desse trabalho, foram moldados corpos de prova indeformados a partir das amostras extraídas do campo experimental. Dessa forma, foram obtidos os índices físicos característicos do material em campo. A Tabela 4-3, apresenta dados dos corpos de prova esculpidos manualmente a partir dos blocos indeformados e os respectivos ensaios executados com cada amostra. A tabela apresenta, portanto, o ensaio executado com cada elemento esculpido, o teor de umidade do material nas condições iniciais de ensaio (ω), o peso específico aparente seco da amostra (γ_d), o peso específico natural do material (γ), o peso específico real dos grãos (γ_s), o índice de vazios (e), o grau de saturação (S) e a porosidade (η).

Tabela 4-3. Índice físicos das amostras indeformadas do solo coesivo friccional de Passo Fundo submetidas aos ensaios da pesquisa

Ensaio	ω (%)	γ_d (kN/m^3)	γ (kN/m^3)	γ_s (kN/m^3)	e	S (%)	η (%)
SSM - $\sigma'_{vi} = 50\text{ kPa}$	27,7	12,2	15,6	26,4	1,16	62,8	53,8
SSM - $\sigma'_{vi} = 35\text{ kPa}$	31,4	11,7	15,4	26,4	1,25	66,3	55,5
SSM - $\sigma'_{vi} = 20\text{ kPa}$	30,1	11,7	15,2	26,4	1,26	63,0	55,8
SSC - $\sigma'_{vi} = 50\text{ kPa} - \tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi} = 0,4$	31,3	11,8	15,4	26,4	1,24	66,4	55,4
SSC - $\sigma'_{vi} = 50\text{ kPa} - \tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi} = 0,3$	24,0	12,6	15,6	26,4	1,10	57,8	52,3
SSC - $\sigma'_{vi} = 50\text{ kPa} - \tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi} = 0,2$	30,8	11,3	14,8	26,4	1,33	61,2	57,1
SSC - $\sigma'_{vi} = 35\text{ kPa} - \tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi} = 0,4$	29,0	11,8	15,2	26,4	1,24	61,8	55,3
SSC - $\sigma'_{vi} = 35\text{ kPa} - \tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi} = 0,3$	26,5	12,1	15,3	26,4	1,18	59,4	54,1
SSC - $\sigma'_{vi} = 20\text{ kPa} - \tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi} = 0,4$	26,0	12,7	15,9	26,4	1,09	63,1	52,1
Médias	28,5	12,0	15,4	26,4	1,2	62,4	54,6
Desvio Padrão	2,48	0,41	0,30	0,00	0,08	2,68	1,57

Onde: SSM – Ensaio *Simple Shear* Monotônico e SSC – Ensaio *Simple Shear* Cíclico

A partir dos índices físicos calculados, buscaram-se na literatura dados referentes aos mesmos índices para o solo em questão. Assim, pode-se constituir a Tabela 4-4 em um comparativo dos

trabalhos de Thomé *et al.* (2017), Rizzon (2016) e Carretta (2018). Vale ressaltar que, a umidade das amostras foi o índice que mais apresentou variação, o qual, conseqüentemente variou também o grau de saturação. Era esperado que este índice tivesse uma variação significativa, já que os ensaios *simple shear* foram realizados após alguns meses da retirada das amostras do campo, logo, a perda de umidade era praticamente inevitável. Embora, pode-se perceber que isso não afetou nas demais características do solo e não pode ser considerado um problema, já que, todos os ensaios *simple shear*, passaram por uma etapa de saturação antes de ser aplicado o cisalhamento.

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

Tabela 4-4. Dados obtidos nos ensaios de laboratório em comparação com dados obtidos na bibliografia

Índice Físico	Obtido	Rizzon, 2016	Thomé <i>et al.</i> , 2017	Carretta, 2018
γ_d (kN/m ³)	12,0	12,1	-	11,6
γ (kN/m ³)	15,4	16,1	16,3	15,6
γ_s (kN/m ³)	26,4	-	26,7	26,5
e	1,21	1,21	1,20	1,28
S (%)	62,4	73,0	75,7	72,0
η (%)	54,6	-	54,0	55,0
ω (%)	28,5	33,0	34,0	35,0

4.1.2 Resposta cisalhante através de ensaio *Simple Shear*

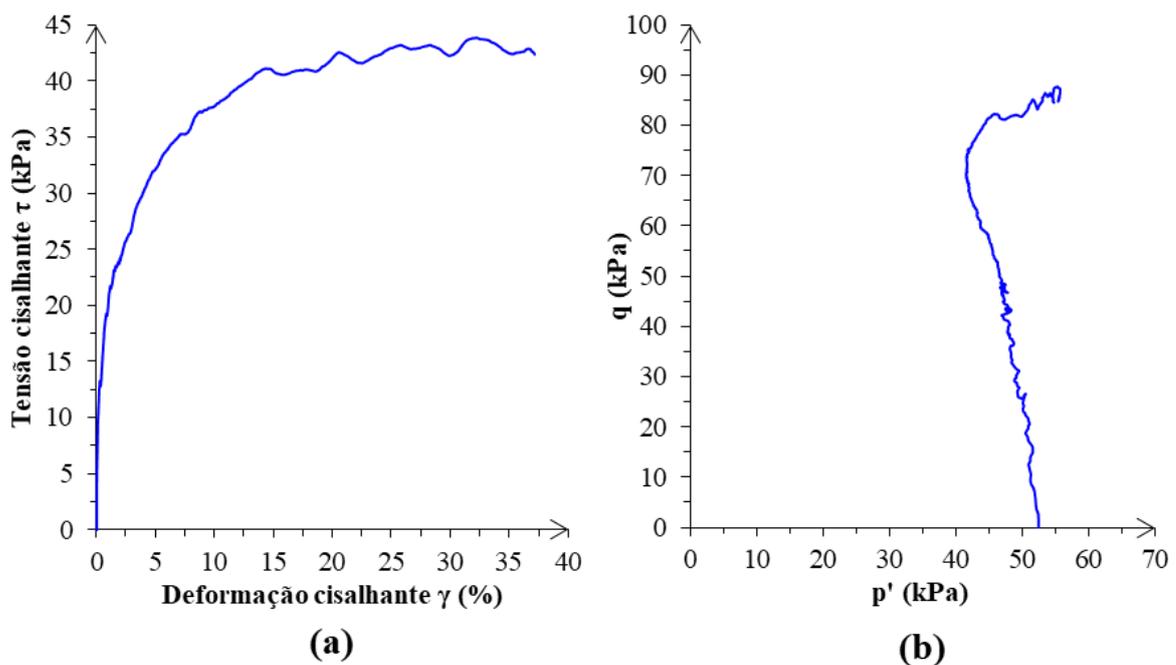
Os resultados dos ensaios *simple shear* estão apresentados de maneira agrupada de acordo com o modo de carregamento cisalhante, monotônico e cíclico e as tensões verticais efetivas iniciais de cada um dos ensaios.

4.1.2.1 Comportamento Cisalhante Monotônico

Os ensaios *Simple Shear* monotônicos foram realizados com o objetivo de determinar os parâmetros de resistência do material, ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') e coesão efetiva (c') e ao mesmo tempo estabelecer uma referência de comportamento comparativa com os ensaios cíclicos subsequentes.

As tensões verticais efetivas iniciais (σ'_{vi}) foram determinadas baseadas no trabalho de Carretta (2018), a qual realizou ensaios triaxiais no solo de Passo Fundo. A mesma autora também realizou ensaios de compressão isotrópica no material e concluiu que a cimentação do solo é quebrada após atingida uma tensão efetiva de aproximadamente 90 kPa, próxima também a tensão de ruptura do solo em ensaios de compressão não confinada. A partir dessa revisão, com o objetivo de ensaiar o solo em uma condição mais próxima ao campo, ou seja, sem que houvesse quebra generalizada da estrutura naturalmente cimentada e ao mesmo tempo de comparar os parâmetros estabelecidos no ensaio *simple shear* e nos ensaios triaxiais realizados por Carretta (2018), elegeram-se 20, 35 e 50 kPa como as tensões verticais efetivas iniciais a serem ensaiadas. Mantendo a premissa do ensaio, em que são impostas condições planas de deformação, o ensaio foi conduzido durante o cisalhamento de forma não drenada, com uma velocidade de cisalhamento constante de 0,1 mm/min, o que confere uma deformação cisalhante constante ao longo do ensaio aproximada de 0,2%/min.

A Figura 4.2 apresenta a resposta cisalhante do solo de Passo Fundo sob tensão vertical efetiva de 50 kPa. Em (a) é apresentada a relação entre tensão e deformação cisalhante, em (b) é apresentada a trajetória de tensão, média de tensões ($p' = \sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$) pela tensão desvio ($q = \sigma'_1 - \sigma'_3$), em (c) a variação da poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante e, finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.



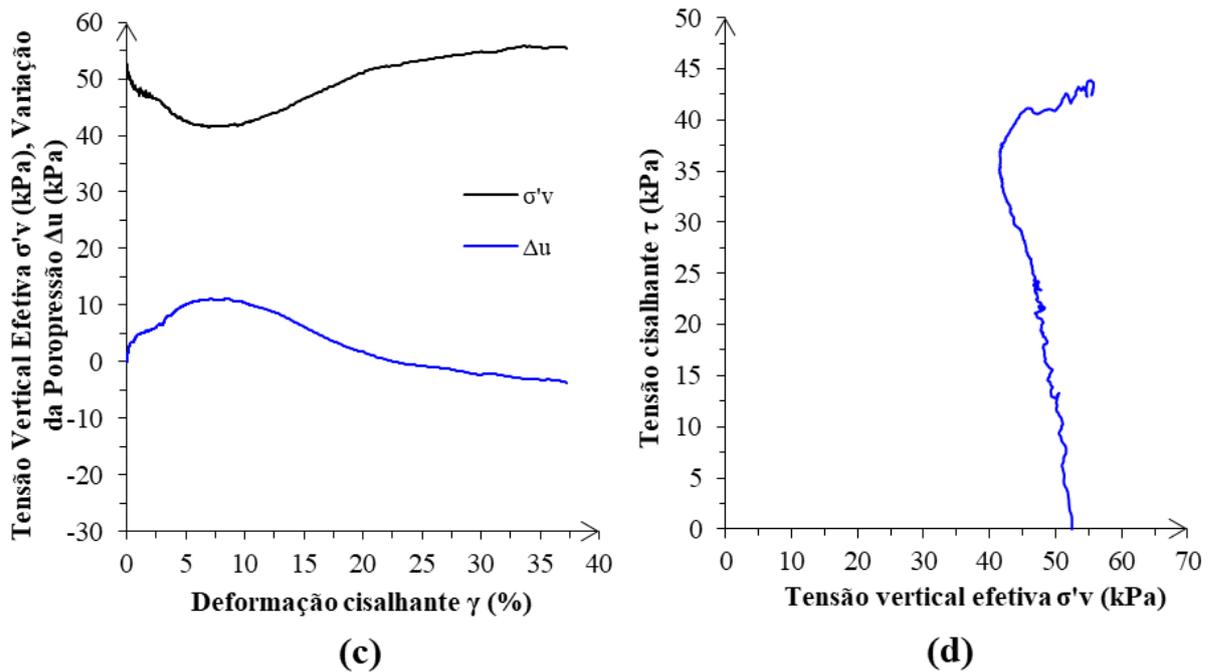


Figura 4.2. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob 50 kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) trajetória de tensão ($p' \times q$), (c) variação de poropressão (Δu) e tensão vertical efetiva (σ'_v) em relação a deformação cisalhante (γ) e (d) tensão cisalhante (τ) em relação a tensão vertical efetiva (σ'_v).

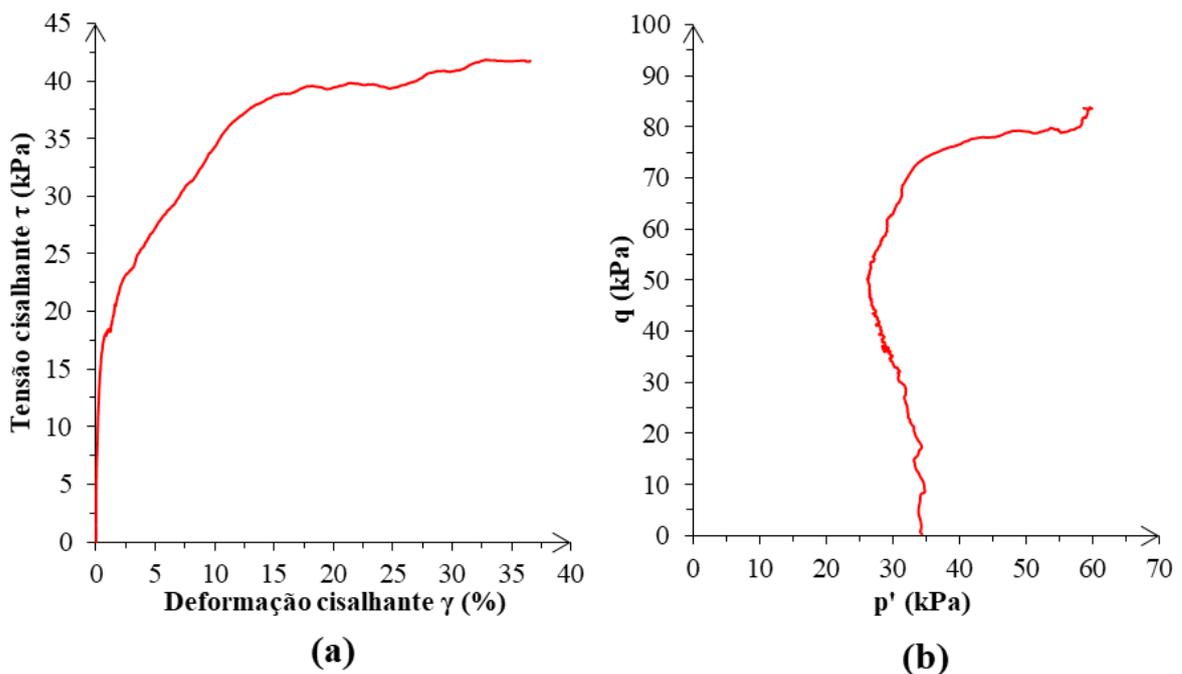
O comportamento observado na Figura 4.2 não se difere do esperado. Por se tratar de um solo naturalmente cimentado, é observado um trecho aproximadamente linear inicial relativamente rígido, seguido de um desvio de comportamento. Segundo Rotta (2005), este instante pode ser caracterizado como o ponto de plastificação do material e início da quebra da estrutura cimentada do solo. Após este ponto, Schnaid *et al.* (2001) afirma que a cimentação deixa de ter efeito significativo e seu comportamento passa a ser semelhante a de um material totalmente desestruturado.

Na curva ilustrada na Figura 4.2 (a), tensão cisalhante por deformação cisalhante, não é possível notar um pico de resistência. A tensão cisalhante cresce até um patamar de aproximadamente 43 kPa, no qual as tensões seguem sendo mobilizadas e se mantêm próximo a este valor até 35% de deformação cisalhante. Já na Figura 4.2 (c), quando se analisa a variação da poropressão durante o ensaio, é possível notar que, juntamente com o acréscimo de tensão cisalhante, há uma geração de poropressão positiva até um patamar aproximado de 10 kPa aos 7,5% de

deformação. Posteriormente, o valor da poropressão inicia um decréscimo, mas este não é significativamente acentuado em razão da tensão vertical efetiva inicial do ensaio ser relativamente alta. Assim, até grandes deformações cisalhantes, em torno de 25%, ainda há geração de poropressão positiva e somente então, ocorre uma geração de poropressão negativa. Concomitantemente, o valor da tensão vertical efetiva tem uma queda inicial alcançando 40 kPa e posteriormente volta a subir até aproximadamente 55 kPa a maiores deformações.

A trajetória de tensões e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva ilustradas na Figura 4.2 (b) e (d) condizem com o esperado para um material levemente cimentado. Em razão de uma geração inicial de poropressão positiva, há uma diminuição na média de tensões (p') e também na tensão vertical efetiva. Posteriormente, conforme essa poropressão diminui a curva tende a um patamar que, juntamente com as curvas de demais tensões efetivas iniciais, define a envoltória de resistência do material.

A Figura 4.3 apresenta a resposta cisalhante do solo de Passo Fundo sob tensão vertical efetiva de 35 kPa. Em (a) é apresentada a relação entre tensão e deformação cisalhante, em (b) é apresentada a trajetória de tensão ($p' \times q$), em (c) a variação da poropressão e tensão vertical efetiva pela deformação cisalhante e, finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.



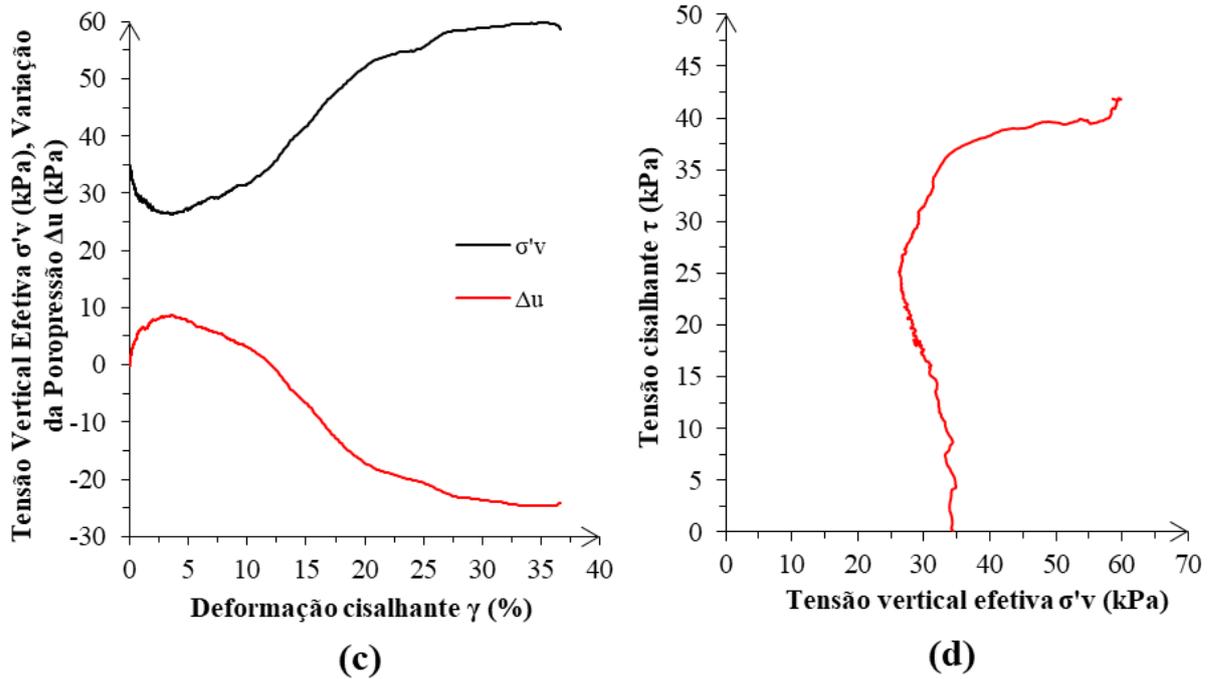


Figura 4.3. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob 35 kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) trajetória de tensão ($p' \times q$), (c) variação de poropressão (Δu) e tensão vertical efetiva (σ'_v) em relação a deformação cisalhante (γ) e (d) tensão cisalhante (τ) em relação a tensão vertical efetiva (σ'_v).

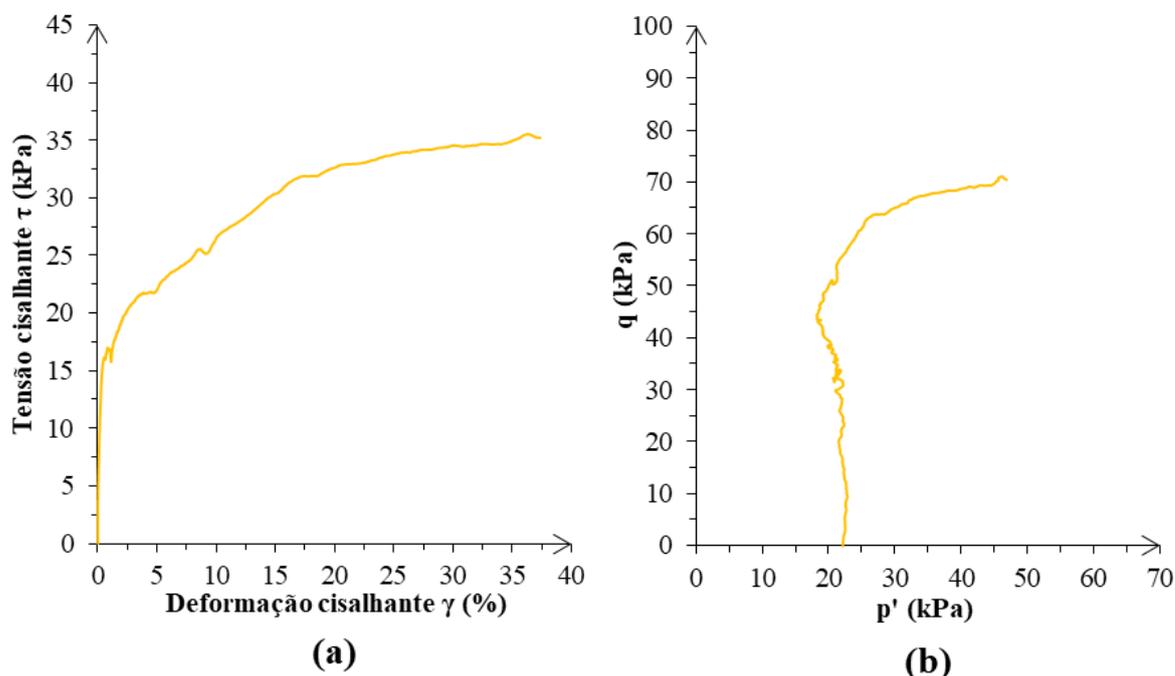
O comportamento observado na Figura 4.3 também mostra-se típico de um solo levemente cimentado. Uma rigidez inicial acentuada, seguida por uma perda de linearidade da curva, mas ainda assim mobilização significativa de tensões cisalhantes. Nota-se que o valor máximo de tensão cisalhante ilustrado na Figura 4.3 (a) é relativamente próximo do valor alcançado no ensaio com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa, próximo de 40 kPa. Isso pode ser explicado, já que neste trecho da curva já houve uma geração de poropressão negativa significativa, o que aumenta o valor da tensão vertical efetiva, atribuindo maiores valores de resistência ao material.

Quando analisada a curva de variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante, ilustrada na Figura 4.3 (c), é possível perceber um comportamento semelhante. Há geração de poropressão positiva até 5% de deformação cisalhante, quando então inicia um decréscimo da curva que leva a uma tendência expansiva do material, gerando uma poropressão negativa muito mais acentuada que o ensaio com $\sigma'_{vi} = 50$ kPa, que pode ser explicada pelo menor confinamento imposto a amostra. Juntamente com essa geração de

poropressão negativa, há um aumento no valor da tensão vertical efetiva, até em torno de 55 kPa a grandes deformações cisalhantes.

A trajetória de tensão e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva, ilustradas na Figura 4.3 (b) e (d), também exibem comportamento semelhante ao ensaio com $\sigma'_{vi} = 50$ kPa e esperado para solos levemente cimentados. Inicialmente a média de tensões e a tensão vertical efetiva diminuem em função de uma geração de poropressão positiva, seguida por diminuição da poropressão que confere as curvas uma mudança de direcionamento da curva e, no caso da Figura 4.3 (d), uma tendência a caminhar sobre a envoltória de resistência do material.

Por fim, a Figura 4.4 apresenta a resposta cisalhante do solo de Passo Fundo sob tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa, que conclui os três ensaios monotônicos desta pesquisa. Em (a) é apresentada a relação entre tensão e deformação cisalhante, em (b) é apresentada a trajetória de tensão ($p' \times q$), em (c) a variação da poropressão e tensão vertical efetiva pela deformação cisalhante e, finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.



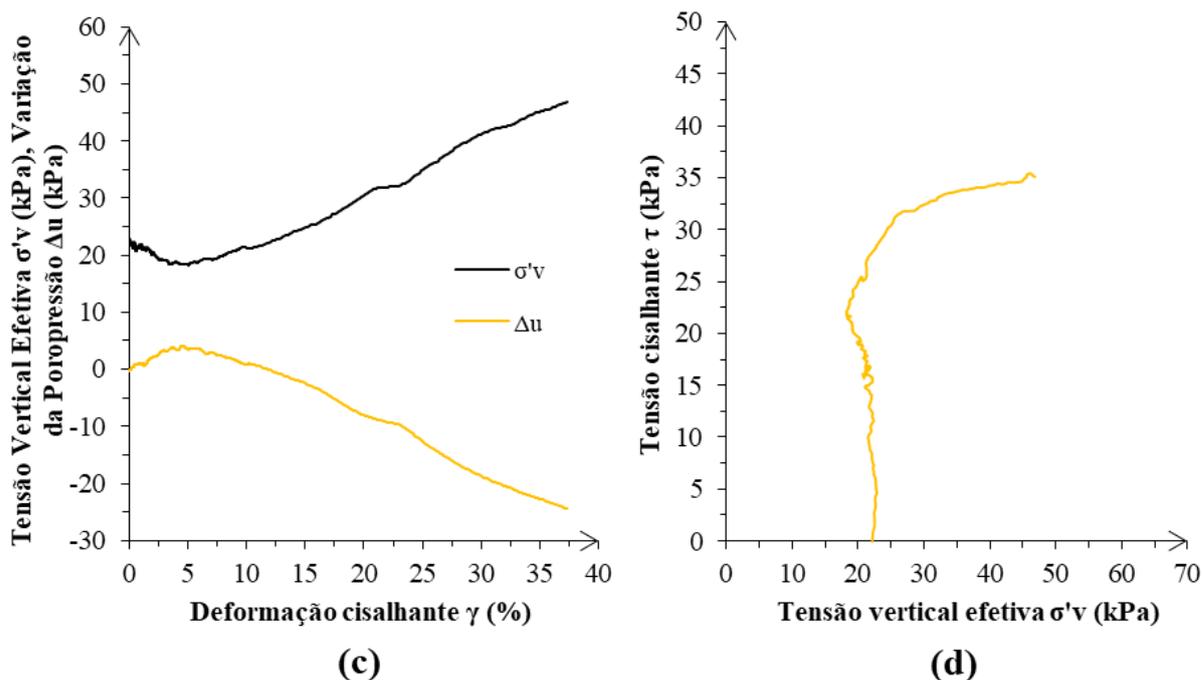


Figura 4.4. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob 20 kPa de tensão vertical efetiva inicial. (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) trajetória de tensão ($p' \times q$), (c) variação de poropressão (Δu) e tensão vertical efetiva (σ'_v) em relação a deformação cisalhante (γ) e (d) tensão cisalhante (τ) em relação a tensão vertical efetiva (σ'_v).

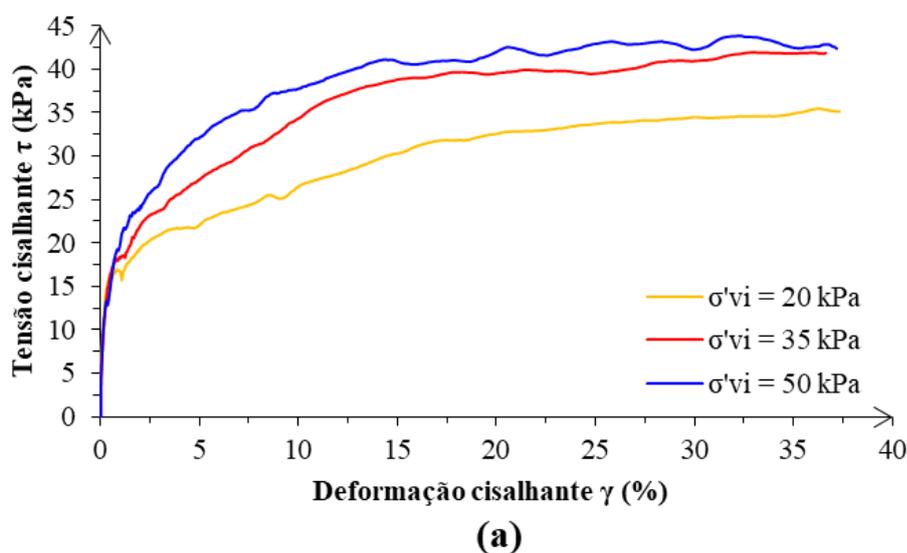
Como pode ser observado na Figura 4.4, o comportamento assim como os demais, mostra-se típico de um solo levemente cimentado. A rigidez inicial ainda é significativa e alcança um patamar linear próximo das demais tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas. Em contrapartida, o valor máximo de tensão cisalhante alcançado neste caso, é significativamente mais baixo que as demais, atingindo aproximadamente 35 kPa. Esse fato pode ser explicado pelo confinamento inicial mais baixo, que confere a amostra uma menor mobilização de tensões e atrito grão-a-grão. No decorrer do ensaio, a tensão vertical efetiva alcançou apenas em torno de 45 kPa, o que não foi suficiente para aumentar significativamente o valor da tensão cisalhante máxima.

Ainda analisando a curva de variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante, ilustrada na Figura 4.4 (c), é possível perceber o comportamento geral assemelhou-se as demais tensões verticais efetivas ensaiadas. Há geração de poropressão positiva até 5% de deformação cisalhante, alcançando uma tensão em torno de 5 kPa, quando então inicia o

decréscimo da curva que leva a uma tendência expansiva do material. Essa tendência não apresenta uma estabilização mesmo a grandes deformações, diminuindo o valor de poropressão e juntamente aumentando o valor da tensão vertical efetiva a cada acréscimo de deslocamento imposto durante o ensaio.

A trajetória de tensão e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva, ilustradas na Figura 4.4 (b) e (d), também exibem comportamento semelhante aos demais ensaios monotônicos e esperado para solos levemente cimentados, especialmente a uma tensão vertical efetiva inicial bastante baixa. Inicialmente a média de tensões e a tensão vertical efetiva tem uma pequena diminuição, notando-se muito mais verticalidade na curva neste trecho inicial, dada a menor variação de poropressão positiva, seguido por uma diminuição no valor da poropressão que confere as curvas uma mudança de direcionamento e tendência expansiva ao alcançar a envoltória de resistência do material, no caso da curva exposta na Figura 4.4 (d).

Com o objetivo de analisar de uma forma mais detalhada os comportamentos semelhantes e diferentes, individuais e em conjunto, dos três resultados de *Simple Shear* monotônicos apresenta-se a Figura 4.5. Em (a) são ilustradas as curvas de tensão cisalhante por deformação cisalhante, em (b) são as curvas de tensão cisalhante normalizada pela tensão vertical efetiva ao longo do ensaio em relação a deformação cisalhante e finalmente, em (c) os módulos cisalhantes tangentes (G) em relação a deformação cisalhante.



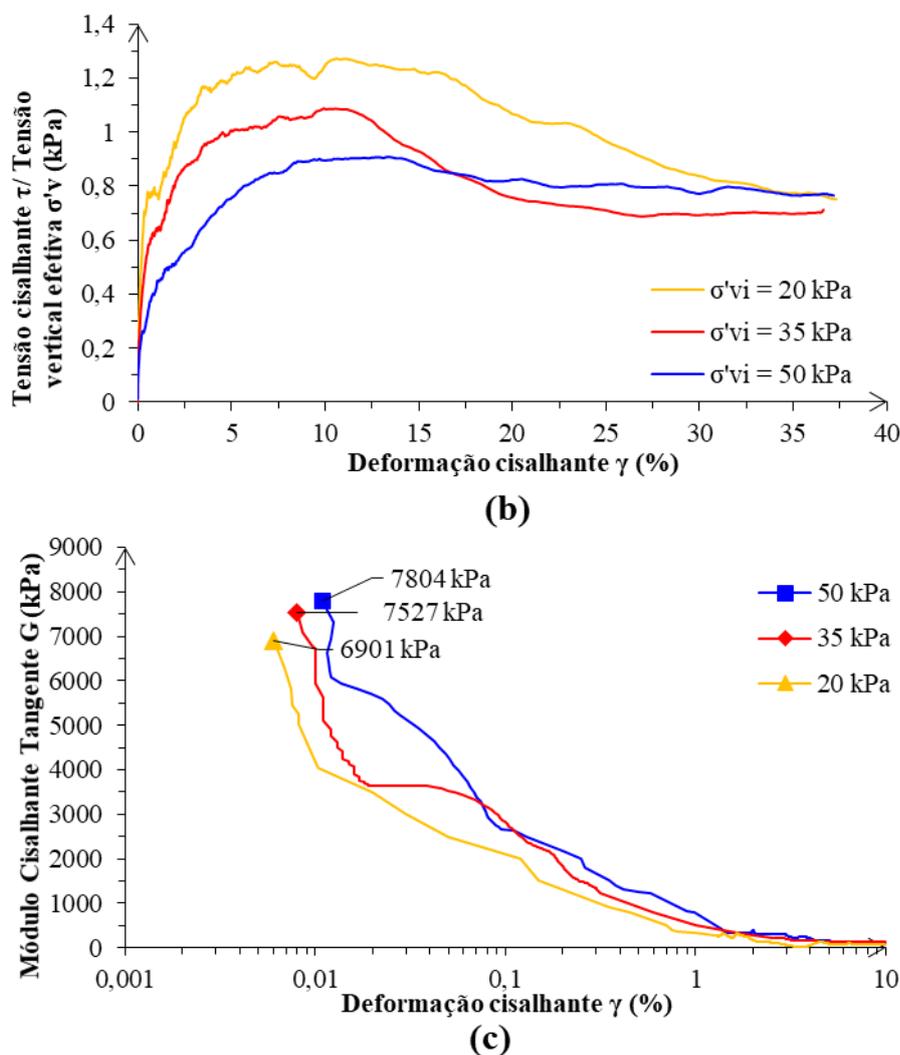


Figura 4.5. Resposta cisalhante monotônica do solo coesivo friccional de Passo Fundo sob σ'_{vi} de 20 kPa, 35 kPa e 50 kPa (a) tensão cisalhante (τ) em relação a deformação cisalhante (γ), (b) tensão cisalhante normalizada pela tensão vertical efetiva ao longo do ensaio em relação a deformação cisalhante e (c) Módulo cisalhante tangente (G) em relação a deformação cisalhante.

A partir de uma análise conjunta das curvas de tensão cisalhante por deformação cisalhante apresentadas na Figura 4.5 (a), é possível notar que um possível ponto de plastificação, no instante que a curva deixa de manter a linearidade inicial, é muito próximo para as três tensões verticais efetivas iniciais. Isso pode ser explicado em função da cimentação natural do solo residual. Como a parcela coesiva do solo é significativa na mobilização de resistência do material, e juntamente a isso, as tensões verticais efetivas iniciais são baixas o suficiente para evitar quebras generalizadas na estrutura naturalmente cimentada do solo durante a

consolidação, o aumento da tensão de confinamento acaba, portanto, por não afetar tão significativamente neste aspecto. Ainda assim, é possível perceber que a curva de $\sigma'_{vi} = 50$ kPa, não tem um aumento de resistência final tão acentuado quando em relação as outras duas curvas. Isso pode ser explicado, já que, a tensão vertical efetiva de 50 kPa, pode já ser responsável por quebra de parte da estrutura naturalmente cimentada que acaba por não aumentar a tensão cisalhante final na mesma taxa que ocorre para as demais tensões verticais efetivas ensaiadas.

Na Figura 4.5 (b) é possível analisar detalhadamente um aspecto interessante nos ensaios conduzidos de forma não drenada, a variação da tensão vertical efetiva ao longo do ensaio. Nessas curvas é possível então notar um pico de resistência que não era perceptível nas curvas tradicionais de tensão cisalhante por deformação cisalhante. O pico acontece a uma maior deformação para as tensões verticais efetivas iniciais maiores e a menores deformações para as curvas de menor tensão vertical efetiva inicial, o que é um comportamento esperado para solos cimentados. Além disso, o pico é coincidente com o instante de mudança de direcionamento das curvas de variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante ilustradas as Figura 4.2 (c), Figura 4.3 (c) e Figura 4.4 (c). Na Figura 4.6 é apresentada a forma de ruptura das amostras. É possível perceber com evidência, a formação da superfície de cisalhante e típica e esperada especialmente em ensaios do tipo *Simple Shear*.

Ainda a partir dos ensaios *Simple Shear*, é possível calcular de forma direta o módulo cisalhante (G), pela inclinação da reta tangente a curva de tensão cisalhante por deformação cisalhante. Os resultados estão ilustrados na Figura 4.5 (c). É possível perceber que há um sutil aumento no valor do módulo em função da maior tensão vertical efetiva inicial do ensaio, já que este está vinculado diretamente com a tensão cisalhante alcançada pelo material. Os valores de módulo cisalhante (G) iniciais determinados pelos ensaios *Simple Shear*, para as tensões verticais efetivas iniciais de 20, 35 e 50 kPa, são respectivamente, 6901, 7527 e 7804 kPa.



Figura 4.6. Forma de ruptura das amostras de solo coesivo friccional de Passo Fundo submetidas a ensaios *Simple Shear* com tensões efetivas iniciais: (a) 50 kPa, (b) 35 kPa e (c) 20 kPa.

A partir dos três resultados do ensaio *simple shear*, pode ser definida uma envoltória de resistência e com ela os parâmetros de resistência do solo estudado. As trajetórias de tensão e a envoltória de resistência são definidas no espaço, tensão vertical efetiva, σ'_v por tensão cisalhante, τ . Dessa forma, o ângulo de atrito interno efetivo pode ser determinado diretamente pela inclinação da envoltória de resistência e o intercepto coesivo, da interceptação da envoltória no eixo da tensão cisalhante. O traçado da envoltória de resistência é dado por uma reta que melhor se ajuste ao conjunto das curvas, considerando ainda uma variabilidade natural das amostras, especialmente por serem amostras indeformadas de solo residual local. Analisando conjuntamente as trajetórias de tensão, Figura 4.7, é possível perceber novamente que a taxa de crescimento da tensão cisalhante na curva de $\sigma'_{vi} = 50$ kPa é reduzida em relação as demais curvas, em função de um possível início de quebra da cimentação natural do solo sob esta tensão vertical efetiva, não podendo considerar, dessa forma, um valor de intercepto coesivo tão alto quanto para as demais tensões verticais efetivas ensaiadas.

Assim, a Figura 4.7 demonstra a envoltória de resistência do solo coesivo friccional de Passo Fundo, considerando o melhor ajuste de reta e mantendo-se a favor da segurança. Os parâmetros de resistência obtidos para o material são: ângulo de atrito (ϕ') de $29,7^\circ$ e coesão efetiva (c') de 15,0 kPa. Os parâmetros obtidos são condizentes com o esperado para o solo estudado. Carretta (2018) estudou amostras indeformadas do solo de Passo Fundo através de ensaios triaxiais consolidados drenados e obteve parâmetros próximos, $\phi' = 30,5^\circ$ e $c' = 9,5$ kPa. Dada a possível variabilidade da amostra obtida no trabalho e forma de cisalhamento distinta, é esperado que os parâmetros não sejam idênticos, embora, mantenham-se em mesma ordem de grandeza.

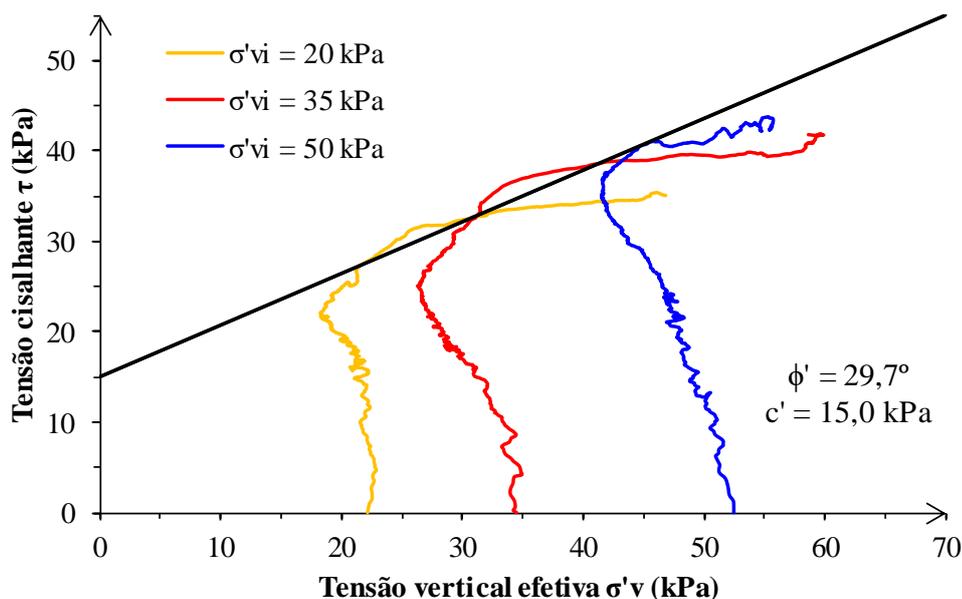


Figura 4.7. Envoltória de resistência do solo coesivo friccional de Passo Fundo obtida a partir de ensaios *Simple Shear* com tensões verticais efetivas iniciais de 20, 35 e 50 kPa.

4.1.2.2 Comportamento Cisalhante Cíclico

Os ensaios *simple shear* cíclicos foram conduzidos a tensão controlada e de forma não drenada. Foi mantida constante a frequência dos carregamentos, 0,1 Hz. Sob esta condição o equipamento impõe a amostra uma deformação até que seja atingida a tensão cisalhante pré-estabelecida e posteriormente é realizado um retorno do deslocamento até que seja atingida uma tensão igual a zero. Todo esse processo é realizado em 10 s. Os ensaios foram conduzidos até 1000 ciclos ou a limitação de deslocamento do equipamento. Essa tensão cisalhante cíclica máxima ($\tau_{\text{máx}}$) era estabelecida como sendo uma porcentagem da tensão vertical efetiva inicial do ensaio. Foram estabelecidas as porcentagens de 40% σ'_{vi} , 30% σ'_{vi} e 20% σ'_{vi} . Maiores valores percentuais não foram empregados, uma vez que, uma instabilidade cíclica já havia sido atingida nas porcentagens inferiores (ANDERSEN, 2009).

Em razão da dificuldade de controle de tensões muito baixas no equipamento, foram realizados seis ensaios cíclicos conforme apresentado na Tabela 3-1. Para otimizar a apresentação e análise dos dados, inicialmente são apresentados os resultados dos ensaios *simple shear* cíclicos para a tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa, em seguida para a tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e finalmente, para o ensaio sob tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa. Uma análise

comparativa dos comportamentos cíclicos e monotônicos é apresentada no fechamento deste tópico.

- **Ensaio *Simple Shear* Cíclicos sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa**

A Figura 4.8 demonstra a resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo, sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica máxima controlada de 20 kPa, equivalente à relação de tensão cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{\text{vi}}$ de 0,4. Em (a) é apresentada a tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

A partir de uma análise da Figura 4.8 (a) é possível perceber que a tensão cisalhante cíclica aplicada foi responsável pela geração de deslocamentos consideráveis na amostra e uma instabilidade cíclica desde os primeiros ciclos. Conforme Andersen (2009) a instabilidade cíclica ou também chamada de ruptura cíclica é definida quando a tensão cisalhante cíclica que é responsável por uma deformação cisalhante de pelo menos 15%. Com a aplicação de apenas 400 ciclos chegou-se a limitação de deslocamento do equipamento que configura uma deformação cisalhante de aproximadamente 50%. Além disso, é possível notar já nos primeiros ciclos que não há um retorno completo de deslocamento com o alívio de tensões. A tensão cíclica aplicada em cada ciclo, portanto, gera principalmente deslocamentos plásticos na amostra. Nota-se, também, a partir de uma análise da Figura 4.8 (b) que ocorrem crescentes deslocamentos ao longo dos ciclos e não havendo uma tendência a estabilização dos mesmos.

Em concordância, a partir da análise da Figura 4.8 (c) é possível perceber que a tensão cisalhante cíclica foi responsável pela geração de poropressão positiva acentuada e consequente queda da tensão vertical efetiva já nos primeiros ciclos. À medida que os ciclos foram sendo aplicados, houve uma dissipação da poropressão gerada e retomada da tensão vertical efetiva, chegando a um patamar constante de variação até o final dos ciclos. Isso pode ter ocorrido, já que os primeiros ciclos geraram grandes deslocamentos, sendo, portanto, esperado que já houvesse uma quebra significativa da estrutura naturalmente cimentada do solo. Após um dado número de ciclos, o material passa a se comportar como um solo desestruturado e os ciclos mantêm um padrão de comportamento quanto ao deslocamento e à geração de poropressão.

A partir de uma análise da Figura 4.8 (d) e (e), corrobora-se o fato da tensão cíclica máxima ser suficientemente alta para quebrar a estrutura do solo já nos primeiros ciclos. Em ambos os gráficos se nota que a média de tensões e a tensão vertical efetiva inicial tem uma redução considerável já no primeiro ciclo. Posteriormente, a geração de poropressão se mantém em um patamar de variação, a média de tensões passa a variar entre aproximadamente 40 kPa e 20 kPa a cada ciclo aplicado.

A Figura 4.9 demonstra a forma de ruptura do corpo de prova conduzido ao ensaio com $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{\text{vi}} = 0,4$ e $\sigma'_{\text{vi}} = 50$ kPa. É possível notar uma degradação acentuada da amostra e a formação de planos de cisalhamento. Além disso, é possível perceber a acumulação significativa de deslocamentos plásticos em apenas uma direção a qual foram conduzidos os ciclos.

Dada a instabilidade cíclica do solo sob tensões cisalhantes cíclicas máximas relativas a 40% da tensão vertical efetiva inicial, escolheu-se conduzir o próximo ensaio com uma tensão cisalhante cíclica máxima mais baixa que a anterior. Espera-se que tensões mais altas também conduzam a ruptura cíclica e, portanto, análises aprofundadas acerca do comportamento dos ciclos e das suas consequências em relação a resistência última do solo, não poderiam ser realizadas. Dessa forma, a Figura 4.10 demonstra a resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo, sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica máxima controlada de 15 kPa, equivalente à relação de tensão cíclica máxima por tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{\text{vi}}$ de 0,3.

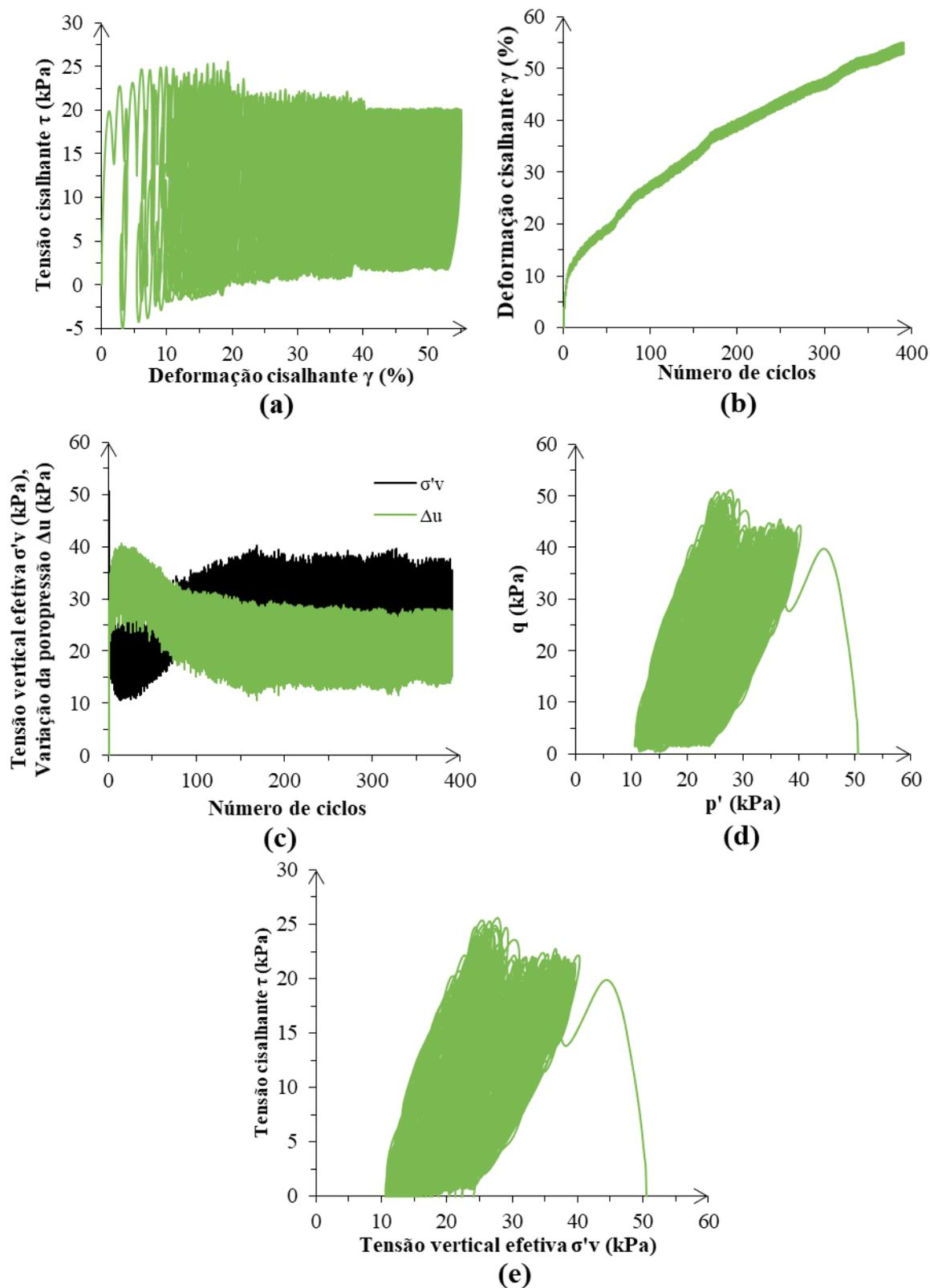


Figura 4.8. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.



Figura 4.9. Forma de ruptura da amostra de solo coesivo friccional de Passo Fundo submetida a ensaio *Simple Shear* cíclico com tensão efetiva inicial de 50 kPa e tensão cíclica máxima 40% σ'_{vi} .

Analisando o resultado tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante do ensaio exposto na Figura 4.10 (a), é possível notar uma geração de deslocamentos muito menor que o ocorrido no ensaio ilustrado na Figura 4.8 de relação $\tau_{m\acute{a}x} / \sigma'_{vi}$ de 0,4. A deformação após 1000 ciclos se reduziu a aproximadamente 3% e seguindo a tendência, foi muito mais significativa nos primeiros ciclos. Ainda que, na Figura 4.10 (b) não é possível afirmar uma estabilização completa da deformação ao final dos ciclos, a taxa de deformação por ciclo reduziu consideravelmente, sendo sua maior incidência já nos 100 primeiros ciclos. É esperado, portanto, que os primeiros ciclos tenham causado uma certa desestruturação do material, mas não completa para o levar a uma ruptura, mantendo o nível de deformação baixo para atingir a tensão cisalhante cíclica máxima esperada durante o ensaio.

Na Figura 4.10 (c), nota-se que é gerada uma poropressão positiva a partir dos ciclos, assegurando uma tendência contrátil do material para este nível de carregamento e deformação. De maneira combinada, há conseqüentemente uma diminuição na tensão vertical efetiva, chegando ao final dos 1000 ciclos com um valor de aproximadamente 20 kPa. Realizando uma análise da trajetória de tensões e o gráfico de tensão cisalhante por tensão vertical efetiva,

ilustrados na Figura 4.10 (d) e (e), nota-se que a média de tensões e a tensão vertical efetiva tem uma queda ao longo do ensaio em função da aplicação dos ciclos.

Após a aplicação de 1000 ciclos com tensão cíclica máxima de 15 kPa, a amostra foi submetida a um ensaio monotônico pós-cíclico. O objetivo do ensaio era a análise do comportamento último do solo após a aplicação dos ciclos, analisando uma possível degradação resistência através da curva tensão cisalhante por deformação cisalhante e os parâmetros de resistência do solo. Dessa forma, a Figura 4.11 apresenta o comportamento pós-cíclico da amostra submetida a ciclos de $\tau_{\text{máx}} / \sigma'_{\text{vi}}$ de 0,3 e $\sigma'_{\text{vi}} = 50$ kPa. Em (a) é ilustrada a curva de tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, em (b) a trajetória de tensões, em (c) a variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante e finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

A partir da análise da curva exposta na Figura 4.11 (a), é possível perceber que a curva de tensão cisalhante por deformação cisalhante pós-cíclica, continua com a característica de não apresentar um pico de resistência, já que a tensão segue sendo mobilizada mesmo com a aplicação de grandes deslocamentos. Além disso, analisando a Figura 4.11 (c) após a finalização dos ciclos e a condução a um carregamento monotônico, a geração de poropressão mudou de tendência passando a reduzir o seu valor ao passo que maiores deformações cisalhantes ocorriam e conseqüentemente aumentando o valor da tensão vertical efetiva.

Assim como para a amostra carregada unicamente de forma monotônica, ilustrada na Figura 4.2, quando submetido a carregamento pós-cíclico, o solo desenvolve uma tendência a expansão a grandes deslocamentos, possivelmente depois de uma quebra mais significativa da estrutura cimentada e formação de plano de cisalhamento. Em relação a trajetória de tensões pós-cíclica e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva expostas na Figura 4.11 (b) e (d), há inicialmente um crescimento da tensão cisalhante sem variação significativa da média de tensões e tensão vertical efetiva e posteriormente essas passam a aumentar conduzindo a curva a uma possível envoltória de resistência pós-cíclica de solo ensaiado.

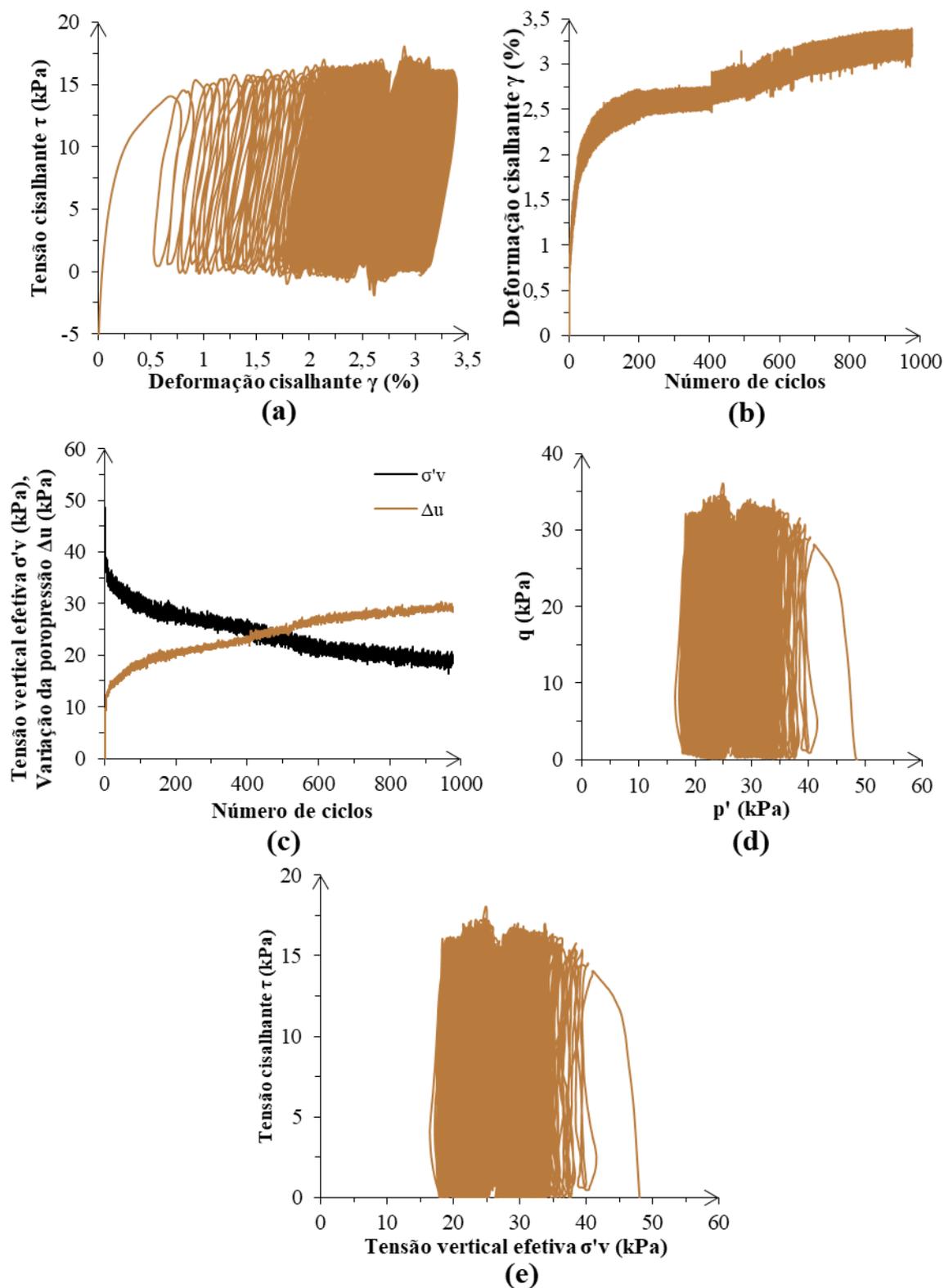


Figura 4.10. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b)

deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

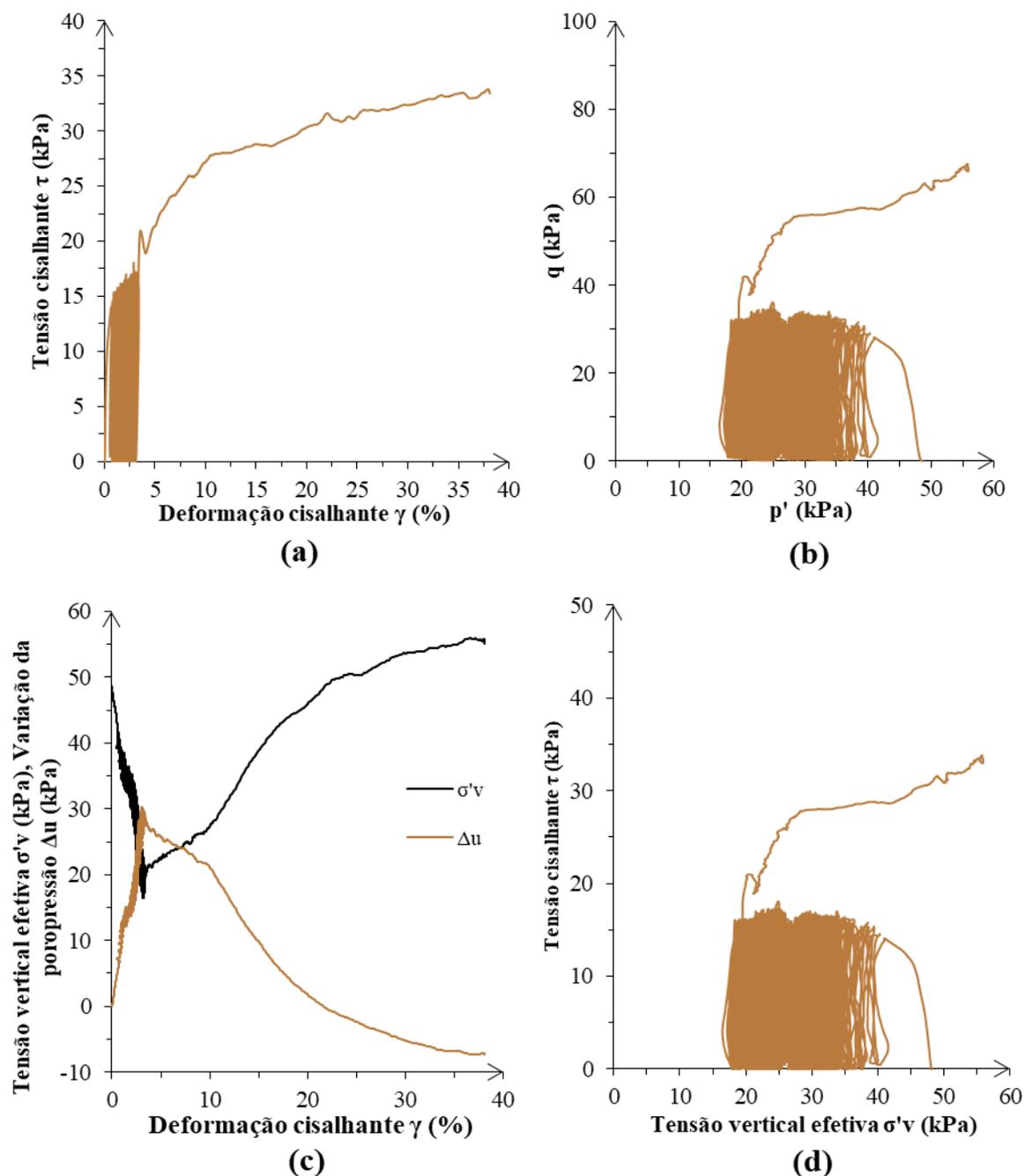


Figura 4.11. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c) variação de poropressão e

tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

Um terceiro ensaio cíclico com uma tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa é ilustrado na Figura 4.12, com uma tensão cisalhante cíclica máxima de 10 kPa, o equivalente a uma relação $\tau_{\text{máx}} / \sigma'_{\text{vi}}$ de 0,2. Em (a) é exposta a curva tensão cisalhante por deformação cisalhante, em (b) a curva deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, em (c) a variação da poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, em (d) a trajetória de tensões no plano $p':q$ e finalmente em (e) a tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva.

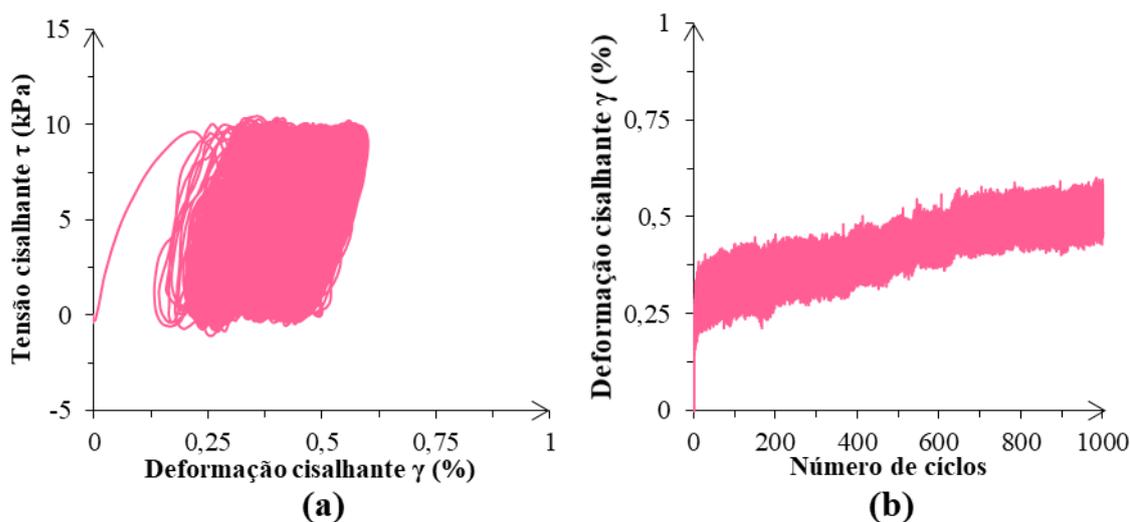
O ensaio realizado com uma tensão cisalhante cíclica máxima relativa a 20% σ'_{vi} alcançou um comportamento muito próximo do esperado, a julgar pelos demais ensaios cíclicos analisados. Observando a curva tensão cisalhante por deformação cisalhante exposta na Figura 4.12 (a), é possível notar que ao final de 1000 ciclos a deformação se resumiu a apenas aproximadamente 0,5% de deformação cisalhante. E embora o valor de deformação seja muito pequeno, ao analisar a Figura 4.12 (b), nota-se que a cada ciclo há uma acumulação de deslocamento, provando que grande parte da deformação é plástica.

Além disso, a Figura 4.12 (c) segue a tendência dos demais ensaios cíclicos executados no solo coesivo friccional de Passo Fundo, uma tendência contrátil com geração de poropressão positiva que conseqüentemente diminui a tensão vertical efetiva. Diferentemente dos demais, em razão do menor nível de deformação imposta, essa variação de poropressão não foi tão acentuada, mas seguiu tendo uma tendência crescente ao longo dos ciclos. A trajetória de tensões e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva, Figura 4.12 (d) e (e), demonstram comportamentos esperados para tensões cíclicas estáveis, uma média de tensões que tem uma pequena redução e variação a cada ciclo.

Em razão da pequena deformação ocorrida com os ciclos, também para o ensaio com $\tau_{\text{máx}} / \sigma'_{\text{vi}} = 0,2$ e $\sigma'_{\text{vi}} = 50$ kPa, posteriormente a aplicação de 1000 ciclos de 10 kPa, o ensaio foi conduzido a uma deformação monotônica pós-cíclica. O resultado deste ensaio está ilustrado na Figura 4.13, onde em (a) é ilustrada a curva de tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, em (b) a trajetória de tensões, em (c) a variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante e finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

A partir da análise da curva tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante pós-cíclica exposta na Figura 4.13 (a), nota-se a formação de um patamar de tensão constante para uma deformação entre 5% e 15%, mas posteriormente para maiores deformações há uma retomada do acréscimo de tensão, alcançando aproximadamente 38 kPa. Essa diferença pode ter ocorrido pela formação de um plano de cisalhamento que evitou um ganho de tensões até determinado nível de deformações, já que, no ensaio monotônico de $\sigma'_{vi} = 50$ kPa, percebeu-se que uma possível ruptura poderia ter ocorrido a este nível de deformação. Além disso, analisando a Figura 4.13 (c) após a finalização dos ciclos e a condução a um carregamento monotônico, há pouquíssima variação no valor da poropressão até uma deformação de aproximadamente 20%, quando então inicia uma queda e caracteriza a tendência expansiva do material.

Ainda, em relação a trajetória de tensões pós-cíclica e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva expostas na Figura 4.13 (b) e (d), inicialmente, enquanto não há significativa variação no valor da poropressão, ocorre um crescimento da tensão cisalhante sem variação significativa da média de tensões e da tensão vertical efetiva. Após um certo nível de tensão cisalhante, a tensão vertical efetiva inicia uma queda, enquanto há um pequeno aumento da tensão cisalhante, levando a curva a caminhar sobre uma possível envoltória de resistência pós-cíclica do material, assim como para o ensaio cíclico com $\tau_{m\acute{a}x} = 15$ kPa, ilustrado na Figura 4.11.



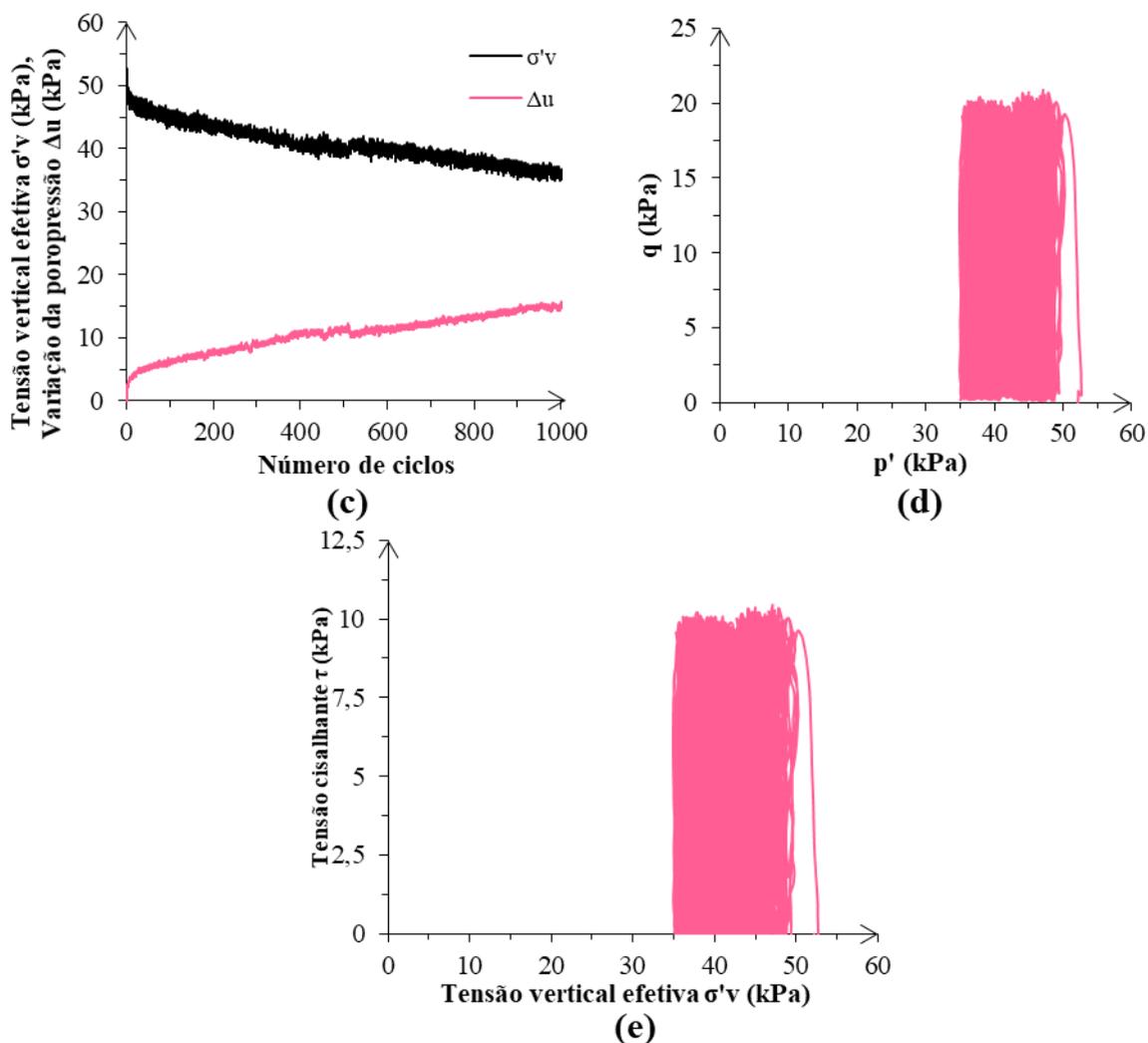


Figura 4.12 Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 20% $\sigma'v_i$.

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

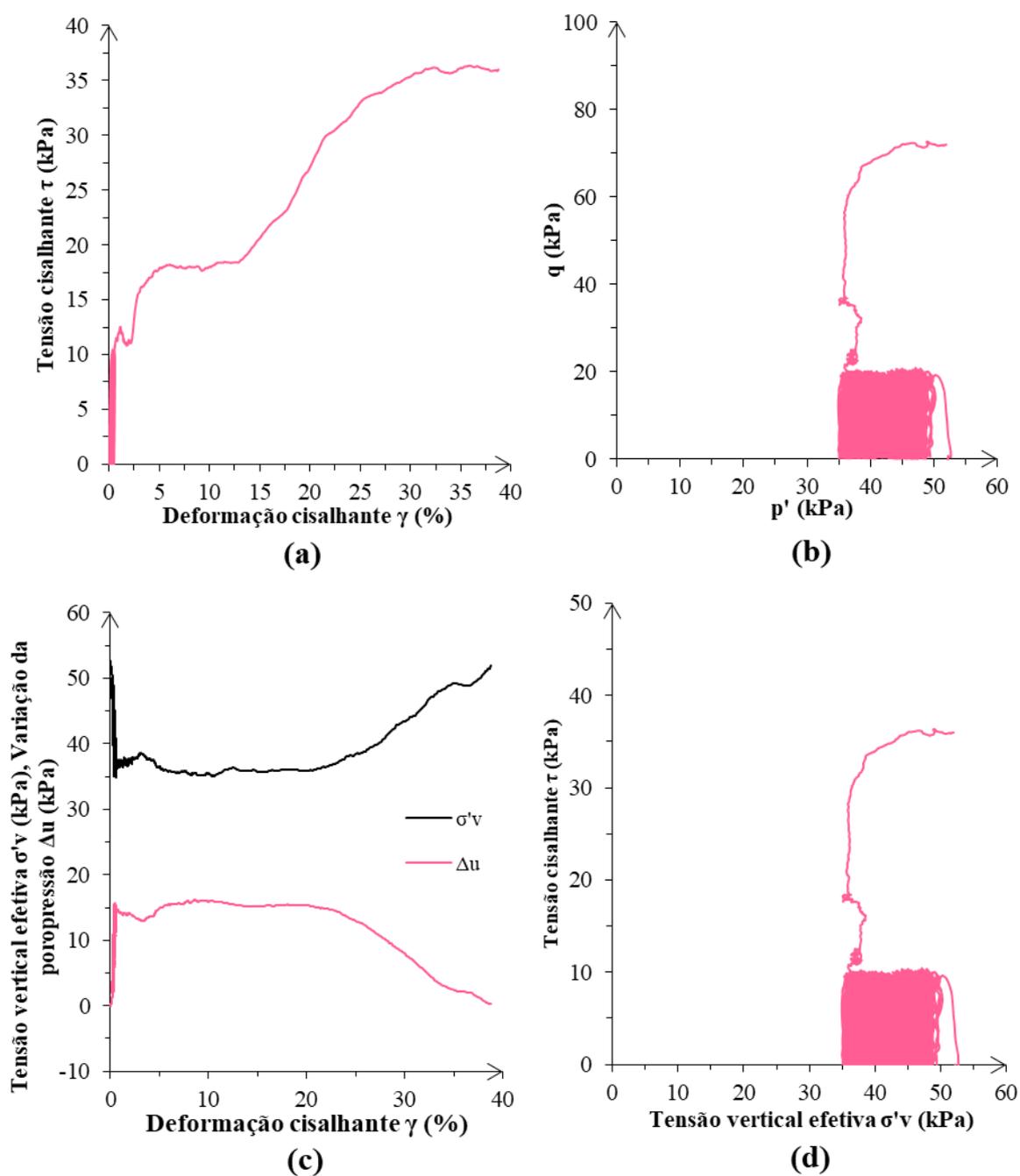


Figura 4.13. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e tensão cisalhante cíclica 20% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano (p' x q), (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

- **Ensaio *Simple Shear* Cíclicos sob tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa**

Com o objetivo de analisar também a influência da tensão vertical efetiva inicial no comportamento cíclico do solo coesivo friccional de Passo Fundo, realizou-se ensaios com as mesmas relações tensão cisalhante cíclica máxima por tensão vertical efetiva inicial, sob tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa. Neste caso, apenas as relações $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,4 e 0,3 foram ensaiadas, já que o equipamento não possuía elevado controle para níveis de tensão muito baixos.

Na Figura 4.14 é apresentada a resposta cisalhante cíclica do solo de Passo Fundo sob tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa, submetido a ciclos de 14 kPa, referente a uma relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,4. Em (a) é exposta a curva tensão cisalhante por deformação cisalhante, em (b) a curva deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, em (c) a variação da poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, em (d) a trajetória de tensões no plano $p':q$ e finalmente em (e) a tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva.

Analisando a curva tensão cisalhante por deformação cisalhante na Figura 4.14 (a), é possível perceber, que a mesma relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,4 para a tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa não foi suficiente para levar o corpo de prova a ruptura por grandes deformações, assim como ocorreu para a tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa. Com a aplicação de 1000 ciclos de 14 kPa, chegou-se a aproximadamente 2% de deformação. Além disso, quando analisa-se a Figura 4.14 (b), nota-se uma estabilização considerável dessas deformações ao passo que um maior número de ciclos foi aplicado. Após aproximadamente 300 ciclos, não há mais incrementos de deformação, chegando em uma condição de histerese, ainda não visualizada nos demais ensaios cíclicos sob tensão vertical efetiva inicial superior, 50 kPa.

Concordando com isso, a curva tensão vertical efetiva e variação de poropressão por número de ciclos, Figura 4.14 (c), também demonstra essa estabilidade após um dado número de ciclos, havendo pouquíssima variação, mantendo-se ambas em um patamar de variação com as aplicações cíclicas de tensão. As Figura 4.14 (d) e (e), apresentam uma pequena redução inicial da média de tensões e da tensão vertical efetiva, caracterizada pela maior deformação e geração de poropressão nos primeiros ciclos, e posteriormente, há um mantimento em uma histerese.

Da mesma forma que os demais ensaios cíclicos que não acumularam grandes deslocamentos após aplicação de 1000 ciclos, o ensaio sob tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e ciclos de

14 kPa, também foi conduzido a um ensaio monotônico pós-cíclico, como exposto na Figura 4.15. Em (a) é ilustrada a curva de tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, em (b) a trajetória de tensões, em (c) a variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante e finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

A partir da análise da curva tensão deformação cisalhante pós-cíclica exposta na Figura 4.15 (a), é possível perceber que a característica de não apresentar um pico de resistência é mantida. A tensão segue sendo mobilizada mesmo com a aplicação de grandes deslocamentos chegando a aproximadamente 32 kPa. Além disso, analisando a Figura 4.15 (c) após a finalização dos ciclos e a condução a um carregamento monotônico, a variação de poropressão iniciou um decréscimo menos acentuado até 10% de deformação, quando a tendência expansiva se mostrou mais representativa. Essa é uma evidência de que a formação de um plano de cisalhamento pode ter ocorrido sob esta faixa de deformação. Em relação a trajetória de tensões pós-cíclica e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva expostas na Figura 4.11 (b) e (d), há inicialmente um crescimento da tensão cisalhante com pequena variação da média de tensões e tensão vertical efetiva e posteriormente essas passam a aumentar conduzindo essas curvas também a uma possível envoltória de resistência pós-cíclica de solo ensaiado.

Um segundo ensaio cíclico foi realizado sob a mesma tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa, mas com uma tensão cíclica de 10,5 kPa, referente a uma relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,3. A Figura 4.16 apresenta a resposta cisalhante cíclica do solo de Passo Fundo submetido a este ensaio. Em (a) é exposta a curva tensão cisalhante por deformação cisalhante, em (b) a curva deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, em (c) a variação da poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, em (d) a trajetória de tensões no plano $p':q$ e finalmente em (e) a tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva.

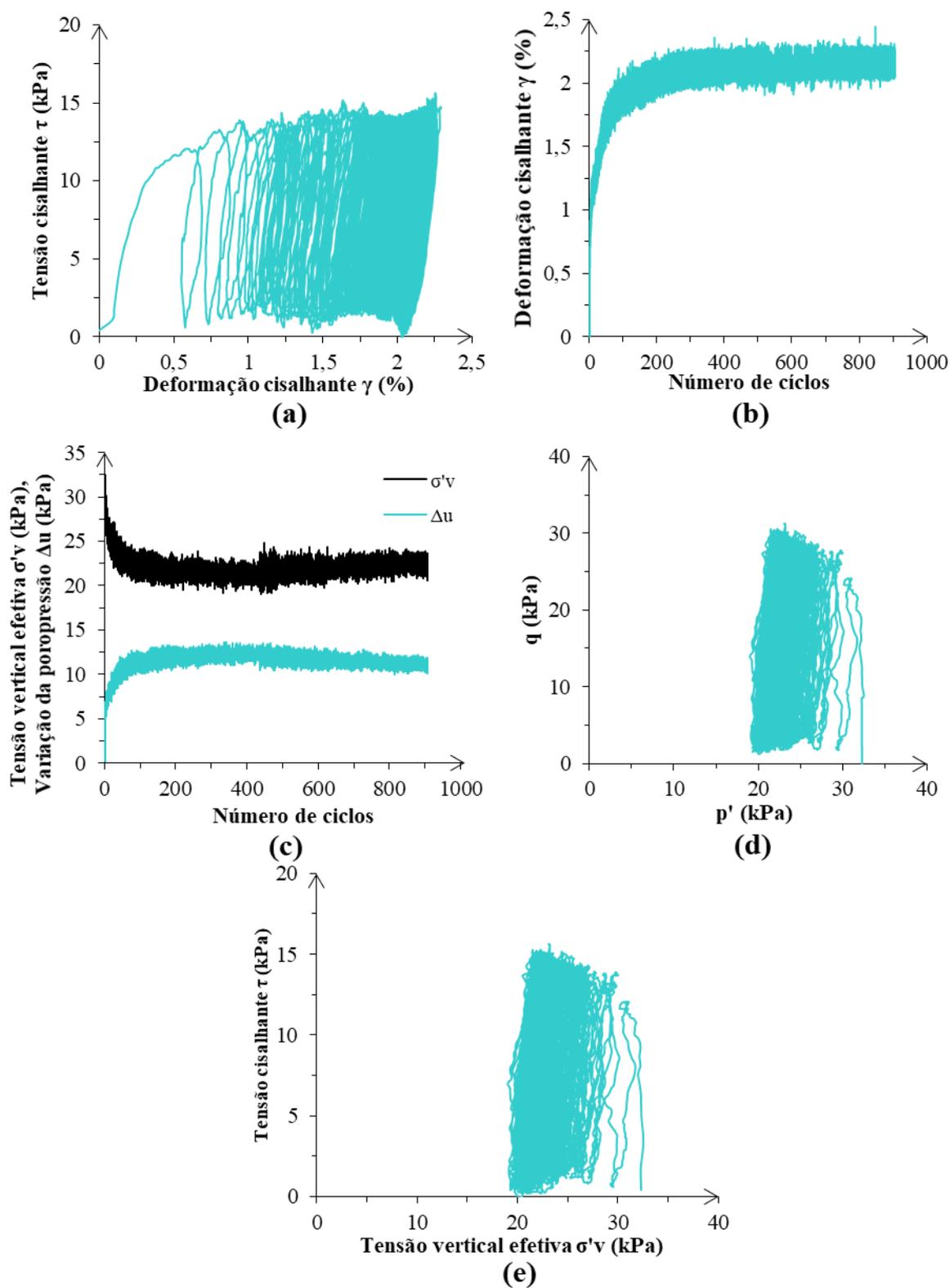


Figura 4.14 Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b)

deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

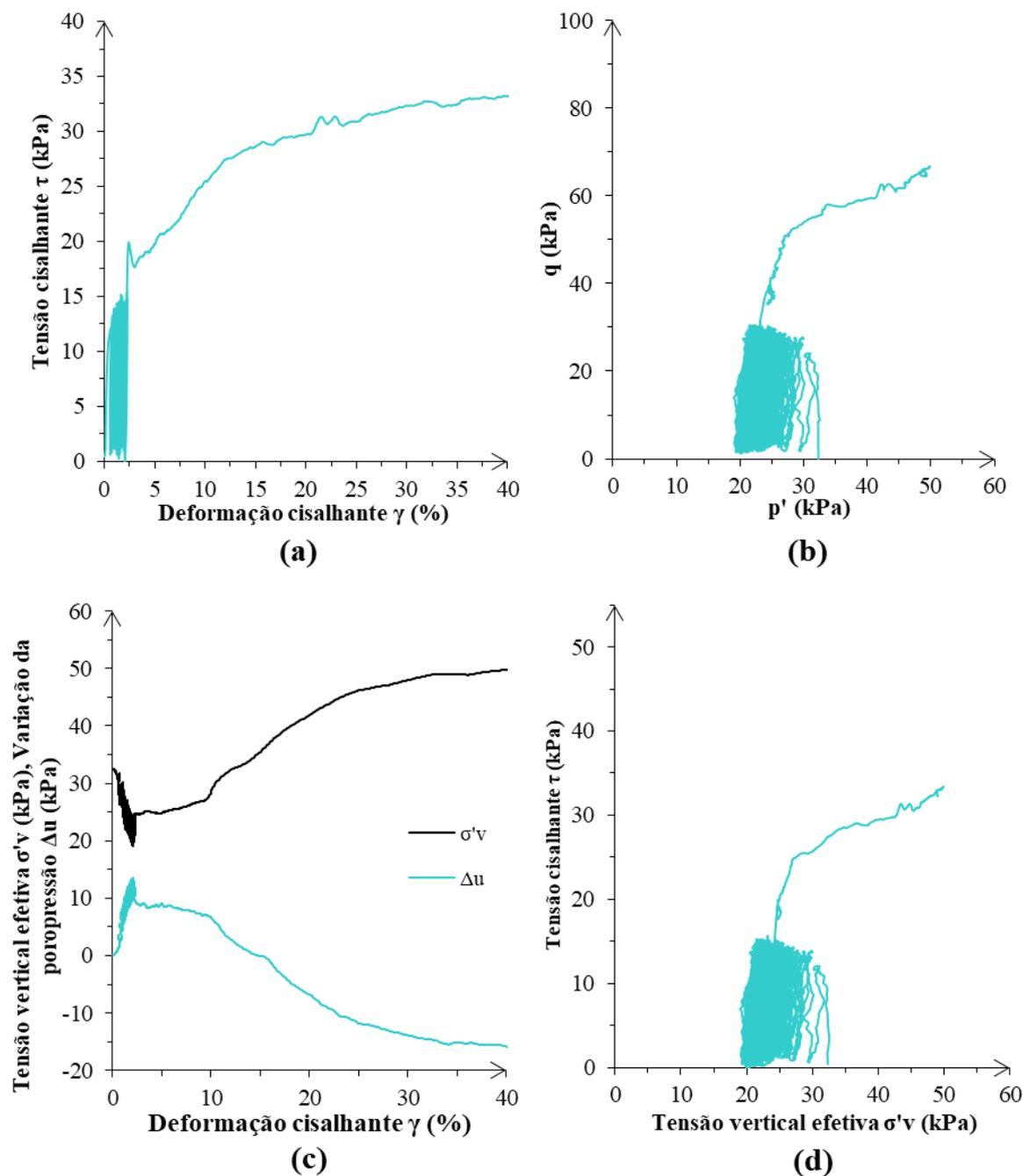


Figura 4.15. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão

cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

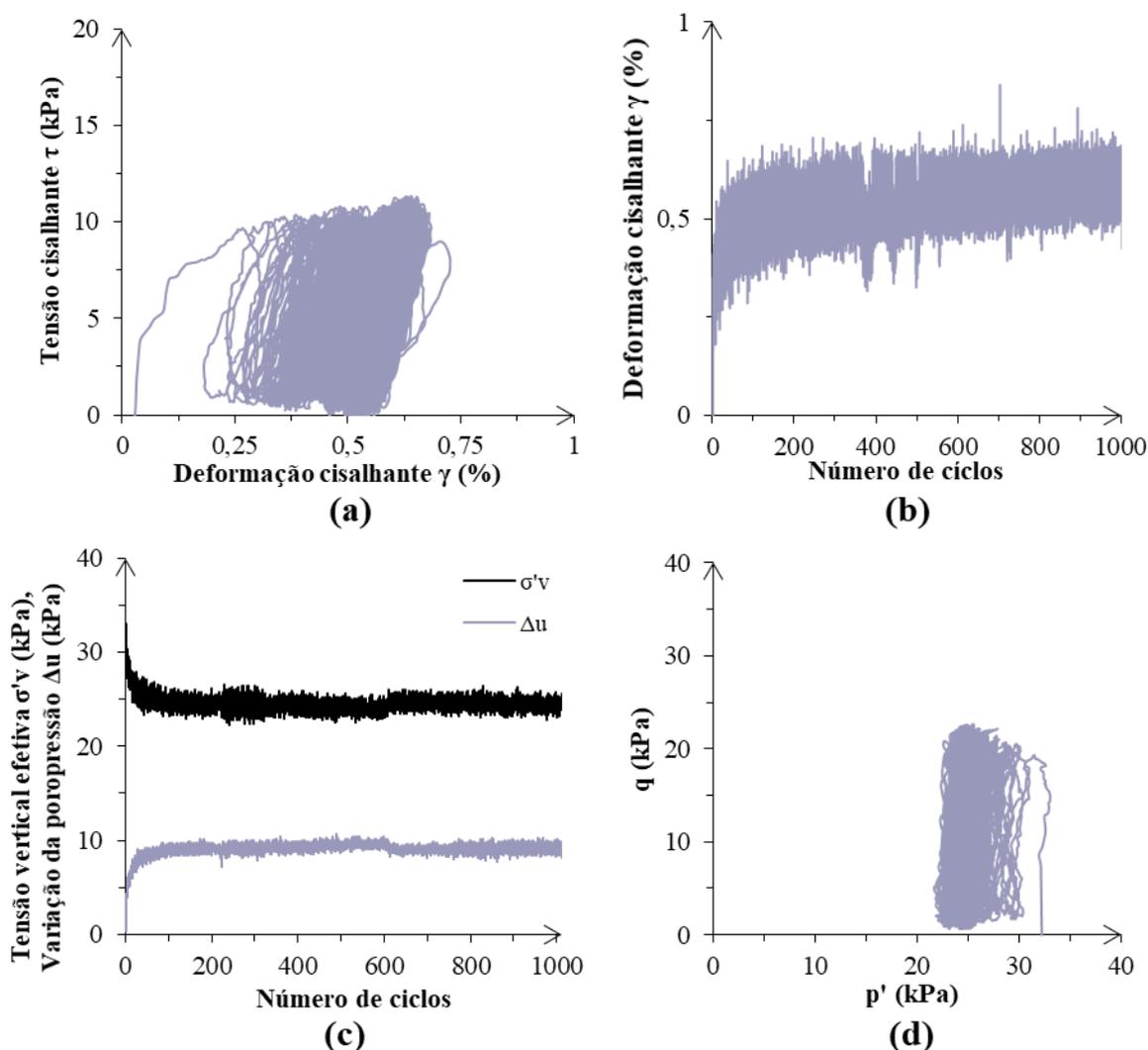
Ao analisar o resultado do ensaio, é possível perceber que a tendência se mantém em relação ao ensaio com a mesma tensão efetiva inicial e relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ superior. A partir da Figura 4.16 (a), percebe-se que os ciclos com $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,3, geraram muito menos deslocamento para uma σ'_{vi} de 35 kPa, em relação a de 50 kPa. Ao final de 1000 ciclos, houve uma geração de apenas aproximadamente 0,6% de deformação, enquanto que para o ensaio com tensão vertical efetiva de 50 kPa e mesma relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ a deformação chegou a 3%. Além disso, analisando a Figura 4.16 (b), percebe-se que os ciclos chegaram a um patamar de estabilidade em relação a geração de deformação, a partir de aproximadamente 200 ciclos, não houve acréscimo de deformação com a aplicação das tensões cíclicas, chegando a uma histerese.

Além disso, quando analisadas as curvas de variação de poropressão e de tensão vertical efetiva por número de ciclos, Figura 4.16 (c), ambas também se mantêm em um patamar sem grandes variações após aproximadamente 200 ciclos. Semelhantes informações podem ser obtidas a partir da análise das trajetórias nas Figura 4.16 (d) e (e). Embora haja uma diminuição no valor da média de tensões e da tensão vertical efetiva, é muito mais acentuada nos primeiros ciclos, mantendo-se em uma pequena variação em função da aplicação das tensões cíclicas, mas sem acréscimos ou decréscimos significativos até completar os 1000 ciclos.

De maneira similar, o ensaio foi conduzido posteriormente a aplicação dos ciclos a uma deformação monotônica pós-cíclica. A resposta do solo a este carregamento pode ser visualizada na Figura 4.17, onde em (a) é ilustrada a curva de tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, em (b) a trajetória de tensões, em (c) a variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante e finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

A partir da análise da curva tensão deformação cisalhante pós-cíclica exposta na Figura 4.17 (a), é possível perceber que a curva não apresenta pico e a tensão segue sendo mobilizada até um valor de aproximadamente 35 kPa. Além disso, analisando a Figura 4.17 (c) após a finalização dos ciclos e a condução a um carregamento monotônico, possivelmente em função da baixa deformação ocorrida pelos ciclos, ainda ocorre um pequeno aumento no valor da

poropressão para posteriormente desenvolver uma tendência expansiva e geração de poropressão negativa, que conseqüentemente aumenta o valor da tensão vertical efetiva. Em relação a trajetória de tensões pós-cíclica e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva expostas na Figura 4.17 (b) e (d), ainda nota-se uma redução da média de tensões, em função do crescimento da poropressão, para posteriormente haver um aumento e uma tendência a curva encontrar uma possível envoltória de resistência pós-cíclica.



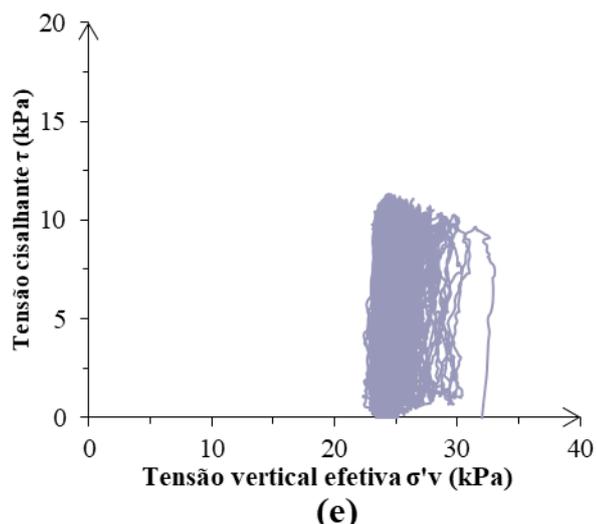
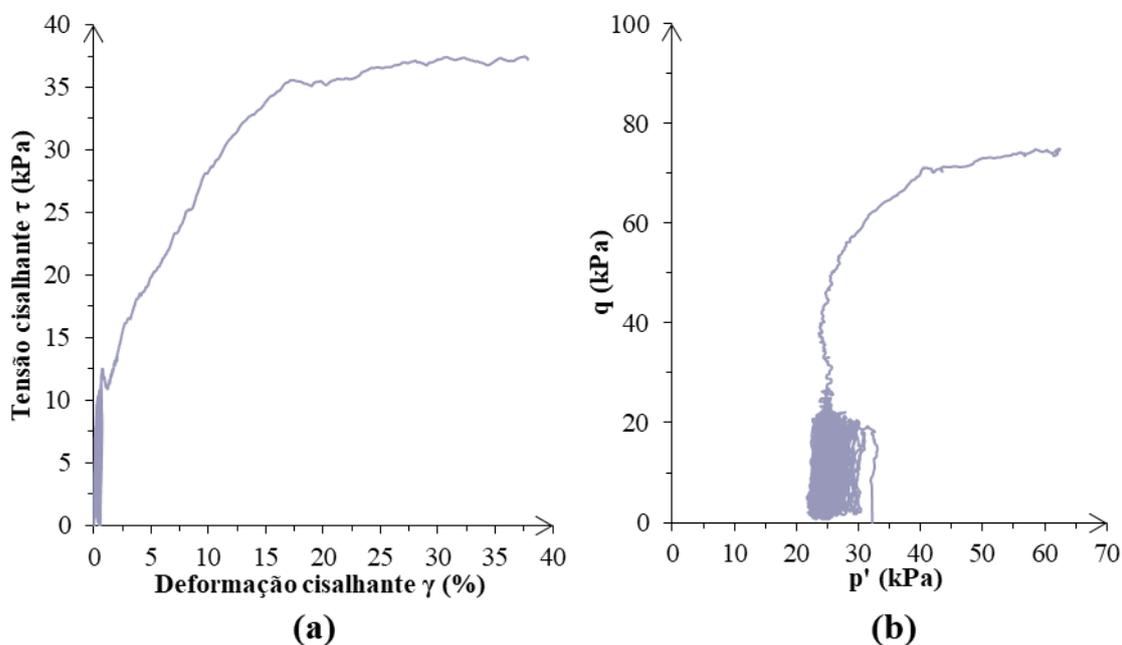


Figura 4.16. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano (p' x q) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.



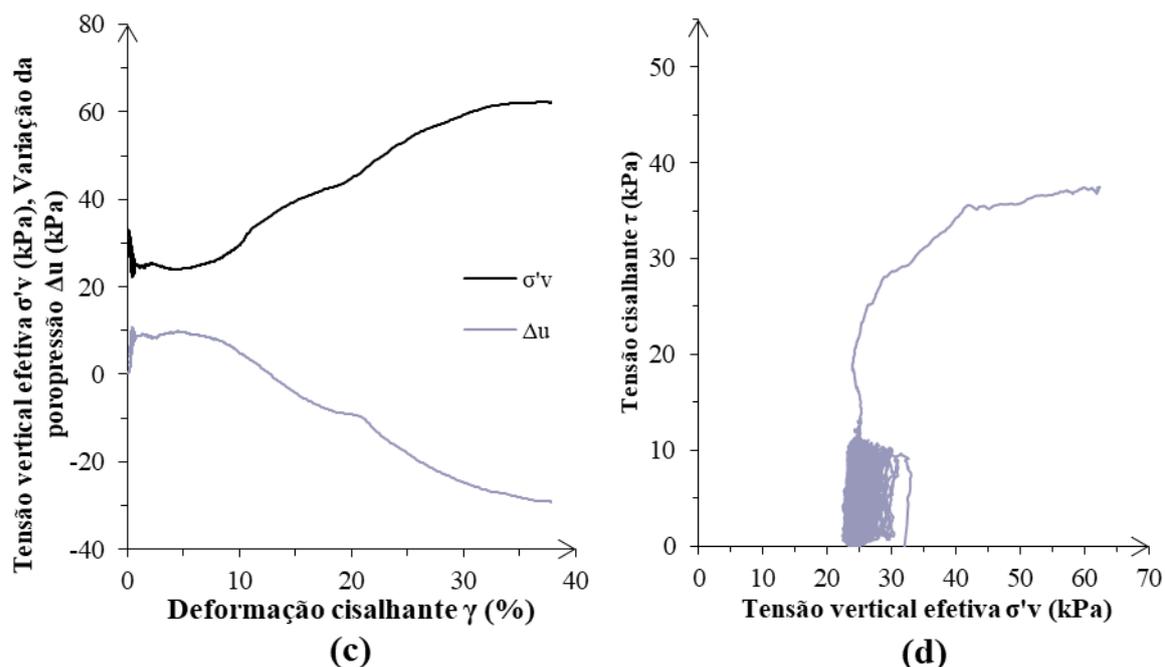


Figura 4.17. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa e tensão cisalhante cíclica 30% σ'_{vi} . (a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

- **Ensaio *Simple Shear* Cíclico sob tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa**

Ainda com o objetivo de analisar a influência da tensão vertical efetiva inicial no comportamento cíclico do solo coesivo friccional de Passo Fundo, realizou-se um ensaio sob tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa e tensão cisalhante cíclica máxima de 8 kPa. Essa tensão, representa uma relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,4, e foi o único ensaio com essa tensão vertical efetiva inicial possível de realizar no equipamento, dada dificuldade de controle para níveis baixos de tensão. O resultado do ensaio pode ser visualizado na Figura 4.18, em que, em (a) é exposta a curva tensão cisalhante por deformação cisalhante, em (b) a curva deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, em (c) a variação da poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, em (d) a trajetória de tensões no plano $p':q$ e finalmente em (e) a tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva.

A partir da análise desse resultado é possível perceber que, mesmo sendo uma porcentagem significativa da tensão vertical efetiva inicial do ensaio, a tensão cíclica máxima não foi responsável por gerar uma ruptura ou se quer, significativas deformações. Depois da aplicação de 1000 ciclos de 8 kPa, acumulou-se apenas 0,25% de deformação, conforme visualizado na Figura 4.18 (a). Além disso, na Figura 4.18 (b), fica claro que a deformação causada pela aplicação da carga, além de muito pequena, ainda é bastante estável e não apresenta crescimento com os ciclos, alcançando o valor final já nos primeiros ciclos e deixando de ter variações significativas nos demais.

Seguindo a mesma tendência, na Figura 4.18 (c) é possível ver a estabilidade da variação da poropressão e da variação da tensão vertical efetiva também ao longo dos ciclos. Pouquíssima variação pôde ser observada, mantendo ao final dos ciclos, uma tensão vertical efetiva muito próxima da inicial. Em relação a trajetória de tensões e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva, nota-se baixa variação no valor da média de tensões e a tensão cisalhante é alcançada com facilidade, sem custos de grandes deformações ou variação de poropressão.

Posteriormente a aplicação dos ciclos, o ensaio foi – seguindo o padrão estabelecido – conduzido a uma deformação monotônica pós-cíclica. O resultado pode ser visualizado na Figura 4.19 onde, em (a) é ilustrada a curva de tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, em (b) a trajetória de tensões, em (c) a variação de poropressão e tensão vertical efetiva por deformação cisalhante e finalmente, em (d) a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

A partir da análise da curva tensão deformação pós-cíclica exposta na Figura 4.19 (a), é possível perceber que a curva não apresenta pico e a tensão segue sendo mobilizada e crescendo ao longo da deformação. Além disso, analisando a Figura 4.19 (c) após a finalização dos ciclos e a condução a um carregamento monotônico, a poropressão se mantém até uma deformação de aproximadamente 5%, quando posteriormente passa a desenvolver uma tendência expansiva e geração de poropressão negativa, que conseqüentemente aumenta o valor da tensão vertical efetiva consideravelmente. Em relação a trajetória de tensões pós-cíclica e a curva tensão cisalhante por tensão vertical efetiva expostas na Figura 4.19 (b) e (d), há um crescimento constante da tensão cisalhante, quando posteriormente há um aumento na média de tensões e tensão vertical efetiva que leva a curva encontrar uma possível envoltória de resistência pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo.

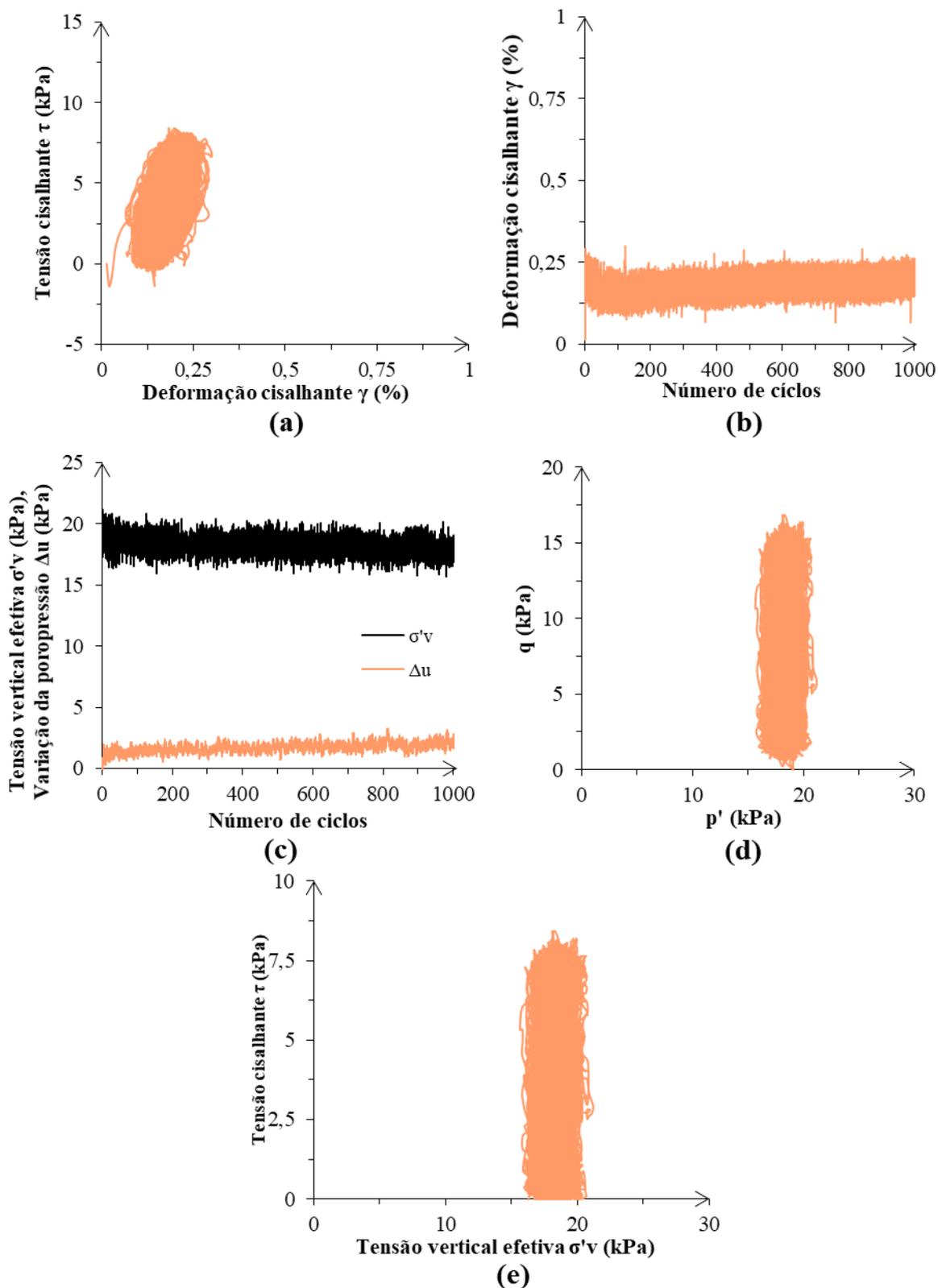


Figura 4.18. Resposta cisalhante cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) deformação cisalhante em relação ao número de ciclos, (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação ao número de ciclos, (d) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$) e (e) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

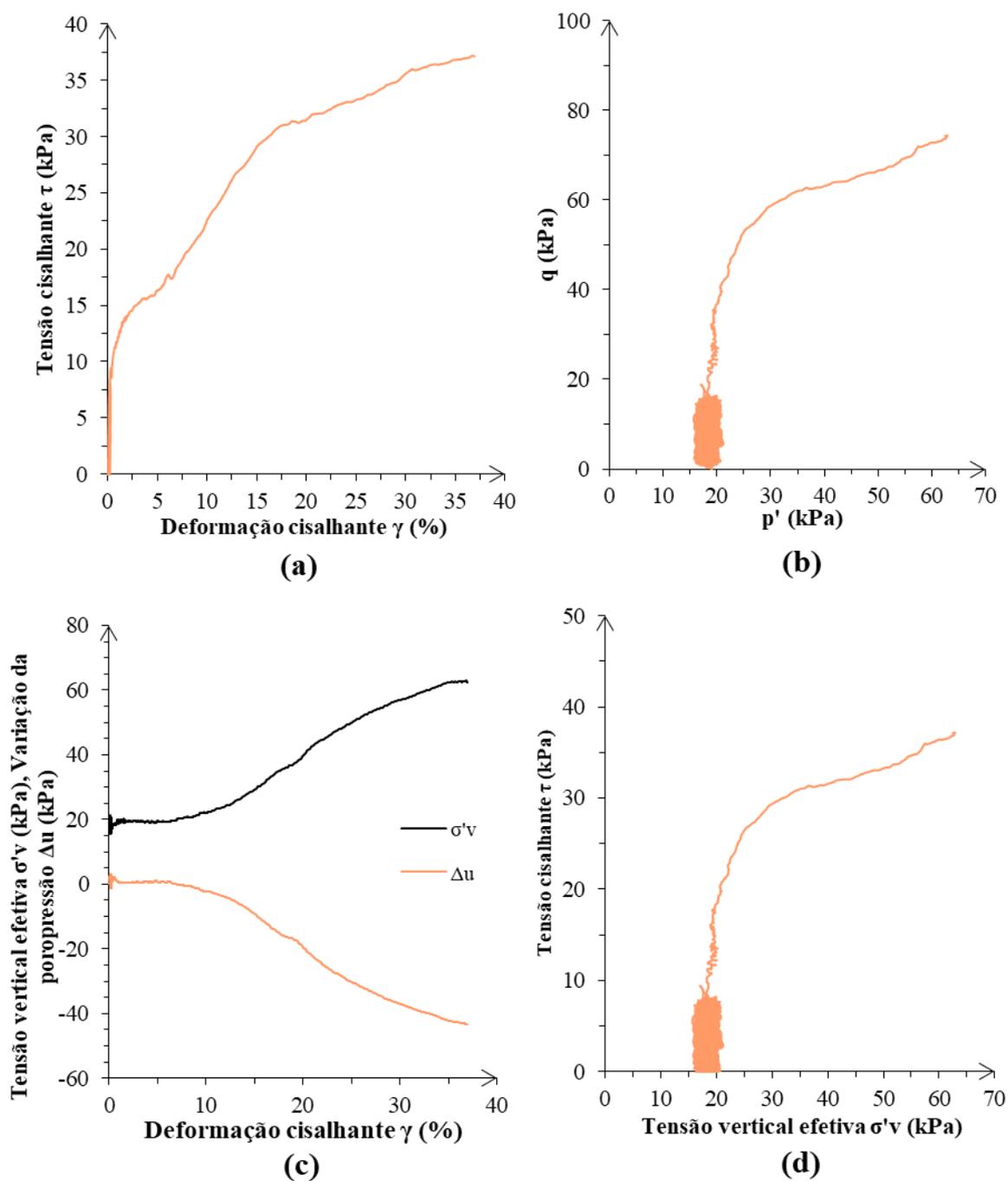


Figura 4.19. Resposta cisalhante pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo com tensão vertical efetiva inicial de 20 kPa e tensão cisalhante cíclica 40% σ'_{vi} .

(a) Tensão cisalhante em relação a deformação cisalhante, (b) trajetória de tensões no plano ($p' \times q$), (c) variação de poropressão e tensão vertical efetiva em relação a deformação cisalhante, (d) tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva.

- **Análise comparativa do comportamento cíclico**

Para uma análise comparativa dos comportamentos cíclicos observados nos diversos ensaios previamente expostos, foi realizada uma normalização das tensões cíclicas máximas em cada ciclo ($\tau_{\text{máx}}$) pela tensão vertical efetiva inicial do ensaio (σ'_{vi}). Com o objetivo de relacionar a deformação cisalhante com o número de ciclos de cada ensaio, uma curva é ajustada para cada relação $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$. A Figura 4.20 agrupa os resultados dos ensaios realizados com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa, onde em (a) são expostos os resultados considerando o máximo de deformação cisalhante atingida e em (b) uma ênfase nas menores deformações.

Realizando uma análise dos resultados agrupados, é possível perceber de forma evidente, que quanto maiores as tensões cíclicas máximas, maiores são os níveis de deformação. Além disso, quando é notada uma instabilidade da tensão cíclica, como é o caso da razão $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$ de 0,4 para a tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa, ao longo dos ciclos a degradação torna-se mais evidente. Já no caso dos ciclos que não causaram deformações tão acentuadas, essa característica não é notada, tendo um aumento aproximadamente linear de deformação ao longo dos 1000 ciclos aplicados. Além disso, vale ressaltar, que todos os ensaios partem de um valor inicial considerável de deformação resultante do primeiro ciclo, sendo este possivelmente responsável por uma quebra inicial de parte da estrutura cimentada do solo e conseqüentemente deformações plásticas relativamente significativas.

A Figura 4.21 possibilita expandir análise, já que, demonstra os resultados da relação entre deformação cisalhante por número de ciclos para os ensaios com diferentes relação $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$ e com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa. Assim como observado para a demais tensões verticais efetivas iniciais estudadas, fica claro na análise conjunta, que maiores tensões cisalhantes cíclicas conferem ao ensaio uma deformação mais acentuada. Neste caso, dado que, ambas as relações não levaram a deslocamentos amplos, não foi observado um crescimento acentuado das deformações com o número de ciclos, ao contrário, na relação $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$ de 0,4, após 200 ciclos, alcançou-se uma considerável estabilização, sem ocorrência de demais deformações plásticas, possivelmente caracterizando uma histerese. Já o ensaio com $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$

de 0,3, em função das deformações mais baixas ocorridas, não foi possível observar com clareza essa característica.

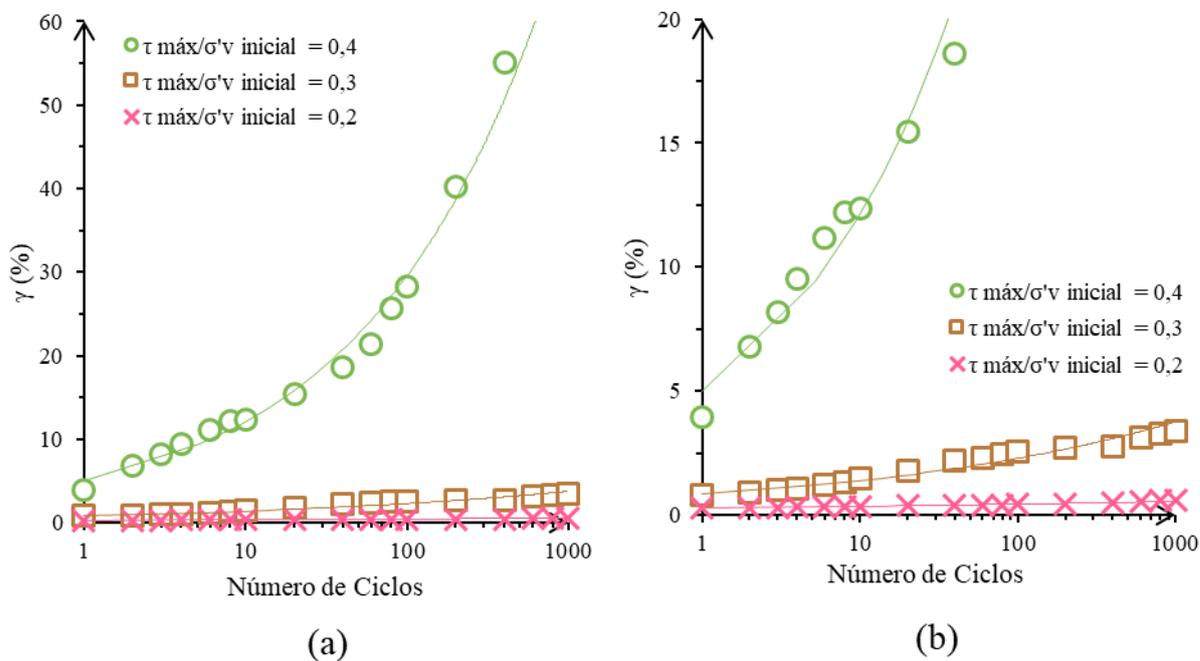


Figura 4.20. Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa para cada razão tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$.

Em (a) resultados completos e em (b) ênfase nas menores deformações.

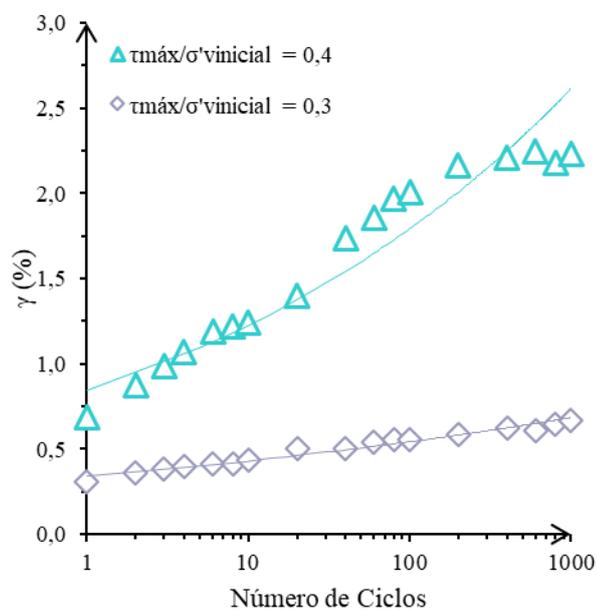


Figura 4.21. Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios sob tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa para cada razão tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$.

Uma análise acerca da influência do valor da tensão vertical efetiva inicial do comportamento cíclico das amostras de solo pode ser realizada através das Figuras Figura 4.22 e Figura 4.23. Na Figura 4.22 são apresentados os ensaios com relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,4 para as três tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas, 20, 35 e 50 kPa. Já na Figura 4.23 são apresentados os resultados para a relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ de 0,3, para as duas tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas 35 e 50 kPa.

A partir dos resultados é possível perceber que mesmo com uma relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$ idêntica há uma variação muito significativa dos comportamentos. Os ensaios realizados com tensões verticais efetivas iniciais mais altas, acumulam uma maior deformação ao longo dos ciclos, obtendo a mesma tendência para ambas as relações $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$. Vale ressaltar, que para manter a mesma relação $\tau_{m\acute{a}x}/\sigma'_{vi}$, além da tensão vertical efetiva inicial variar, também se modifica a tensão cisalhante cíclica máxima, o que acaba por resultar em uma sobreposição de efeitos dessas duas variáveis.

Resultados semelhantes foram apresentados por Festugato (2011) ao ensaiar um resíduo de mineração cimentado e reforçado com fibras. Espera-se que esta tendência seja mais pronunciada em solos cimentados, natural ou artificialmente. Nestes casos, a influência da tensão de confinamento não é tão acentuada, especialmente no caso dela ser baixa o suficiente para evitar quebra da estrutura já durante a consolidação. Dessa forma, o que governa o comportamento cíclico do material é principalmente a tensão cisalhante cíclica máxima a que o solo é exposto. A menor influência da tensão vertical efetiva inicial já havia sido constatada nos ensaios monotônicos, quando a tensão cisalhante máxima alcançada para σ'_{vi} de 35 e 50 kPa, foram muito próximas.

Reiterando essa explicação, é possível comparar os ensaios cíclicos realizados com tensões cisalhantes cíclicas máximas próximas, mas com tensões verticais efetivas distintas. Comparando os resultados expostos na Figura 4.10 e Figura 4.14, os qual apresentam tensão cisalhante cíclica máxima de 15 kPa e 14 kPa e tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e 35

kPa, respectivamente e os expostos nas Figura 4.12 e Figura 4.16 que apresentam tensão cisalhante cíclica máxima de 10 kPa e 10,5 kPa e tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e 35 kPa, respectivamente. Nas duas duplas de ensaios os níveis de deformação foram relativamente muito próximos, para a primeira o ensaio exposto na Figura 4.10 alcançou 3,3% de deformação e o exposto na Figura 4.14 uma deformação cisalhante de 2,2%. Já em relação a segunda, o ensaio apresentado na Figura 4.12 alcançou 0,5% de deformação e o apresentado na Figura 4.16 obteve uma deformação cisalhante de 0,6%.

A partir dessas informações, é possível perceber que os níveis de deformações cíclicas alcançados por ensaios com diferentes tensões verticais efetivas iniciais, mas semelhantes tensões cisalhantes cíclicas máximas, é muito próximo. Salvo as pequenas diferenças entre as tensões cíclicas máximas impostas, o que pôde concluir-se é que esta variável tem muito efeito e importância no comportamento quando a deformabilidade das amostras de solo submetidas a carregamentos cíclicos. Vale novamente ressaltar, que é possível que este comportamento seja significativamente influenciado pela cimentação natural do solo e sua integridade ao serem aplicados ciclos de tensão, assim sendo, qualquer material ou condição de ensaio que se distancie destas características pode ter um comportamento muito distinto.

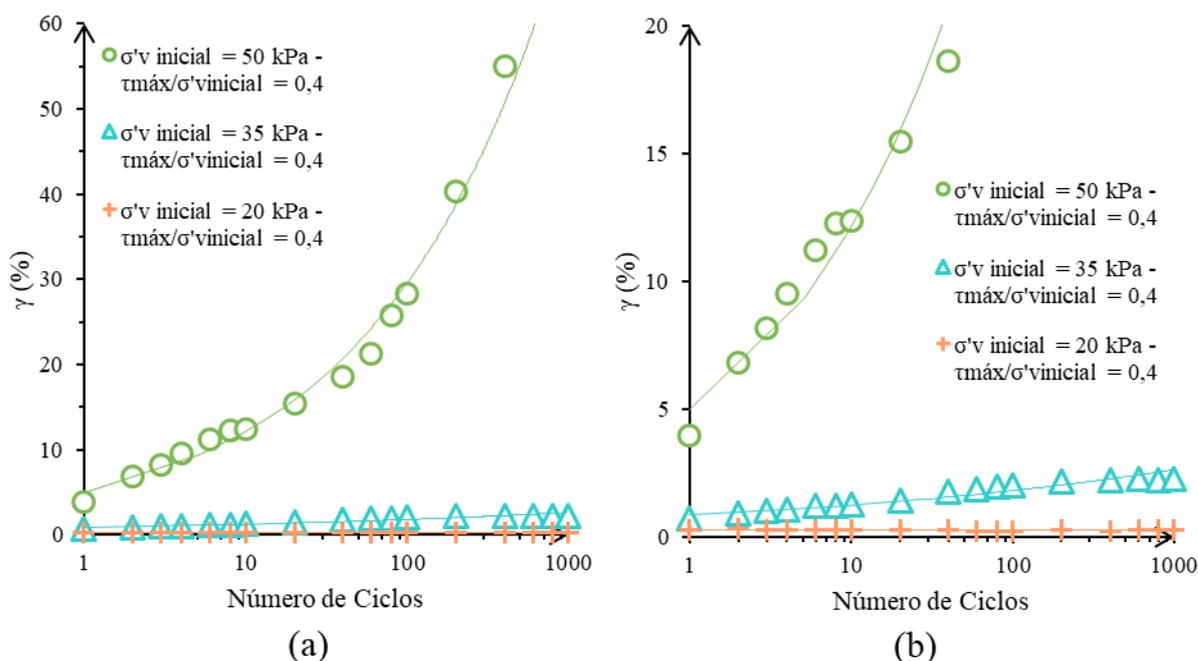


Figura 4.22. Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios com razão tensão cisalhante cíclica máxima e tensão

vertical efetiva inicial $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$ de 0,4 sob tensões verticais efetivas iniciais de 20, 35 e 50 kPa. Em (a) resultados completos e em (b) ênfase nas menores deformações.

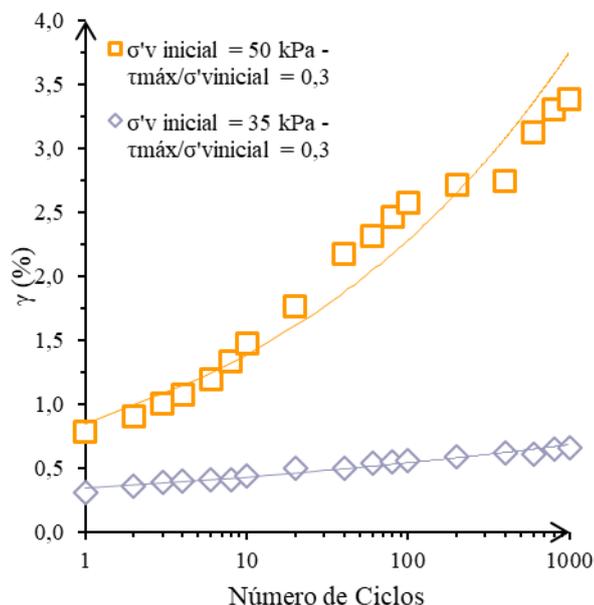


Figura 4.23 Deformação cisalhante em relação ao número de ciclos em ensaios com razão tensão cisalhante máxima e tensão vertical efetiva inicial $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$ de 0,3 sob tensões verticais efetivas iniciais de 35 e 50 kPa.

- **Análise comparativa da rigidez cisalhante cíclica**

A partir dos resultados de ensaios *simple shear* cíclicos, a análise de rigidez do solo coesivo friccional de Passo Fundo função do número de ciclos pode ser realizada através do módulo cisalhante, G , definido pela razão entre a amplitude das tensões cisalhantes, $(\tau_{\text{máx}} - \tau_{\text{min}})$, e a amplitude das deformações cisalhantes $(\gamma_{\text{máx}} - \gamma_{\text{min}})$, em cada ciclo. Para relacionar o módulo cisalhante, G , com o número de ciclos, foram distinguidos os resultados para cada razão entre tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{vi}$, aplicada e também diferenciando as tensões verticais efetivas iniciais dos ensaios. A Figura 4.24 apresenta os resultados de módulo cisalhante por número de ciclos, para os ensaios *simple shear* cíclicos realizados sob (a) tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e (b) tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa.

A partir dos resultados é possível verificar, que quando maior a tensão cisalhante cíclica máxima aplicada, menor torna-se o valor do módulo cisalhante. Essa característica é esperada, já que, a maiores tensões e deformações impostas, há uma perda de rigidez do material mais acentuada, em função principalmente de uma quebra da estrutura naturalmente cimentada do solo. Em contrapartida, o comportamento evolutivo da rigidez conforme o número de ciclos, difere-se em parte do observado por demais autores na bibliografia, que pode ser explicado em função da relativamente baixa cimentação (FESTUGATO, 2011; PUECH & GARNIER, 2017).

No decorrer dos ciclos não é possível notar uma degradação da rigidez cíclica, com exceção do ensaio de tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e razão $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{\text{vi}}$ de 0,4 que levou a uma ruptura cíclica. O valor do módulo cisalhante para todas demais amostras mantém-se em uma faixa ao longo dos ciclos, sendo esta consideravelmente superior ao módulo obtido no primeiro ciclo. Embora não seja o comportamento mais comum, já que se espera uma degradação da rigidez ao longo dos ciclos, esse comportamento é esperado quando já se realizou uma análise detalhada do resultado dos ensaios. Por se tratar de um solo naturalmente estruturado, composto por uma cimentação muito fraca, há uma tendência de quebra ou degradação da estrutura mesmo com aplicação de pequenos deslocamentos. Dessa forma, ao aplicar os primeiros ciclos, já há uma quebra inicial desta cimentação que causa a maior parte da deformação resultante do ensaio cíclico. Após essa quebra inicial, pouca deformação adicional plástica ocorre nos demais ciclos, fazendo com que, a rigidez torne-se mais acentuada, quando calculada individualmente para cada ciclo.

Semelhante resultado e análise pode ser realizada a partir da Figura 4.25 que diferencia os resultados pela razão entre tensão cisalhante cíclica máxima e tensão vertical efetiva inicial, no qual em (a) apresenta-se $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{\text{vi}}$ de 0,4 e em (b) $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{\text{vi}}$ de 0,3. A partir desses resultados é possível perceber que conforme aumenta-se o valor da tensão vertical efetiva inicial, o valor do módulo cisalhante diminui. Isso pode parecer controverso quando comparado com os resultados monotônico, onde o aumento do confinamento causou aumento no valor da rigidez. Mas vale ressaltar que, para manter a mesma relação $\tau_{\text{máx}}/\sigma'_{\text{vi}}$ o valor da tensão cisalhante cíclica máxima também é aumentado, e portanto, no caso dos ensaios com maiores tensões verticais efetivas iniciais o valor da tensão cisalhante cíclica máxima também é maior. Dessa forma, há novamente uma sobreposição de efeitos e, neste caso, o aumento no valor da tensão cisalhante cíclica, mostrou-se mais atuante, fazendo com que resultassem em valores menores de módulo cisalhante conforme a mesma era aumentada.

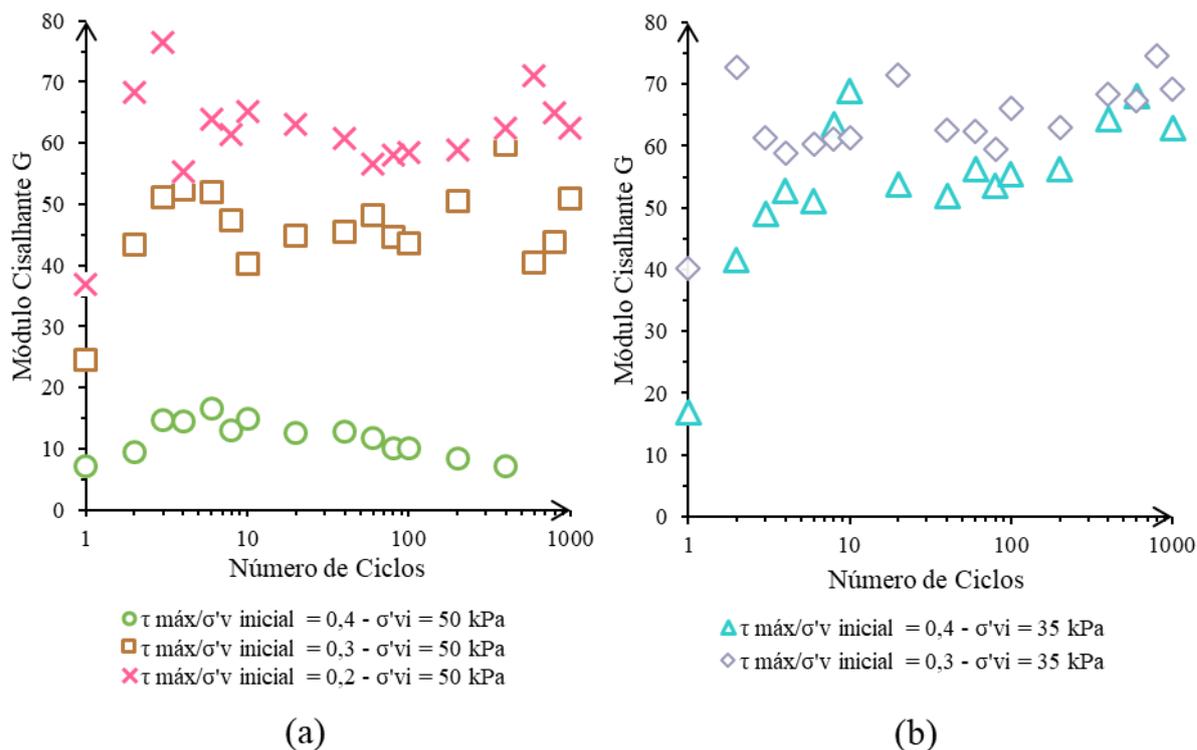


Figura 4.24. Módulo cisalhante, G , em relação ao número de ciclos em ensaios cíclicos em (a) com tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa e, em (b) com tensão vertical efetiva inicial de 35 kPa.

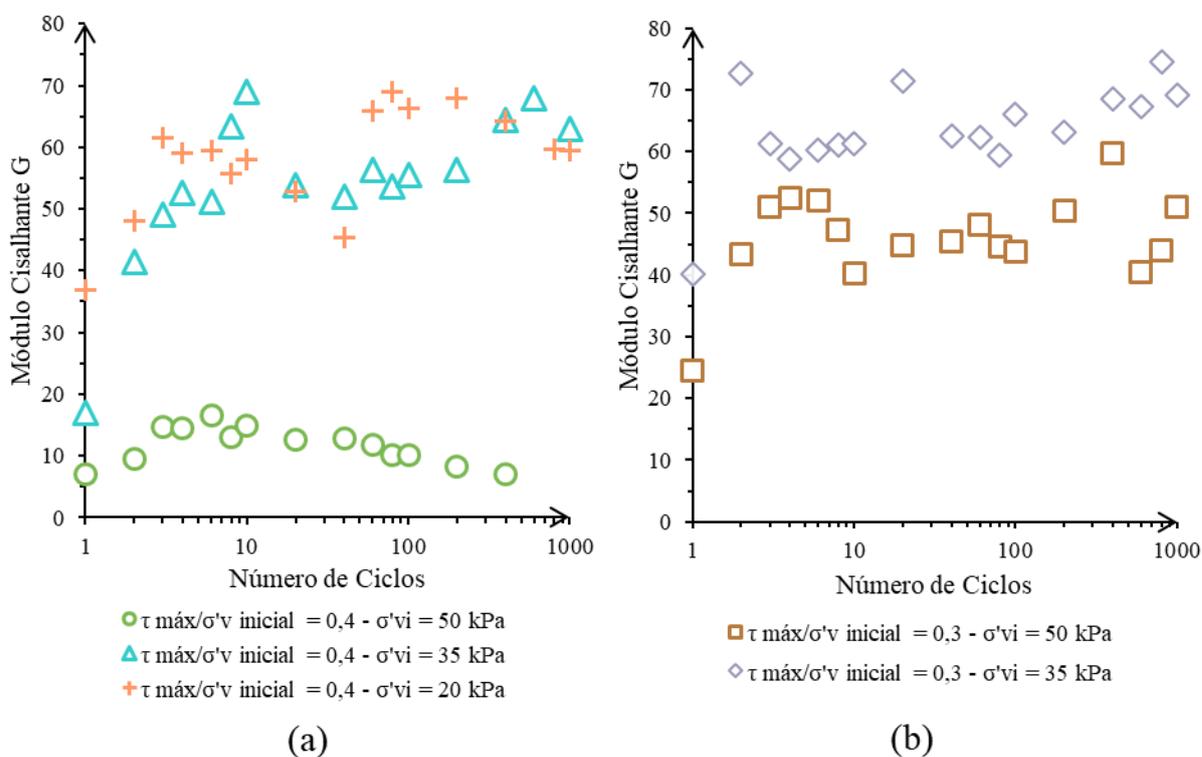


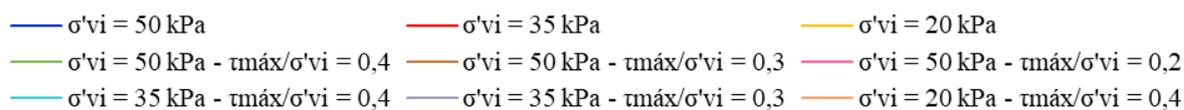
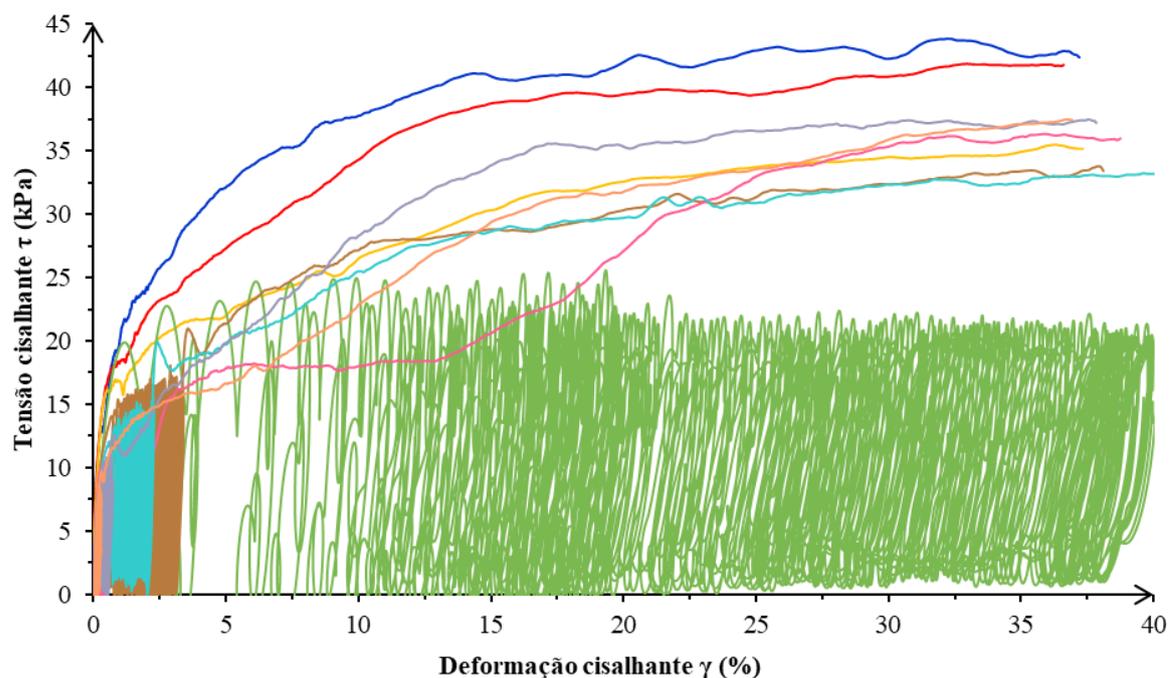
Figura 4.25. Módulo cisalhante, G , em relação ao número de ciclos em ensaios cíclicos em (a) com relação tensão cisalhante cíclica máxima por tensão vertical efetiva inicial de 0,4 e, em (b) com relação tensão cisalhante cíclica máxima por tensão vertical efetiva inicial de 0,3.

- **Análise comparativa do comportamento monotônico e pós-cíclico**

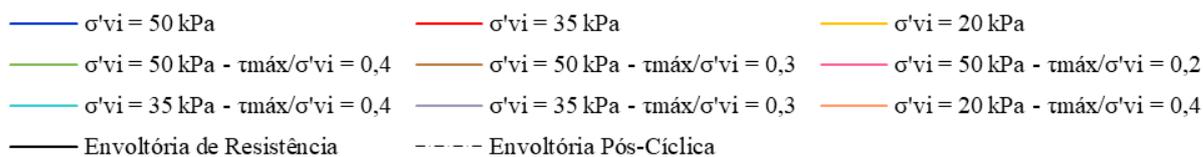
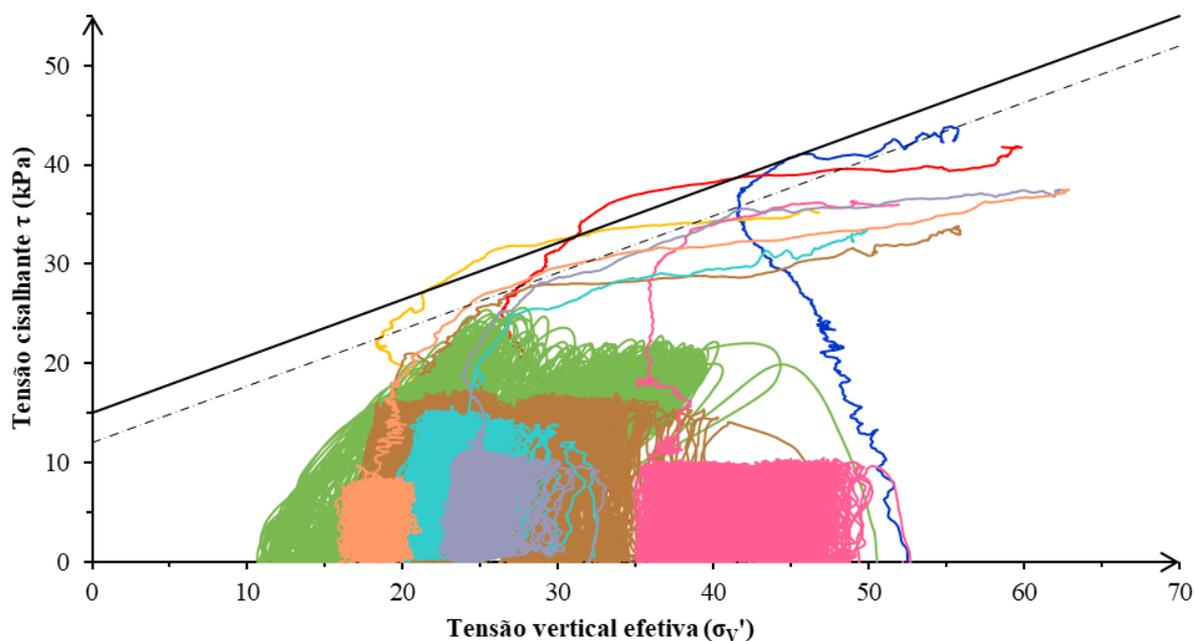
Para uma análise conjunta completa do comportamento das amostras de solo coesivo friccional de Passo Fundo, submetidas a ensaios *simple shear* monotônicos e cíclicos, apresenta-se de maneira agrupada todas as curvas tensão cisalhante, τ , em relação a deformação cisalhante, γ , na Figura 4.26 (a). Nota-se que, com exceção da amostra submetida a ciclos de 20 kPa, mesmo após a aplicação dos ciclos, a resistência pós-cíclica, atingiu um patamar de tensão cisalhante relativamente alto, sem degradação acentuada após grandes deformações. Além disso, o formato das curvas é próximo, não apresentando características de pico de tensão e ao final um limiar relativamente constante de tensão, conforme são impostos maiores deslocamentos.

Corroborando com essa afirmação, é possível analisar de forma conjunta, as trajetórias de tensão no plano, tensão cisalhante por tensão vertical efetiva, expostas na Figura 4.26 (b). É possível perceber que as trajetórias de tensão tendem a uma envoltória comum no caso dos ensaios monotônicos e no caso dos ensaios monotônicos pós-cíclicos o mesmo ocorre. É possível além da envoltória de ruptura monotônica, aproximar uma segunda envoltória para os ensaios cíclicos. Nesta segunda envoltória, o ângulo de atrito interno efetivo do material se mantém, mas possivelmente em função dos ciclos de tensão, há uma quebra e pequena degradação da cimentação do material, o que acaba por afetar o valor da coesão efetiva. O valor final da coesão tem uma queda de 3 kPa, reduzindo de 15 kPa para 12 kPa.

Entende-se que essa mudança na envoltória de resistência do material é bastante coerente no que diz respeito a solos cimentados. Espera-se que o ângulo de atrito do material seja característica do atrito entre as partículas a quaisquer níveis de deformação. Já a coesão, relativamente frágil dos solos naturalmente cimentados, mostrou em alguns ensaios cíclicos, que é degradada mesmo a baixo nível de deformações. Por isso, é esperado que, uma envoltória de resistência pós-cíclica não possua as mesmas características de intercepto coesivo, que uma envoltória de resistência monotônica, já que as características do material, principalmente em relação a sua cimentação, tornam-se distintas em função da aplicação dos ciclos.



(a)



(b)

Figura 4.26. Resposta cisalhante monotônica e pós-cíclica do solo coesivo friccional de Passo Fundo. (a) Curvas tensão cisalhante (τ) por deformação cisalhante (γ) para todos os ensaios *simple shear* da pesquisa e (b) Curvas tensão cisalhante (τ) por tensão vertical efetiva (σ'_v) para todos os ensaios *simple shear* da pesquisa.

4.1.2.3 Considerações sobre o comportamento cisalhante monotônico e cíclico do solo coesivo friccional de Passo Fundo

Neste item, são apresentadas, com base em uma análise realizada a partir de diversos resultados de ensaios *Simple Shear* monotônicos e cíclicos realizados em amostras indeformadas de solo coesivo friccional de Passo Fundo, algumas considerações:

- O solo de Passo Fundo não apresenta pico de resistência pronunciado nos ensaios monotônicos, a tensão cisalhante aumenta continuamente do início do ensaio até elevadas deformações;
- Os valores das tensões cisalhante finais são relativamente próximos para as três tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas, 20, 35 e 50 kPa;
- A partir de uma análise das trajetórias de tensão do material, é possível afirmar que, para todas as tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas, o solo desenvolve uma tendência dilatante a maiores deformações;
- Quando é normalizada a tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ao longo do ensaio, nota-se um pico de resistência onde possivelmente ocorreu a ruptura e formação de plano de cisalhamento no corpo de prova e posteriormente todos os ensaios tendem a um patamar comum;
- O módulo cisalhante das amostras é também menos influenciado pela tensão vertical efetiva inicial, alcançando valores relativamente próximos para as três tensões ensaiadas;
- O ângulo de atrito interno efetivo encontrado com os ensaios *simple shear* monotônico é de 29,7° e a coesão efetiva é de 15,0 kPa;

- Com relação aos ensaios cíclicos, foi possível notar que quanto maior a tensão cisalhante cíclica máxima imposta, maiores são as deformações sofridas pelo corpo de prova;
- Há uma menor influência da tensão vertical efetiva inicial no comportamento quando a deformabilidade cíclica, sendo a tensão cisalhante máxima uma variável mais significativa para a resposta;
- O módulo cisalhante obtido para cada ciclo é degradado quando o ciclo aplicado leva a ruptura do material, mas mantém-se constante ao longo dos ciclos, quando há geração de apenas pequenas deformações;
- O módulo cisalhante obtido no primeiro ciclo é o menor de cada ensaio, o que permite concluir que: parte da estrutura naturalmente cimentada já é degradada com a aplicação do primeiro ciclo de tensão;
- O comportamento pós-cíclico do material, assemelhasse consideravelmente ao comportamento monotônico, não sendo notado pico de resistência e tendo uma resposta com tendência dilatante;
- A envoltória de resistência pós-cíclica do material é muito semelhante a envoltória de resistência monotônica, mantendo o mesmo valor de ângulo de atrito interno efetivo, mas tendo uma diminuição da coesão para 12 kPa, em função de quebra de parte da estrutura naturalmente cimentada do solo em função dos ciclos.

4.1.1 Resposta cisalhante da interface através de ensaio *Slant Shear*

Além de uma caracterização da resistência ao cisalhamento do solo, é necessário um estudo sobre a resistência ao cisalhamento da interface entre o solo e a estrutura de fundação. A interação entre solo e estrutura é bastante complexa e de uma maneira geral, espera-se que o ângulo de atrito de interface seja igual ao ângulo de atrito interno do solo ou inferior, uma vez que o sistema costuma romper em uma região bastante próxima da interface, mas ainda assim com mobilização de atrito grão a grão no próprio solo. Para o estudo da interface entre os

materiais estudados na pesquisa, solo coesivo friccional de Passo Fundo e concreto, utilizou-se a metodologia do ensaio *Slant Shear*.

A partir dos resultados de *Slant Shear*, buscou-se determinar características da interface entre o solo residual de Passo Fundo e o concreto. Dessa forma, a base para a análise dos resultados, além de uma resposta quantitativa a partir da resistência de pico dos corpos de prova submetidos a compressão não confinada, foi realizada uma análise observacional das amostras para verificar a forma de ruptura e onde visualmente ocorreu.

Assim, apresenta-se na Figura 4.27 os resultados dos ensaios *Slant Shear*, agrupados em um gráfico que relaciona a tensão cisalhante na região da interface e tensão normal à mesma, ambas calculadas a partir de uma tensão vertical aplicada na amostra sobre determinado ângulo de inclinação com a horizontal. Além disso, apresenta-se a Figura 4.28 que demonstra a forma típica de ruptura das amostras sobre os três ângulos de inclinações estudados, 30°, 45° e 60°.

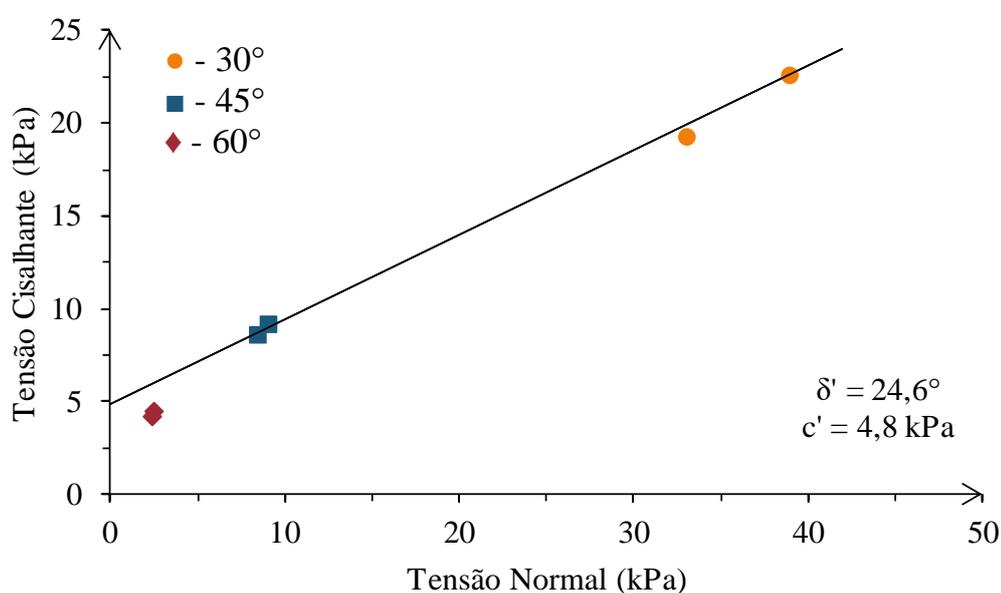


Figura 4.27. Resposta cisalhante da interface solo de Passo Fundo e concreto, relação entre a tensão normal e a tensão cisalhante.

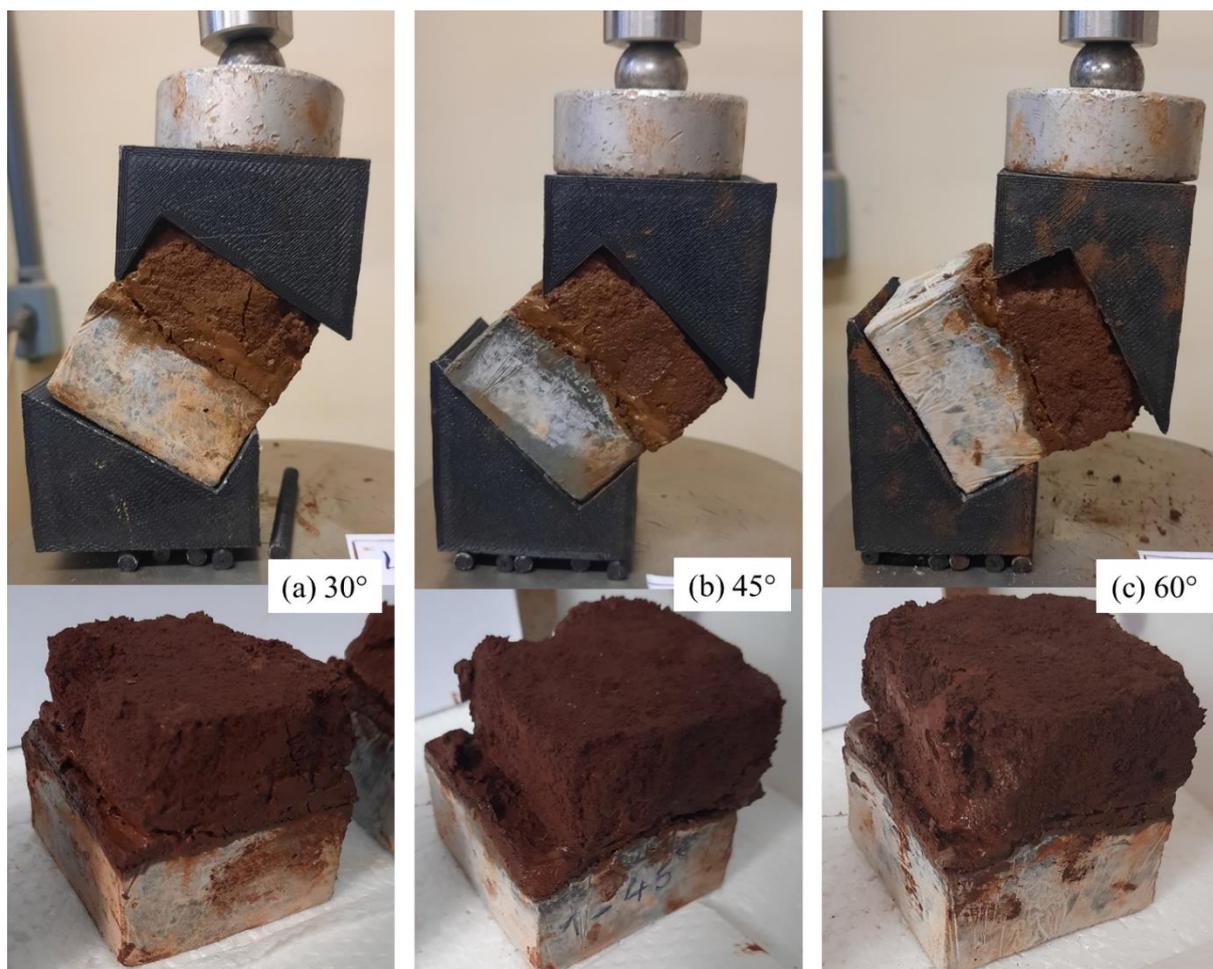


Figura 4.28. Forma de ruptura das amostras submetidas ao ensaio *Slant Shear*

A partir de uma análise dos resultados é possível perceber que a resposta cisalhante da interface solo-estrutura, se mostra uma mobilização de atrito bastante complexa. Não é possível declarar de maneira clara que tenha ocorrido deslizamento total entre os dois componentes, solo e concreto, já que, é possível verificar o aparecimento de fissuras em outras porções da amostra solo. Mas, é notório que a ruptura ocorreu em uma região próxima da interface, já que na interface de fato, há uma aderência do concreto com as partículas de solo.

Esse fato pode ser explicado, já que, dependendo da forma de moldagem das amostras, pode haver uma certa degradação do solo nas regiões de borda o que acaba por ocasionar uma região mais sensível e com maior tendência a formação de plano de ruptura. Na prática, isso também ocorre, a depender da forma executiva do elemento de fundação, pode haver degradação do solo na região de fuste, principalmente. Dessa forma, como o ensaio busca simular condições

próximas ao campo, esse fato torna-se bastante representativo. Mas, vale ressaltar que, devido a certa rugosidade resultante da moldagem da amostra, a ruptura encontra-se em uma porção de solo que está sob forte influência da interação solo-concreto e que, como dito, já sofreu determinada degradação de sua estrutura.

Esse fato é corroborado com o resultado quantitativo do ensaio *Slant Shear*. É possível perceber que há uma redução no valor do ângulo de atrito de interface, em relação ao ângulo de atrito do solo, obtido pelo ensaio *Simple Shear*, e além disso, uma redução considerável do valor de coesão. O valor do ângulo de atrito de interface foi de $24,6^\circ$, enquanto que o ângulo de atrito interno efetivo do solo é de $29,7^\circ$. A coesão também sofreu certa degradação, passando de 15,0 kPa para 4,8 kPa. Este resultado mostrou-se coerente com o esperado para ângulos de atrito de interface, conforme a bibliografia. De uma maneira geral, espera-se que a tangente do ângulo de atrito da interface, represente o mesmo valor da tangente do ângulo de atrito do solo ou $2/3$ deste valor e resultado do ensaio *slant shear* encontra-se dentro desta faixa de variabilidade se comparado com os parâmetros encontrados no ensaio *simple shear* (SALGADO, 2008).

Dessa forma, a partir deste resultado é possível verificar uma significativa potencialidade para a aplicação do ensaio *Slant Shear* para estudo do comportamento de interface e interação solo-estrutura em fundações de uma forma geral. Já que, o resultado mostrou-se coerente com os parâmetros já determinados do solo a partir dos ensaios como o *simple shear* e esperados segundo a literatura (SALGADO, 2008). Além disso, o ensaio *Slant Shear*, ainda possui vantagens de ter uma aplicabilidade bastante simples e ao mesmo tempo robusta, já que, oferece uma liberdade de ruptura, na interface ou próximo a ela, representando de maneira mais fiel ao possível comportamento em campo destes materiais associados e parâmetros de comportamento, portanto, mais representativos.

4.2 ENSAIOS DE CAMPO

O objetivo dos ensaios de campo é realizar uma análise em condição real do comportamento de estacas executadas em solo coesivo friccional e submetidas a carregamentos cíclicos axiais de compressão. Além disso, é esperado verificar se o comportamento observado e estimado através de ensaios de laboratório, mantém a mesma tendência em campo. Dessa maneira, inicialmente neste capítulo é discutida a resposta monotônica de uma estaca, onde são obtidas as cargas de ruptura através de diferentes critérios e verifica-se a semelhança da resposta em comparação

com as capacidades de carga última estimadas por metodologias semiempíricas e teórica para o mesmo solo e estaca em questão. Posteriormente são apresentadas as respostas cíclicas das estacas, as quais, foram submetidas a três diferentes metodologias de provas de carga cíclicas. Ainda são analisados os comportamentos de forma comparativa e é apresentado um diagrama de estabilidade cíclica para todas as provas de carga cíclicas realizadas na pesquisa. Por fim, uma análise comparativa qualitativa entre a resposta cíclica obtida nas provas de carga e nos ensaios *simple shear* é realizada.

5.1 RESPOSTA MONOTÔNICA DA ESTACA

Foi realizada na Estaca A uma prova de carga do tipo monotônica, à compressão, com carga incremental lenta, na qual os incrementos de carga eram mantidos durante 30 min ou até a estabilização dos recalques, seguindo os critérios estabelecidos pela norma NBR 16903 (2020). Esse ensaio foi chamado no trabalho de Ensaio A. Foram realizados incrementos de carga até que se atingisse uma ruptura nítida ou recalques consideráveis. O ensaio serviu para entender o comportamento da estaca carregada desta forma, analisando o desenvolvimento da curva carga recalque e além disso, para ser uma referência de comportamento e nível de carga, para as aplicações cíclicas posteriores.

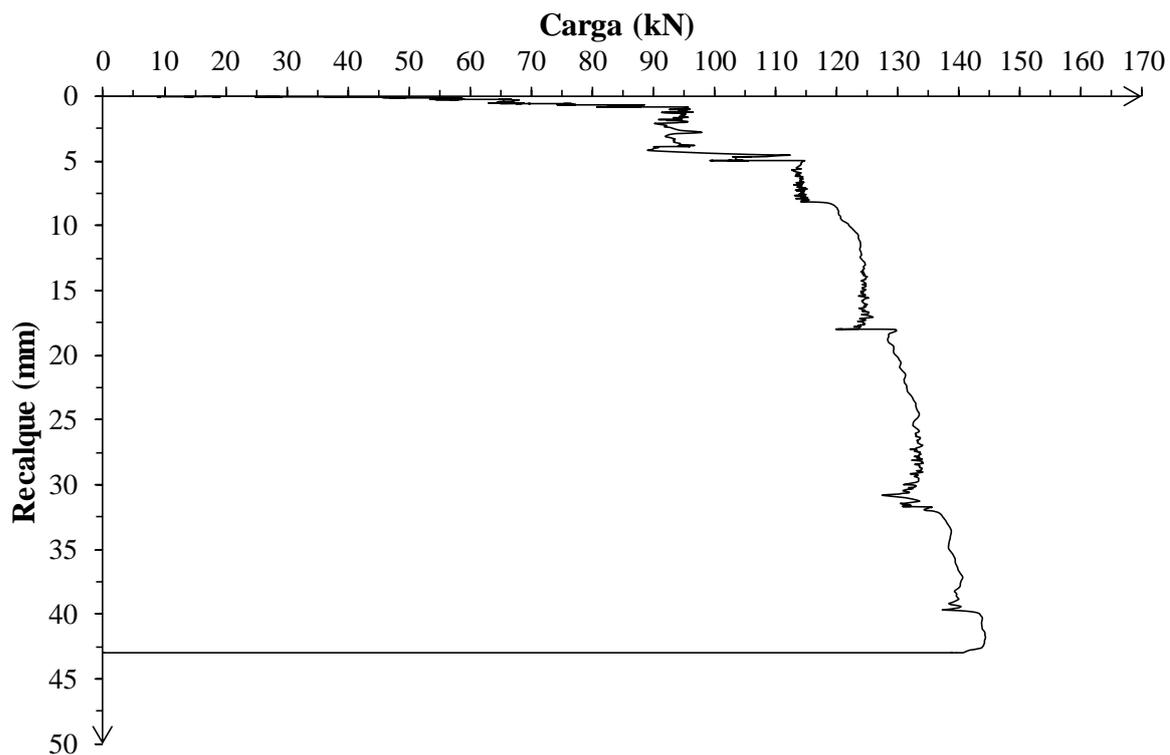
A Figura 4.29 demonstra o resultado da curva carga recalque obtida pela prova de carga monotônica realizada na Estaca A. Na Figura 4.29 (a) é apresentada a curva carga recalque completa e em (b) é dada uma ênfase nos recalques iniciais. O ensaio foi levado até uma carga de 146 kN que atingiu um recalque aproximado de 43 mm. Após atingido este nível de carga, foi realizado um descarregamento completo, não sendo registrado qualquer retorno. De uma maneira geral, analisado a Figura 4.29 (a), o comportamento da curva se assemelha muito do esperado para uma prova de carga, inicialmente são desenvolvidos menores deslocamentos, e ao passo que, maiores cargas foram impostas ao sistema solo-estaca, recalques crescentes ocorreram.

Analisando mais especificamente a Figura 4.29 (b) é possível perceber que até uma carga de aproximadamente 85 kN houve uma ocorrência de recalques mínima, na ordem de apenas 0,80 mm. Nesta fase inicial da curva, acredita-se que a parcela de resistência do solo ocorreu principalmente pela mobilização do atrito lateral, já que em fundações profundas esta parcela costuma ser mobilizada em deslocamentos de pequena magnitude. No incremento de carga

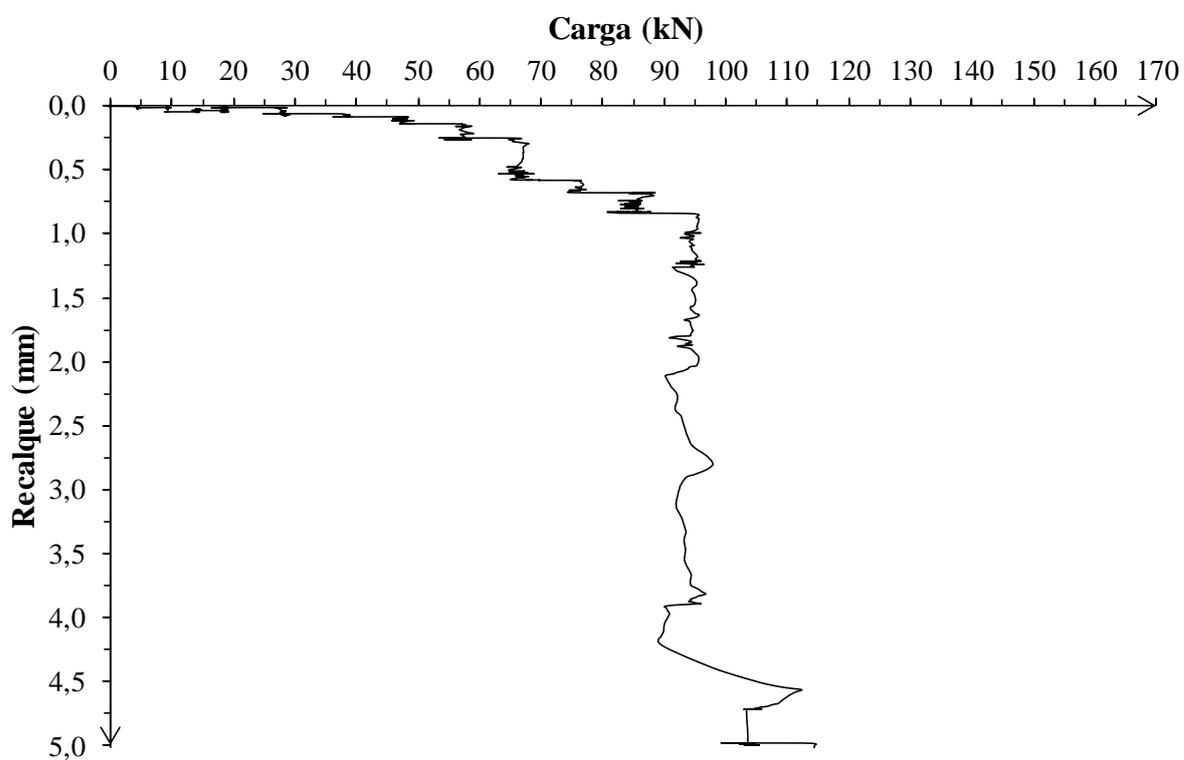
seguinte, aproximadamente 95 kN, já que se observou a ocorrência de maiores recalques, na ordem de 5 mm. Dessa forma, espera-se que tenha ocorrido uma mobilização quase completa da parcela de resistência por atrito lateral, levando à estaca a deslizar mais significativamente em relação a superfície do terreno. Mas, ainda assim, para o mesmo incremento foi possível ser alcançada uma quase estabilização dos deslocamentos, considerada por critérios da NBR 16903 (2020), o que poderia, portanto, representar um início de uma mobilização da resistência de ponta no sistema solo-estaca.

Ainda analisando este trecho da curva, Figura 4.29 (b), é possível notar que o comportamento do sistema solo-estaca foi caracterizado por uma rigidez inicial significativa, seguida por um instante de mudança de comportamento, com geração de recalques comparativamente muito superiores. Essa mudança de comportamento, possivelmente, pode representar um instante de uma quebra mais generalizada da estrutura naturalmente cimentada do solo e rearranjo dos grãos, ocasionando deslocamentos plásticos relativos mais acentuados e representando, no caso de um sistema solo-estaca, uma mobilização completa do fuste. Este comportamento, observado de maneira mais característica no solo coesivo friccional – significativa rigidez inicial seguida por quebra da estrutura cimentada e ocorrência de grandes deformações plásticas – também foi observado nos ensaios *simple shear* monotônicos realizados nesta mesma pesquisa e por demais autores que realizaram ensaios de prova de carga lateral e outros ensaios laboratoriais (edométrico e triaxial) com o mesmo solo residual de Passo Fundo (CARRETTA, 2018; BORN, 2019).

Entende-se que, após a quebra da estrutura naturalmente cimentada do solo, o mesmo tende a se comportar como um solo desestruturado. Assim, conforme incrementos maiores de carga eram impostos ao sistema, os recalques tornaram-se mais acentuados, deixando de apresentar significativa rigidez. Além disso, mesmo com níveis de cargas altos e recalques consideráveis a cada incremento, foi possível alcançar uma estabilização para cada incremento. Espera-se que essa estabilização seja decorrente de uma mobilização da parcela de resistência de ponta da estaca, já que, maior parte da resistência por atrito lateral já alcançara o esgotamento com a quebra da cimentação do solo residual. A contribuição de ponta, normalmente não configura uma parcela muito significativa da resistência, especialmente, é pouco considerada em critérios de projeto, já que sua mobilização, como visto, é dada às custas de grandes deslocamentos, como pode ter ocorrido nos cinco incrementos finais desta prova de carga.



(a)



(b)

Figura 4.29. Curva carga recalque monotônica.
(a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.

Em função, principalmente, da estabilização dos incrementos de carga, mesmo após grandes recalques, observa-se uma não verticalização da curva carga recalque e, portanto, não foi alcançada uma ruptura nítida. A prova de carga, neste caso, foi interrompida pela ocorrência de grandes deslocamentos e o esgotamento do curso dos transdutores de deslocamento. Por essa razão, para a determinação de um valor de carga última de ruptura do Ensaio A ($Q_{ult,A}$), precisou ser adotado um critério de ruptura. Inicialmente foram realizadas análises a partir de diversos critérios expostos na literatura, mas escolheu-se aqueles que melhor descreveram um comportamento real do sistema solo-estaca e não superestimaram ou subestimaram a capacidade de carga última da mesma. Foram adotados os critérios da NBR 6122 (2019), O critério de 10% de Recalque Relativo e o critério de Chin (1970). A partir do critério proposto pela norma NBR 6122 (2019) constatou-se um valor de carga de ruptura de 123 kN, o critério de 10% de Recalque Relativo resultou em 133 kN e o critério de Chin (1970) 141,77 kN.

Para estabelecer um estudo comparativo dos métodos de estimativa de capacidade de carga e a resposta real da estaca em solo residual, foram implementados alguns métodos bastante comuns na literatura. Os métodos semiempíricos são aqueles que utilizam apenas dados recorrentes de ensaios de campo, tais como SPT e CPT para estimar a carga de ruptura. Já metodologias teóricas, utilizam parâmetros do solo, como ângulo de atrito e coesão, que podem ser obtidos através, principalmente, de ensaios laboratoriais. Foram implementados os métodos semiempíricos: Aoki e Velloso (1975), também utilizando parâmetros internos dos trabalhos de Laprovitera e Benegas e Monteiro, Décourt e Quaresma (1978) e Teixeira (1996), para os quais, foram utilizados dados de ensaio SPT realizado no solo coesivo friccional de Passo Fundo, apresentado na Figura 2.22. Além desses métodos, foi realizado a implementação da metodologia teórica de estimativa de capacidade de carga proposta por Terzaghi (1943), utilizando parâmetros do solo obtidos pelos ensaios *Simple Shear* realizados na pesquisa.

Os resultados das estimativas de carga última, comparativamente com os valores de ruptura para o Ensaio A obtidos por critérios de ruptura mencionados previamente, podem ser visualizados na O valor de estimativa de carga última que mais se aproximou do valor da carga de ruptura da estaca, foi o método teórico proposto por Terzaghi. Acredita-se que a realização de ensaios laboratoriais com amostras indeformadas, mostra-se representativa do comportamento em campo do solo residual, já que o mesmo é bastante homogêneo em suas características ao longo da profundidade. Além disso, os parâmetros do solo foram obtidos por um ensaio que descreve muito bem o comportamento do sistema solo-estaca nas proximidades

do fuste da mesma, a qual configura uma grande parte da contribuição de resistência. Dessa forma, ressalta-se a importância de utilizar de ensaios adequados e representativos das propriedades e parâmetros do material, concedendo estimativas de carga mais aproximadas e menos conservadoras.

Tabela 4-5 e Figura 4.30. É possível verificar que, alguns métodos de estimativa de capacidade de carga, mostraram-se muito conservadores apresentando valores de carga de ruptura aproximadamente 50% menores do que a carga última obtida na prova de carga realizada na estaca. Dos métodos semiempíricos, o método de Aoki Velloso, foi o que mais se distanciou do valor de carga última da estaca. Já as cargas estimadas por Décourt e Quaresma e Teixeira, foram os que mais se aproximaram do valor da carga de ruptura da estaca, mas ainda assim estiveram abaixo aproximadamente 12%, considerando a média dos valores.

O valor de estimativa de carga última que mais se aproximou do valor da carga de ruptura da estaca, foi o método teórico proposto por Terzaghi. Acredita-se que a realização de ensaios laboratoriais com amostras indeformadas, mostra-se representativa do comportamento em campo do solo residual, já que o mesmo é bastante homogêneo em suas características ao longo da profundidade. Além disso, os parâmetros do solo foram obtidos por um ensaio que descreve muito bem o comportamento do sistema solo-estaca nas proximidades do fuste da mesma, a qual configura uma grande parte da contribuição de resistência. Dessa forma, ressalta-se a importância de utilizar de ensaios adequados e representativos das propriedades e parâmetros do material, concedendo estimativas de carga mais aproximadas e menos conservadoras.

Tabela 4-5. Métodos de Estimativa de Carga comparativamente com Critérios de Ruptura implementados para a Estaca A e Ensaio A

	Métodos	Q_{ult, A} (kN)
Métodos de Estimativa de Carga	Aoki e Velloso original	64,72
	Aoki e Velloso - Laprovitera e Benegas	79,06
	Aoki e Velloso - Monteiro	76,77
	Décourt e Quaresma	115,70
	Teixeira	112,15
	Método Teórico - Terzaghi	120,01
Critérios de Ruptura	NBR 6122	123,00
	10% de Recalque Relativo	133,00
	Critério de Chin	141,77

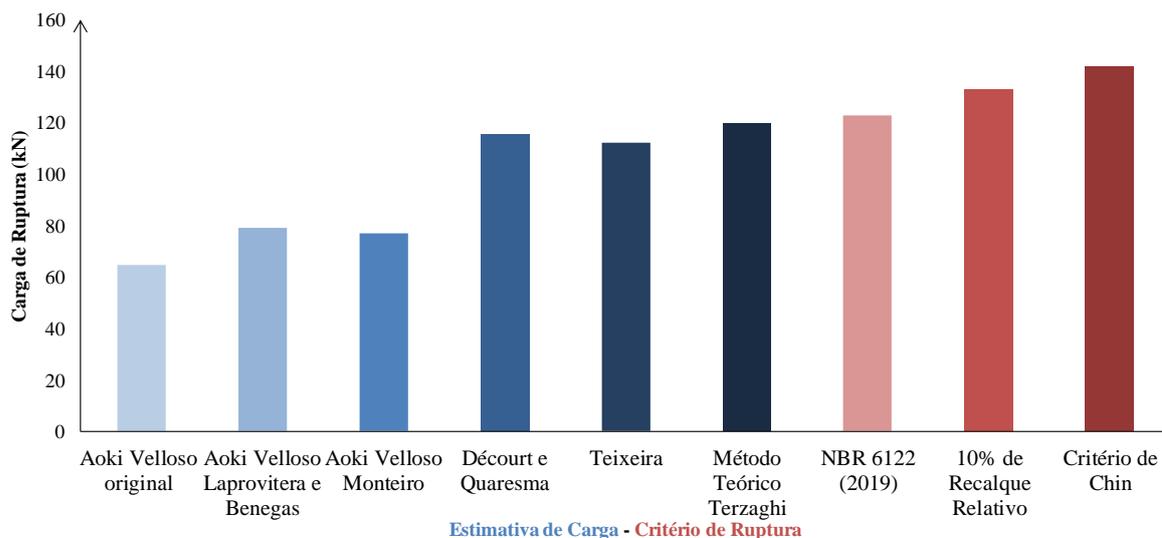


Figura 4.30. Métodos de Estimativa de Carga comparativamente com Critérios de Ruptura implementados para a Estaca A e Ensaio A

5.2 RESPOSTA CÍCLICA DAS ESTACAS

Conforme o objetivo do trabalho, após a realização da análise da resposta monotônica de uma estaca em solo coesivo friccional, foram realizados estudos acerca da resposta cíclica. Para a concretização deste estudo, foram realizadas provas de carga cíclicas à compressão, onde em cada série de ciclos era determinada uma carga cíclica máxima. Então era aplicado um deslocamento na estaca até que fosse alcançada a carga pré-determinada e posteriormente a mesma era descarregada completamente até alcançar a carga zero. O período de aplicação de cada ciclo era de 1 min. A Figura 4.31 demonstra um exemplo de aplicação de carga cíclica realizada na pesquisa. Embora o controle do tempo e da carga não tenha sido automatizado, foi possível, como pode ser visualizada no gráfico carga por tempo, ter um controle significativo de ambas variáveis.

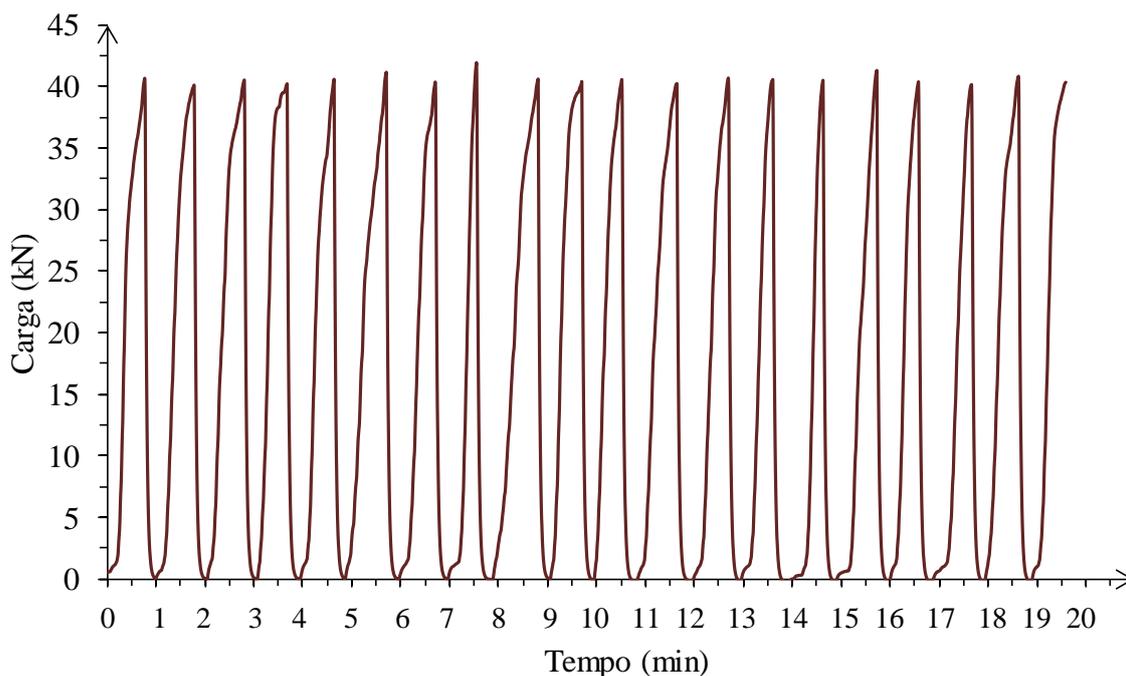


Figura 4.31. Exemplo da aplicação de carga cíclica em provas de carga com período controlado de 1 min.

Foram realizadas um total de três provas de carga cíclicas em três diferentes estacas da pesquisa. Cada prova de carga teve o objetivo de estudar de maneira aprofundada uma característica importante no comportamento cíclico do sistema solo-estaca em um solo residual. Na primeira prova de carga cíclica, Ensaio B, foram realizados ciclos de 40 kN, 60 kN, 80 kN, 100 kN e 120 kN, até que se alcançasse a instabilidade no sistema solo-estaca para um número limitado de ciclos. Já no Ensaio C, foi estabelecida uma carga intermediária de 80 kN para analisar o possível efeito de cargas cíclicas estáveis no valor da carga última de ruptura do solo. E para a última prova de carga cíclica, Ensaio D, foram realizados ciclos de 100 kN, 110 kN e 120 kN buscando um possível instante de esgotamento de deformações plásticas ou também chamado, *shakedown*, para as cargas mais altas aplicadas nas provas de carga cíclica desta pesquisa.

Essas cargas cíclicas são representativas de porcentagens do valor da carga última de ruptura da estaca carregada de forma monotônica. Para manter uma padronização, o critério de 10% de Recalque Relativo foi estabelecido como base para a análise e comparação do resultado monotônico com os demais resultados cíclicos da pesquisa. A escolha do critério ocorreu em razão de ser vastamente aplicado em pesquisas na literatura, especialmente aquelas relacionadas a carregamentos cíclicos e por constituir-se de uma metodologia simples com a aplicação de um limitador de recalque máximo, que se torna igual para todos os ensaios, já que as estacas da

pesquisa são geometricamente semelhantes (SALGADO, 2008; PUECH & GARNIER, 2017). Além disso, constatou-se que o resultado pelo critério de 10% de Recalque Relativo apresentou um valor de carga última intermediário entre os critérios aplicados na prova de carga monotônica.

Dessa forma, para otimizar a apresentação e análise dos dados resultantes das três provas de carga cíclicas, inicialmente são apresentados os resultados da prova de carga referente ao Ensaio B, que buscou analisar a carga que causaria instabilidade ao sistema solo-estaca. Posteriormente são demonstrados os resultados do Ensaio C, com uma análise da carga última de ruptura do sistema solo-estaca pós-cíclica e finalmente, são apresentados os dados do Ensaio D, onde é objetivado o estudo do instante de *shakedown* na prova de carga realizada na estaca.

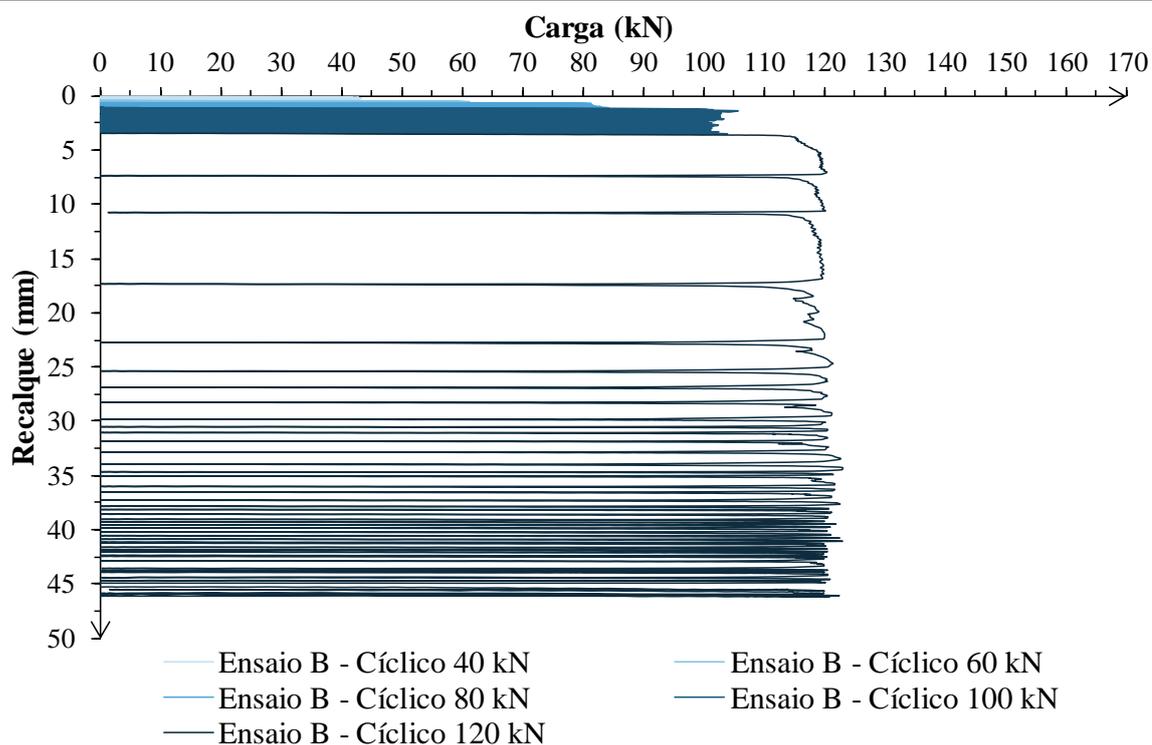
- **ENSAIO B**

O primeiro ensaio cíclico realizado foi o Ensaio B, que tem sua resposta cíclica demonstrada na Figura 4.32, onde é apresentada a curva carga recalque. Para otimizar a análise, é apresentada a Tabela 4-6 com o resumo do resultados. O objetivo do ensaio foi determinar a carga cíclica que causaria instabilidade ao sistema solo-estaca. A instabilidade, é chamada também por alguns autores por ruptura cíclica, e assim como para ruptura monotônica, pode ser definida por um critério pré-estabelecido. Neste trabalho especificamente, o mesmo critério de ruptura utilizado na prova de carga monotônica, 10% de recalque relativo, foi definido para a prova de carga cíclica (ANDERSEN, 2009).

O Ensaio B iniciou com a aplicação de ciclos de carga cíclica máxima de 40 kN em um período de 1 min, ou seja, à estaca era carregada até a carga máxima de 40 kN e descarregada imediatamente após o alcance da carga, voltando ao valor de 0 kN e completando o ciclo. Assim sucederam-se 100 ciclos. Este número de ciclos foi definido por ser uma quantidade mínima significativa para a análise – segundo a literatura – e que possibilitaria a execução de um número considerável de séries de ciclos, visto a aplicabilidade manual e o tempo hábil disponível para a execução do ensaio (PUECH & GARNIER, 2017). Igual procedimento foi aplicado as demais três séries de 100 ciclos com um aumento da carga cíclica máxima a cada série, sendo os valores 60 kN, 80 kN e 100 kN, finalizando com uma última série de 50 ciclos de 120 kN, interrompidos pelo esgotamento do curso do transdutor de deslocamento por geração de recalques de grande magnitude.

Tabela 4-6. Resumo dos resultados do Ensaio B

Carga Cíclica Máxima $Q_{\text{máx}}$ (kN)	Porcentagem de $Q_{\text{ult,A}}$	Número de Ciclos N	Recalque Individual (mm)	Recalque Acumulado (mm)
40	30%	100	0,40	0,40
60	45%	100	0,20	0,60
80	60%	100	0,38	0,98
100	75%	100	2,38	3,36
120	90%	50	42,64	46,00



(a)

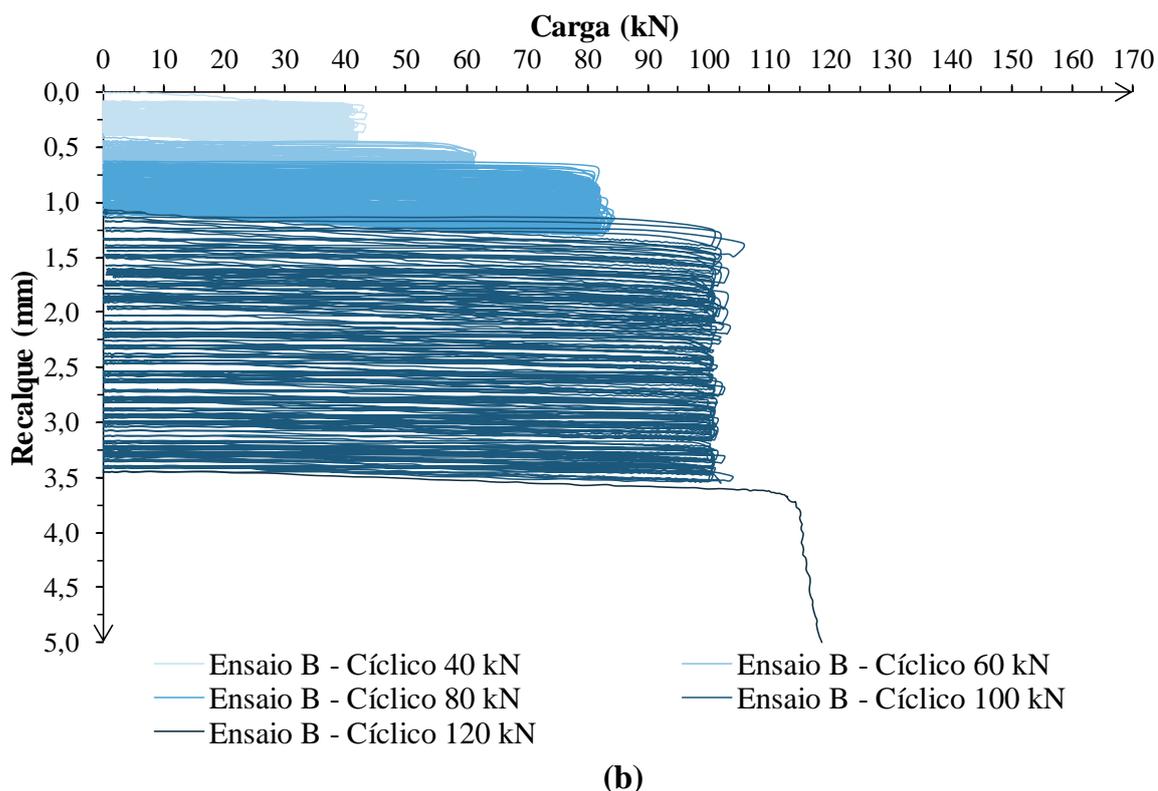


Figura 4.32. Curva carga recalque – Ensaio B.
(a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.

A Figura 4.32 (b) apresenta uma ênfase nos menores recalques, aqueles gerados pelas primeiras séries de ciclos. Na primeira série de ciclos, $Q_{\text{máx}} = 40 \text{ kN}$, foi possível observar que houve uma baixa ocorrência de recalques com a aplicação dos ciclos. Ao final dos 100 ciclos o recalque acumulado foi de apenas 0,40 mm, constatando que tal carga, para as condições analisadas, apresenta uma característica de estabilidade cíclica, visto que foi responsável por recalques de baixíssima magnitude. Posteriormente foi aplicada uma série de ciclos de $Q_{\text{máx}} = 60 \text{ kN}$. Ainda com este acréscimo de carga, não foram gerados recalques significativos, mantendo a estabilidade cíclica da estaca. Os 100 ciclos de 60 kN ocasionaram 0,20 mm de recalque. Embora tenham ocorrido menores deslocamentos com a aplicação de ciclos de 60 kN quando comparados aos ciclos de 40 kN, a magnitude dos recalques é muito pequena, não sendo uma diferença significativa, e, portanto, impossibilitando afirmar uma causa pontual para este efeito.

A terceira série de ciclos aplicada foi de $Q_{\text{máx}} = 80 \text{ kN}$. Esta série embora represente um valor percentual da carga última consideravelmente alto, 60% de $Q_{\text{ult, A}}$, não foi capaz de gerar uma instabilidade no sistema solo-estaca. Ao final dos 100 ciclos, foram gerados apenas 0,38 mm

de recalque, sendo o valor de recalque acumulado 0,98 mm. Posteriormente foi aplicada uma quarta série de ciclos de $Q_{\text{máx}} = 100$ kN. Para este nível de carregamento foram gerados recalques de maior magnitude quando comparados com as séries anteriores, mas, ainda assim, não pôde ser caracterizada uma instabilidade ou ruptura no sistema solo-estaca. 2,38 mm de recalque foram gerados pela aplicação de 100 ciclos de 100 kN, sendo o valor final de recalque acumulado de 3,36 mm. Para este nível de carregamento é complexo pontuar um comportamento estável, já que com a aplicação de um maior número de ciclos ($N > 100$) a tendência a acumulação de recalques poderia se manter ou haver uma estabilização com a observação do efeito *shakedown*. Em virtude deste questionamento, 100 kN foi o nível de carregamento cíclico escolhido para avaliação inicial deste efeito no Ensaio D.

A quinta série de carga cíclica aplicada foi de $Q_{\text{máx}} = 120$ kN, o comportamento carga recalque desta pode ser visualizado na Figura 4.32 (a). Este nível de carregamento foi responsável por uma geração acentuada de recalques já nos primeiros ciclos, sendo que, com a aplicação de apenas 50 ciclos alcançou-se um recalque acumulado de 46 mm e o esgotamento do curso dos transdutores de deslocamento. Considerando apenas os deslocamentos causados por esta série cíclica ($Q_{\text{máx}} = 120$ kN), 30 mm de deslocamento foram gerados com a aplicação de somente 13 ciclos. Dessa forma, a carga de 120 kN pôde ser considerada a carga última de ruptura cíclica, avaliada pelo mesmo critério de ruptura do Ensaio A, 10% de Recalque Relativo, sendo esta ruptura observada com a execução de apenas 13 ciclos de carga.

Ainda que nitidamente uma carga instável, segundo nomenclatura definida por Puech & Garnier (2017), para a carga cíclica de 120 kN observou-se uma tendência de diminuição dos valores de recalques gerados ao longo de um maior número de ciclos. Isso também foi observado por alguns autores que estudaram o comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos axiais de compressão em areia (Benzaria *et al.*, 2013a). Os autores ressaltam que nos carregamentos cíclicos axiais à compressão, no decorrer dos ciclos ocorreu uma mobilização progressiva da parcela de resistência da ponta, ocorrendo, portanto, uma tendência de minimização dos recalques e possível estabilização, por essa razão escolher um critério de ruptura baseado em um valor limite de recalque admitido é fundamental.

Conforme ressaltado, tal fato também foi observado no Ensaio B, no qual a média de geração de recalques para os cinco primeiros ciclos (do 1º ao 5º ciclo) foi de 4,38 mm e para os cinco últimos ciclos (do 46º ao 50º ciclo) foi de 0,29 mm. Acredita-se que este comportamento possui

uma causa muito semelhante ao ocorrido nos ensaios de Benzaria *et al.* (2013a), em que houve uma instabilidade inicial ocorrida pelo esgotamento da parcela de resistência de fuste e quebra generalizada da estrutura cimentada do solo residual, gerando um deslizamento significativo entre as partículas e grandes deslocamentos plásticos. Conforme aumentou a magnitude dos recalques, pode ter iniciado uma mobilização crescente da parcela de resistência de ponta, gerando uma possível retomada da estabilidade do sistema solo-estaca após grandes deslocamentos e um maior número de ciclos de carga aplicados.

Além disso, se comparado o comportamento cíclico da série cíclica de $Q_{\text{máx}} = 120$ kN e o comportamento do resultado do ensaio *simple shear* cíclico no solo residual, ilustrado na Figura 4.8 observa-se uma semelhança. No ensaio *simple shear*, mesmo que a tensão cíclica aplicada tenha causado grande instabilidade ao corpo de prova, gerando grandes deslocamentos, ao passo que, um maior número de ciclos era aplicado, os deslocamentos por ciclo diminuía, conforme pode ser visualizado na Figura 4.20. Entende-se que, a parcela de resistência e rigidez do solo residual advinda da cimentação natural, governa e define o comportamento do solo e também do sistema solo-estaca. Já que, após a aplicação de cargas cíclicas acentuadas, que sejam responsáveis pela quebra generalizada da estrutura cimentada do solo e gerem grandes deformações, o solo finalmente passa a comportar-se tal qual um solo desestruturado e pode então retomar sua estabilidade cíclica, mesmo que isso ocorra à custa de grandes deslocamentos.

- **ENSAIO C**

A Figura 4.33 demonstra a curva carga recalque resultante do Ensaio C, juntamente com a figura, é apresentada a Tabela 4-7 que resume os resultados obtidos na prova de carga. O objetivo deste ensaio foi verificar um possível efeito da aplicação de ciclos na capacidade de carga última do sistema solo-estaca. Para tanto, foi escolhido um valor intermediário de carga para a execução dos ciclos, $Q_{\text{máx}} = 80$ kN, mas ainda caracterizado como uma carga estável. Ao final dos 100 ciclos aplicados, o ensaio foi conduzido de forma monotônica com incrementos de carga mantidos durante no mínimo 30 minutos ou até a estabilização dos recalques, conforme determinação da norma NBR 16903 (2020).

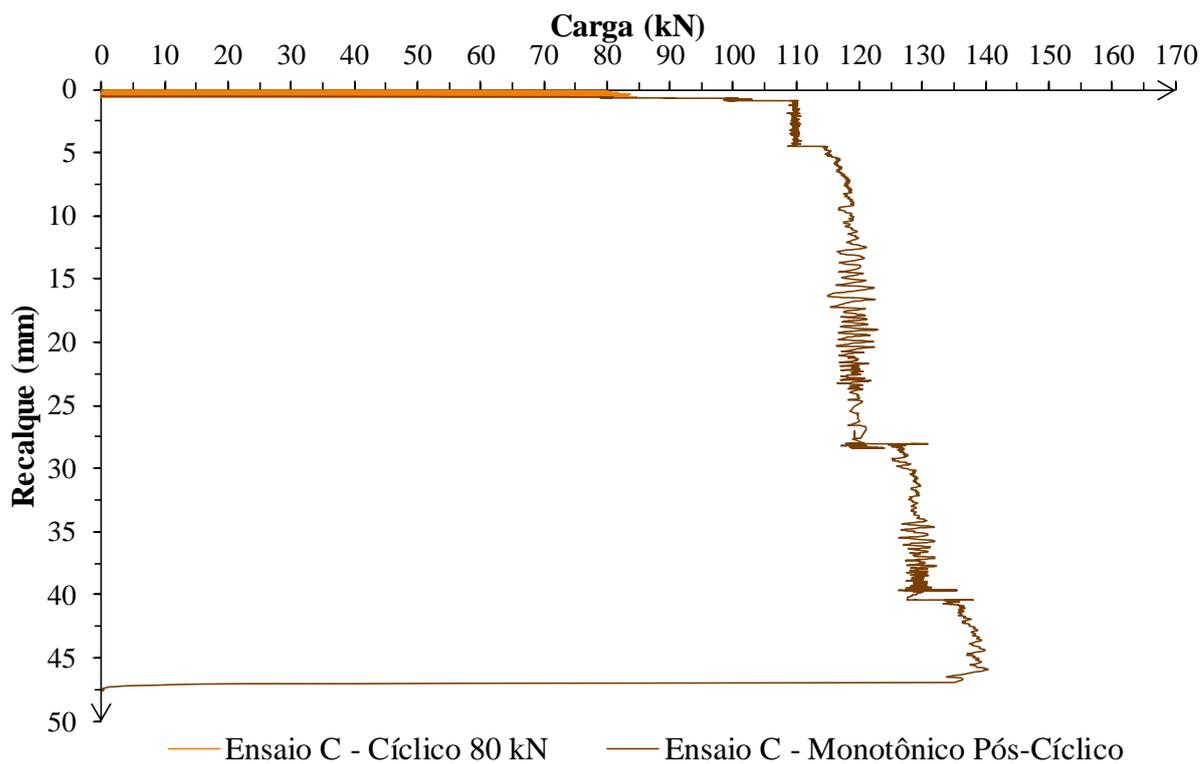
O comportamento da curva carga recalque resultante da aplicação dos ciclos de 80 kN no Ensaio C, concordando com o comportamento da série cíclica de mesma carga máxima realizada no Ensaio B, obteve uma característica de estabilidade e geração baixa de recalques, como pode

ser melhor visualizado na Figura 4.33 (b), que apresenta o resultado dando ênfase nos menores deslocamentos. Após a aplicação dos 100 ciclos ocorreu a geração de 0,54 mm de recalque o que caracteriza a alta estabilidade do sistema solo-estaca frente ao carregamento cíclico imposto.

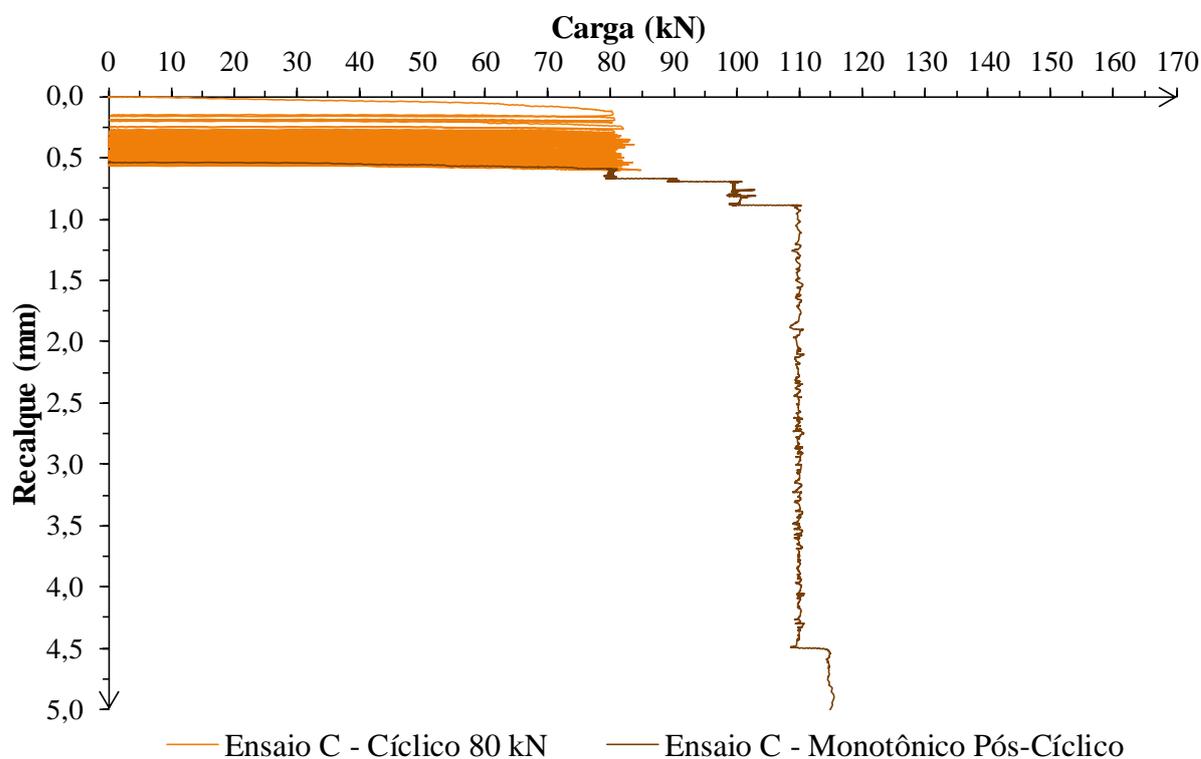
Posteriormente a aplicação dos ciclos, a carga foi mantida durante 30 min em 80 kN e foram realizados acréscimos de carga a cada 10 kN. Notou-se que o sistema solo-estaca apresentou uma elevada rigidez e baixos deslocamentos até uma carga de aproximadamente 110 kN quando ocorreu uma geração de recalques mais significativa na ordem de 4,50 mm. Acredita-se que apenas neste nível de carregamento alcançou-se a mobilização completa da parcela de resistência pelo atrito lateral. No incremento posterior nota-se uma verticalização da curva com ocorrência de grandes deslocamentos alcançando valores de aproximadamente 28 mm. Mesmo com grandes deslocamentos ocorridos, atingiu-se uma estabilização da carga, o que novamente poderia ser explicado em razão de uma possível mobilização da ponta. Ao final do ensaio monotônico pós-cíclico foi possível aplicar uma carga de 140 kN que gerou 47 mm de recalque. Estabelecendo o mesmo critério de ruptura de 10% do Recalque Relativo, o valor da carga última de ruptura do sistema solo-estaca foi de 128 kN.

Tabela 4-7. Resumo dos resultados do Ensaio C

Carga Cíclica Máxima $Q_{m\acute{a}x}$ (kN)	Porcentagem de $Q_{ult,A}$	Número de Ciclos N	Recalque Individual (mm)	Recalque Acumulado (mm)
80	60%	100	0,54	0,54
Ensaio Monotônico Pós-Cíclico				
Carga de Ruptura - Critério de 10% de Recalque Relativo →				128 kN



(a)



(b)

Figura 4.33. Curva carga recalque – Ensaio C
 (a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.

- **ENSAIO D**

Para finalizar a etapa de estudo em campo do comportamento cíclico do solo coesivo friccional de Passo Fundo, através de provas de carga cíclicas em estacas, foi realizado o Ensaio D com o objetivo de avaliar um possível instante de esgotamento de deformações plásticas para um dado nível de carregamento cíclico. A Figura 4.34 demonstra os resultados de carga recalque para o Ensaio D juntamente com a figura, é apresenta a Tabela 4-8 que resume os resultados obtidos na prova de carga. Para que fosse possível tal estudo, foi estabelecida a carga cíclica máxima de 100 kN, a qual no Ensaio B, apresentou acúmulo de recalques com os ciclos, mas não significativos para serem considerados, pelo critério de ruptura pré-estabelecido (10% de Recalque Relativo), uma ruptura cíclica. Assim sendo, foram aplicados ciclos de $Q_{m\acute{a}x} = 100$ kN, e durante o carregamento foi realizado um monitoramento contínuo dos recalques, dessa forma, os ciclos foram aplicados continuamente até que fosse alcançado um instante de *shakedown*.

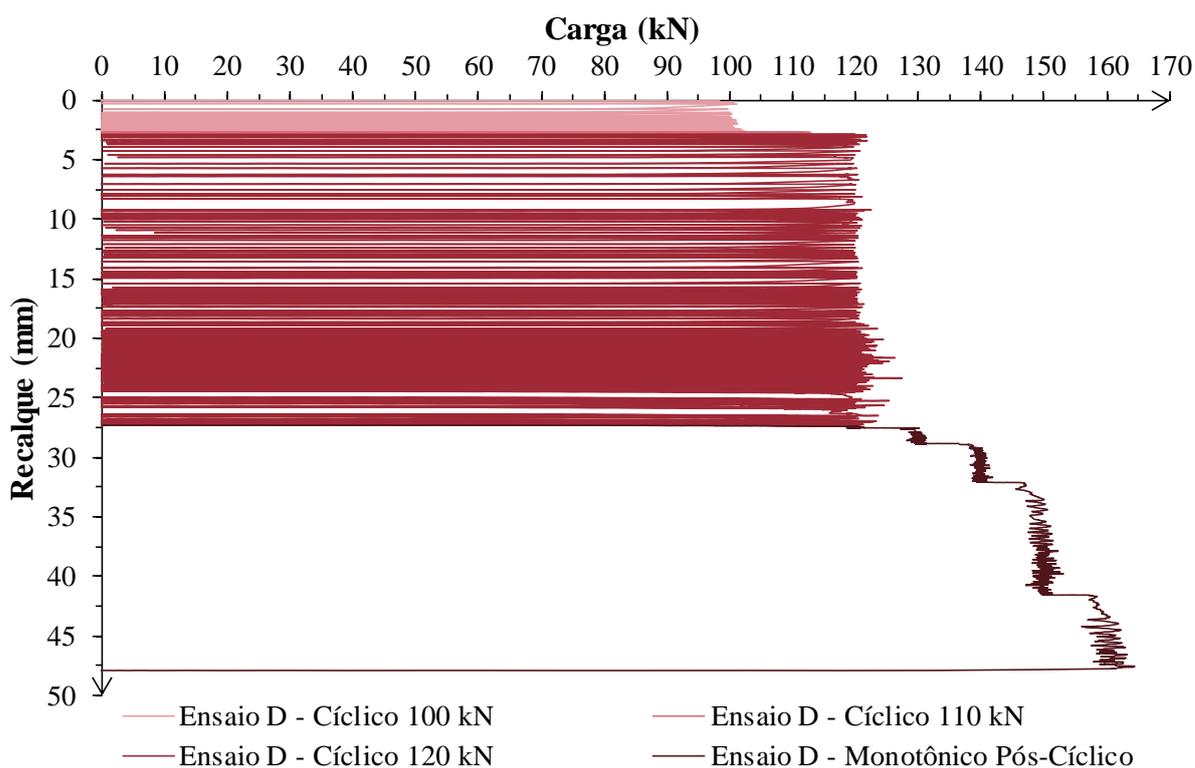
A Figura 4.34 (b) apresenta a curva carga recalque dando ênfase nos recalques iniciais, aqueles gerados pelo carregamento cíclico de carga cíclica máxima de 100 kN. Salientando estes deslocamentos de menor magnitude, é possível perceber que o carregamento cíclico com $Q_{m\acute{a}x} = 100$ kN gerou recalques mais acentuados nos carregamentos iniciais, havendo uma tendência a minimização dos deslocamentos plásticos no decorrer dos ciclos. Ao final dos 300 ciclos com carga cíclica máxima de 100 kN ocorreu a geração de 2,98 mm de recalque, sendo que 50% deste deslocamento foi gerado apenas pelos 6 primeiros ciclos. Fato semelhante foi observado por Cordeiro (2019) que estudou o comportamento de estacas metálicas executadas no solo coesivo friccional de Passo Fundo, submetidas a carregamentos cíclicos transversais a deformação controlada. Salvo as diferenças de solicitação e tipo de estaca, o autor constatou que maior parte da degradação da resistência ocorreu nos primeiros ciclos e posteriormente as estacas mantiveram um comportamento estável, mesmo com a aplicação de um número significativo de ciclos.

No caso da estaca em estudo neste trabalho, em aproximadamente 250 ciclos não foi possível registrar novos deslocamentos, havendo apenas variações de recalque provenientes de um retorno ocorrido a cada descarregamento, de aproximadamente 0,30 mm, ou seja, uma estabilidade do sistema solo-estaca aos carregamentos cíclicos. Com isso, pôde-se reafirmar a estabilidade da carga cíclica máxima de 100 kN, já que para o ensaio B, a mesma já tinha

apresentado esta condição, com geração de recalques relativamente baixa, a qual no ensaio D, por mais que tenham sido aplicados um maior número de ciclos, a ocorrência de pequenos deslocamentos se manteve.

Tabela 4-8. Resumo dos resultados do Ensaio D

Carga Cíclica Máxima $Q_{máx}$ (kN)	Porcentagem de $Q_{ult,A}$	Número de Ciclos N	Recalque Individual (mm)	Recalque Acumulado (mm)
100	75%	300	2,98	2,98
110	83%	100	0,30	3,28
120	90%	530	25,00	28,28
Ensaio Monotônico Pós-Cíclico				
Carga de Ruptura - Critério de 10% de Recalque Relativo →				140 kN



(a)

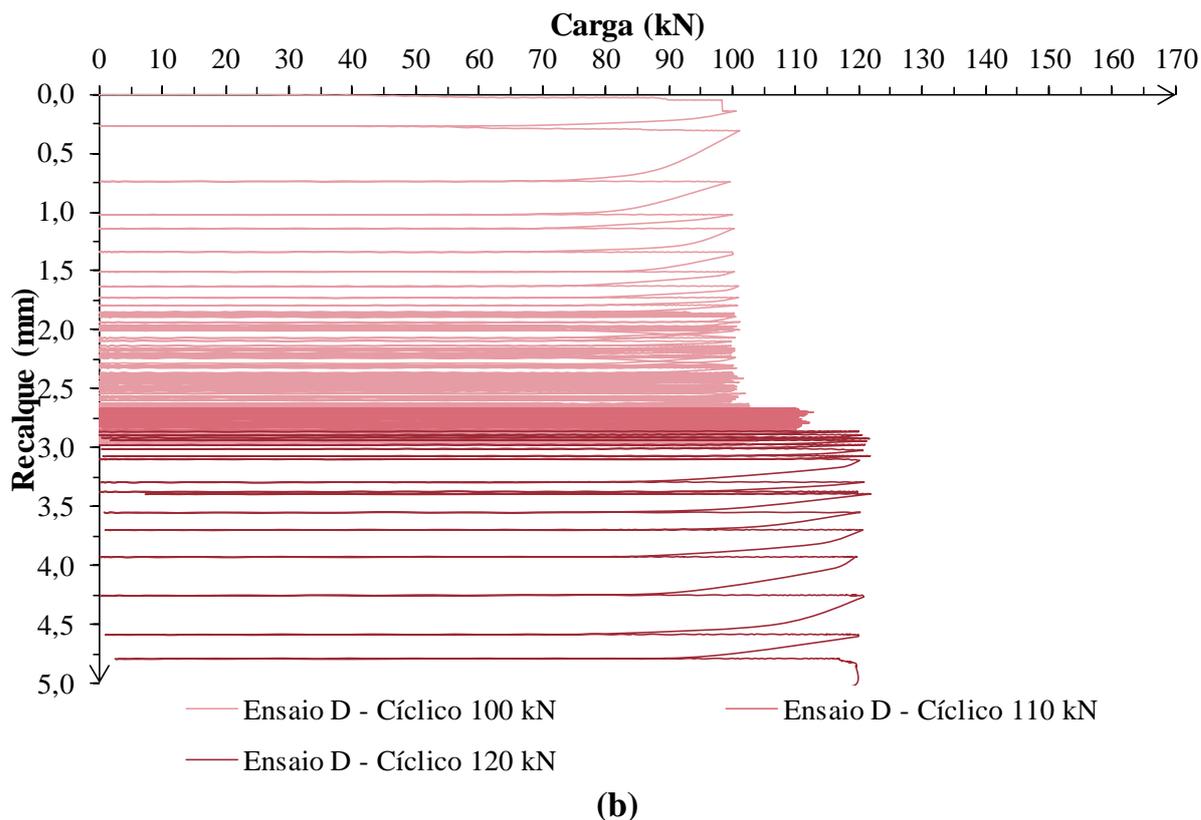


Figura 4.34. Curva carga recalque – Ensaio D.
(a) Curva completa e (b) Ênfase nos recalques iniciais.

Após o registro de uma estabilização e esgotamento de deslocamentos plásticos após 250 ciclos para a carga de 100 kN, foi estabelecido um aumento da carga máxima até uma porcentagem referente 83% $Q_{ult, A}$, ou seja, $Q_{m\acute{a}x} = 110$ kN, para aproximar ao limite máximo de carga cíclica que alcançaria a condição de *shakedown*. Foi possível perceber, com a aplicação de 100 ciclos de carga máxima cíclica de 110 kN que o acréscimo de 10 kN não foi suficiente para gerar uma condição instável ao sistema solo-estaca. Após o final de tais ciclos, ocorreu o desenvolvimento apenas 0,30 mm de deslocamento, ou seja, não houve geração de recalques adicionais, o carregamento manteve-se na faixa de variação dos deslocamentos, em razão do carregamento e descarregamento, observado para os ciclos de $Q_{m\acute{a}x} = 100$ kN. Dessa forma, a carga cíclica máxima de 110 kN pôde ser considerada uma carga estável, salvo, uma possível influência do carregamento anterior de 100 kN.

Dada a condição de estabilidade da carga cíclica máxima de 110 kN optou-se por realizar o aumento da carga cíclica para 120 kN e avaliar seu comportamento na estaca em questão. Essa carga cíclica já se mostrou inicialmente, uma carga muito mais instável que as demais. Após a

execução de 50 ciclos o recalque ocorrido já era de 10 mm. E então, ao final dos 100 primeiros ciclos alcançou-se a um deslocamento de 19,75 mm. Neste instante o ensaio precisou ser interrompido pelo fechamento do campo experimental da UPF, sendo retomado no dia seguinte. No segundo dia de ensaio, o objetivo foi executar um maior número de ciclos com $Q_{m\acute{a}x} = 120$ kN para verificar uma possível tendência de estabilização também para esta carga. Com a execução de mais ciclos de carga, notou-se uma diminuição na magnitude dos recalques, mas ainda assim, a cada ciclo havia a geração de deslocamentos plásticos, que com um maior número de ciclos, tornou-se acentuado. Ao final dos 530 ciclos de $Q_{m\acute{a}x} = 120$ kN aplicados, ocorreu um deslocamento de 25 mm. Dessa forma, foi possível perceber que não era possível alcançar uma condição de *shakedown* para esta carga na estaca e condições em questão, já que, haveria a cada ciclo um acréscimo no valor final de recalque.

Após a aplicação dos ciclos descritos, o Ensaio D foi conduzido a uma ruptura de forma monotônica. O objetivo deste ensaio monotônico pós-cíclico foi avaliar o valor da capacidade de carga última do sistema solo-estaca. No ensaio, foi alcançada uma carga de aproximadamente 160 kN para um recalque de 48 mm. Estabelecendo o critério de ruptura de 10% de Recalque Relativo, o valor da carga última do sistema solo-estaca foi de 140 kN. É possível notar que, o valor da carga última de ruptura desta estaca é um pouco superior aos demais obtidos nos outros ensaios. É esperado que haja uma variabilidade pequena nos valores de cargas de ruptura das estacas e este valor mostrou-se muito semelhante aos demais. Ainda assim, essa carga de ruptura um pouco mais alta, pode explicar o fato da carga cíclica de 120 kN, não apresentar deslocamentos tão acentuados quando os que ocorreram para o Ensaio B.

5.3 ANÁLISES COMPARATIVAS DOS ENSAIOS DE CAMPO

Para um entendimento mais aprofundado do comportamento de estacas submetidas a carregamentos cíclicos axiais de compressão no solo coesivo friccional de Passo Fundo, são realizadas análises comparativas entre os ensaios realizados com o objetivo de estabelecer relações e padrões de comportamento observados. Para otimizar a análise dos resultados, dividiu-se em tópicos conforme a análise e aspecto a ser observado.

- **Comportamento de ruptura para ensaios cíclicos e monotônico**

A Figura 4.35 apresenta os resultados das curvas carga recalque dos ensaios: Ensaio A, Ensaio C e Ensaio D. Foi escolhido apresentar apenas os ensaios C e D comparativamente com o Ensaio A (monotônico de referência), já que, ambos foram conduzidos a um carregamento monotônico ao final da aplicação de diferentes cargas cíclicas. Para analisar de forma conjunta os ensaios, foi escolhido o mesmo critério de ruptura, 10% do Recalque Relativo, já que relaciona apenas uma limitação de recalque, podendo ser aplicado também aos resultados de provas de carga cíclicas.

O valor da carga última de ruptura para o Ensaio A, monotônico de referência, foi de 133 kN. O valor da carga de ruptura para o Ensaio C foi de 128 kN. Neste ensaio foram aplicados apenas 100 ciclos de $Q_{\text{máx}} = 80$ kN, que acumularam 0,54 mm de recalque e posteriormente conduzido a uma prova de carga monotônica. Já o valor da carga de ruptura para o Ensaio D foi de 140 kN. O ensaio D foi conduzido a 300 ciclos de $Q_{\text{máx}} = 100$ kN, 100 ciclos de $Q_{\text{máx}} = 110$ kN e 530 ciclos de $Q_{\text{máx}} = 120$ kN que acumularam 25 mm de deslocamento e na sequência foi aplicada a prova de carga monotônica.

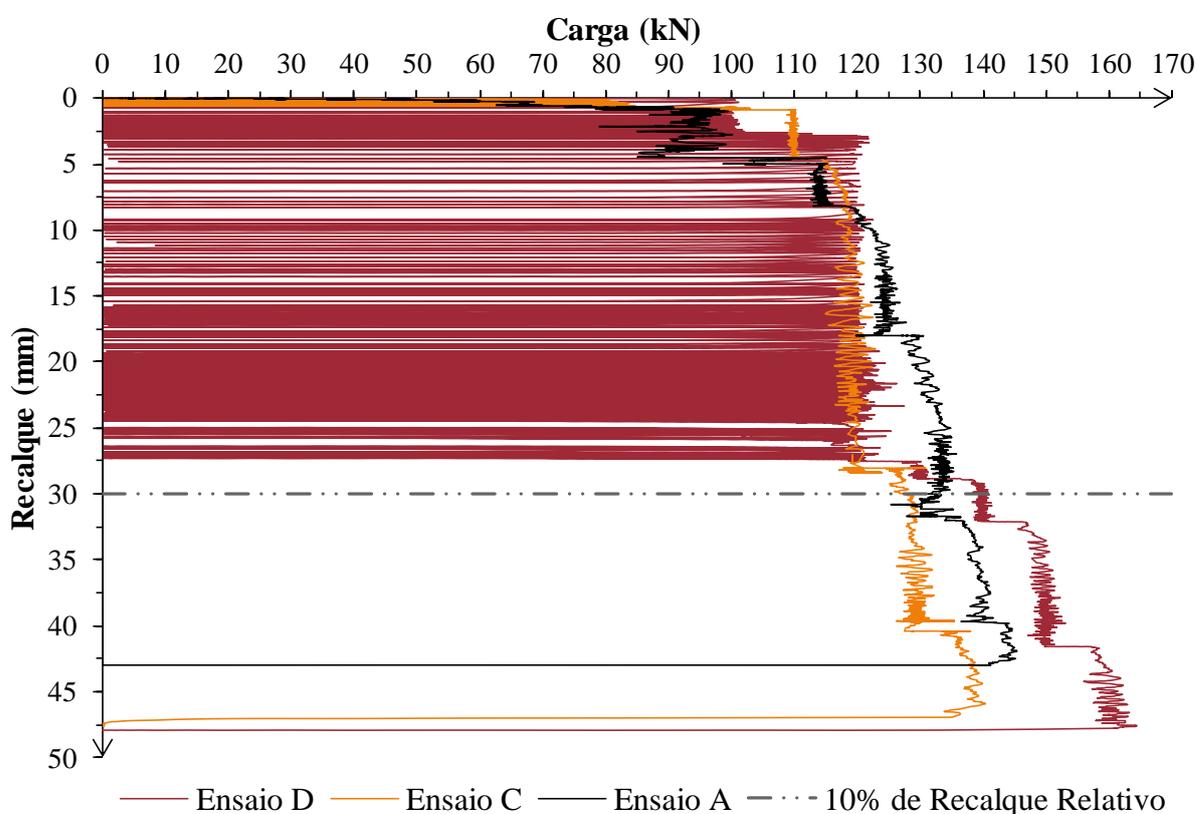


Figura 4.35. Comparativo resultados Ensaio A, C e D

Observando os valores das cargas de ruptura para os três ensaios, percebe-se que houve uma variação baixa nos valores das cargas de ruptura. Comparando o Ensaio C com o Ensaio A, houve uma redução de apenas 3,75% no valor da carga última do ensaio cíclico e relação ao monotônico. Dessa forma, com um pequeno número de cargas cíclicas estáveis aplicadas, o efeito no valor da carga de ruptura do sistema solo-estaca é de pequena representatividade. Visto que, uma variação como tal pode estar associada a variáveis de ruído inerentes a um ensaio de campo, como pequenas variabilidades geométricas da estaca, variações no teor de umidade natural do solo ao longo dos dias ou pequenas diferenças nas características do perfil de solo nos locais dos ensaios.

Quando é analisada de forma comparativa as cargas de ruptura do Ensaio D e do Ensaio A, o valor da carga de ruptura para o ensaio cíclico foi 5,26% superior ao monotônico. A partir deste resultado, verifica-se que as cargas cíclicas aplicadas, mesmo de grande magnitude que ocasionaram deslocamentos consideráveis, não causaram uma degradação no valor da carga última de ruptura do sistema solo-estaca, reiterando o resultado obtido no Ensaio C. O maior valor da carga pode ser explicado também em função de variações de algumas das características constitutivas do sistema solo-estaca.

- **Influência de carregamentos anteriores**

Importante análise pode ser realizada a respeito da ordem de aplicação dos carregamentos cíclicos, ou seja, uma possível influência que os carregamentos cíclicos anteriores aplicados na estaca causariam nos carregamentos subsequentes. Segundo Puech & Garnier (2017), ainda faltam estudos em relação ao efeito da ordem de carregamentos cíclicos. Nesta pesquisa, duas análises em relação a isso podem ser realizadas, com a carga cíclica máxima de 80 kN e 100 kN, já que, ambos os carregamentos foram aplicados em dois ensaios, um em uma estaca intacta e outro em uma estaca já anteriormente carregada por ciclos de carga.

A Figura 4.36 demonstra os resultados da curva carga recalque para os carregamentos cíclicos de $Q_{\text{máx}} = 80$ kN aplicados nos Ensaios B e C. No caso do Ensaio C, a estaca foi carregada diretamente com 100 ciclos de 80 kN, já no Ensaio B a estaca foi carregada com 100 ciclos de 80 kN, posteriormente a aplicação de 100 ciclos de 40 e 60 kN. A partir do resultado é possível notar que a geração de recalques com a aplicação dos ciclos de 80 kN, foi muito semelhante. No ensaio com a aplicação de cargas anteriores, a geração individual de recalque foi de 0,38 mm, sendo estes iniciados no gráfico em um deslocamento de 0,70 mm em função da aplicação

dos ciclos anteriores de carga. No caso da aplicação direta de ciclos de 80 kN houve a ocorrência de 0,54 mm de deslocamento. No caso do Ensaio C os primeiros ciclos foram responsáveis por uma geração de recalques mais acentuada, o que não pôde ser observado na série de 80 kN do Ensaio B. Esse comportamento só pôde ser observado na primeira série de ciclos aplicada na estaca, quando houve apenas acréscimos no valor da carga cíclica máxima aplicada, não ocorreu esta distinção, apenas no caso do acréscimo causar instabilidade à estaca.

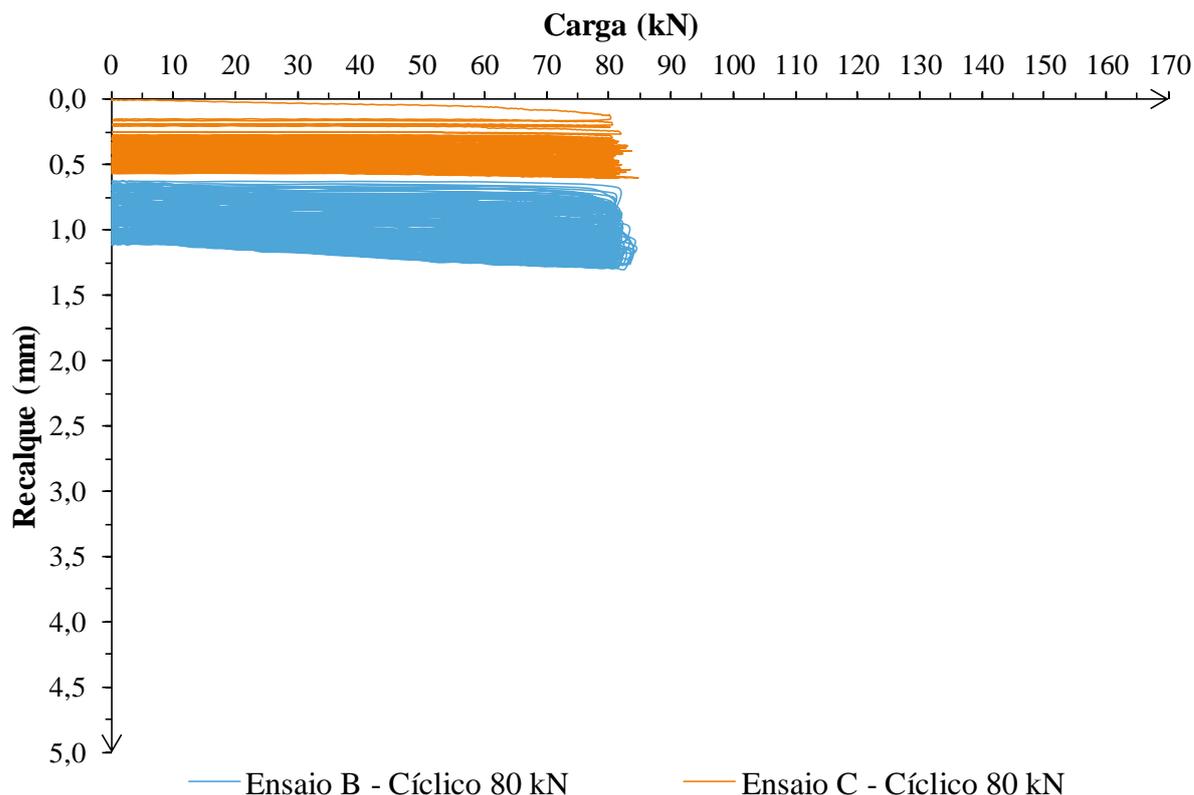


Figura 4.36. Comparativo ciclos de $Q_{\text{máx}} = 80$ kN – Ensaio B e C

A Figura 4.37 demonstra os resultados da curva carga recalque para os carregamentos cíclicos de $Q_{\text{máx}} = 100$ kN aplicados nos Ensaio B e D. No caso do Ensaio D, a estaca foi carregada diretamente com 300 ciclos de 100 kN, já no Ensaio B a estaca foi carregada com 100 ciclos de 100 kN, posteriormente a aplicação de 100 ciclos de 40, 60 e 80 kN. No caso do Ensaio B, com a aplicação de 100 ciclos de 100 kN, houve a geração de 2,38 mm de recalque, sendo estes iniciados já em um deslocamento de 1,08 mm no gráfico, em função dos recalques gerados pelos ciclos anteriores. No caso do Ensaio D, foram aplicados 300 ciclos, com o objetivo de chegar a uma condição de esgotamento de deformações plásticas. Com a aplicação destes

ciclos, houve a geração de 2,98 mm de recalque. E quando analisados os 100 primeiros ciclos do Ensaio D, ocorreu um deslocamento de 2,76 mm.

Novamente é possível notar que não houve uma variação tão significativa no comportamento quanto a geração de recalque, se os ciclos forem aplicados diretamente na estaca ou após a aplicação de demais séries de cargas cíclicas estáveis ao sistema solo-estaca. Assim como observado na comparação anterior de ensaios, quando aplicada a primeira série de ciclos, observa-se uma geração mais acentuada de recalque nos primeiros ciclos e os mesmos tendem a se estabilizar e minimizar o valor de recalque gerado. No caso da série aplicada após outros carregamentos, não é possível notar variações no deslocamento gerado ao passo que um maior número de ciclos é aplicado, mantendo uma quantidade média contínua de recalque gerado por ciclo.

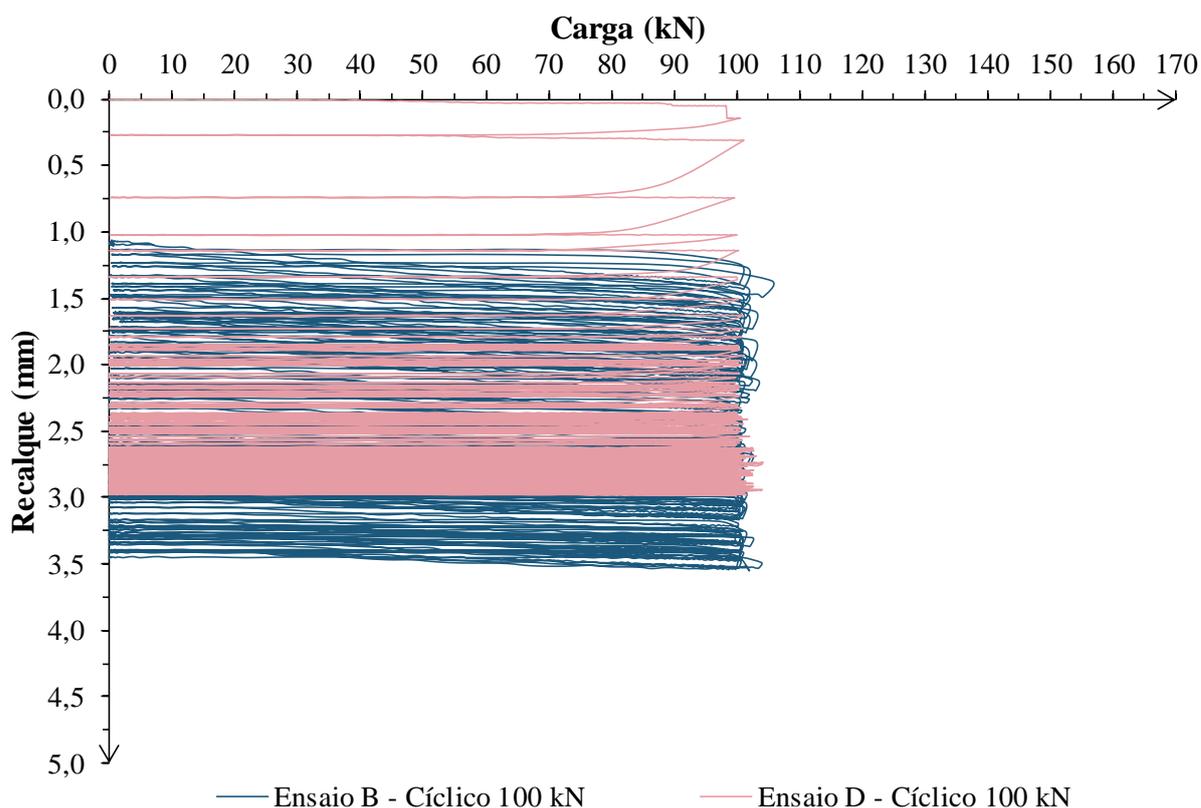


Figura 4.37. Comparativo ciclos de $Q_{\text{máx}} = 100 \text{ kN}$ – Ensaio B e D

- **Comportamento geral – Diagrama de estabilidade cíclica**

A Figura 4.38 demonstra as curvas carga recalque de todos os resultados de prova de carga realizados na pesquisa. É possível verificar que de uma maneira geral, o comportamento do sistema solo-estaca desenvolve uma alta rigidez inicial, até uma carga aproximada entre 95 e 110 kN. Até este determinado estágio, independente da carga ser mantida constante ou aplicados cíclicos de carregamento e descarregamento, não são desenvolvidos recalques consideráveis. É esperado que até esta carga haja a mobilização do atrito lateral e uma não ocorrência de quebra generalizada da estrutura naturalmente cimentada do solo residual, já que apenas pequenos deslocamentos plásticos são desenvolvidos.

Posteriormente a este nível de carga, nota-se uma geração de recalques acentuada, tanto para os ensaios monotônicos, como para os ensaios cíclicos. Nesta fase, é possível que tenha ocorrido um esgotamento da parcela de atrito lateral e quebra da estrutura cimentada, por isso há a ocorrência de recalques de grande magnitude. Portanto, é possível afirmar, que independentemente de serem aplicadas cargas cíclicas ou monotônicas na estaca, é fundamental determinar se a magnitude desta carga causa uma quebra da estrutura naturalmente cimentada do solo, já que esta é a principal característica que governa o comportamento da estaca em solo residual.

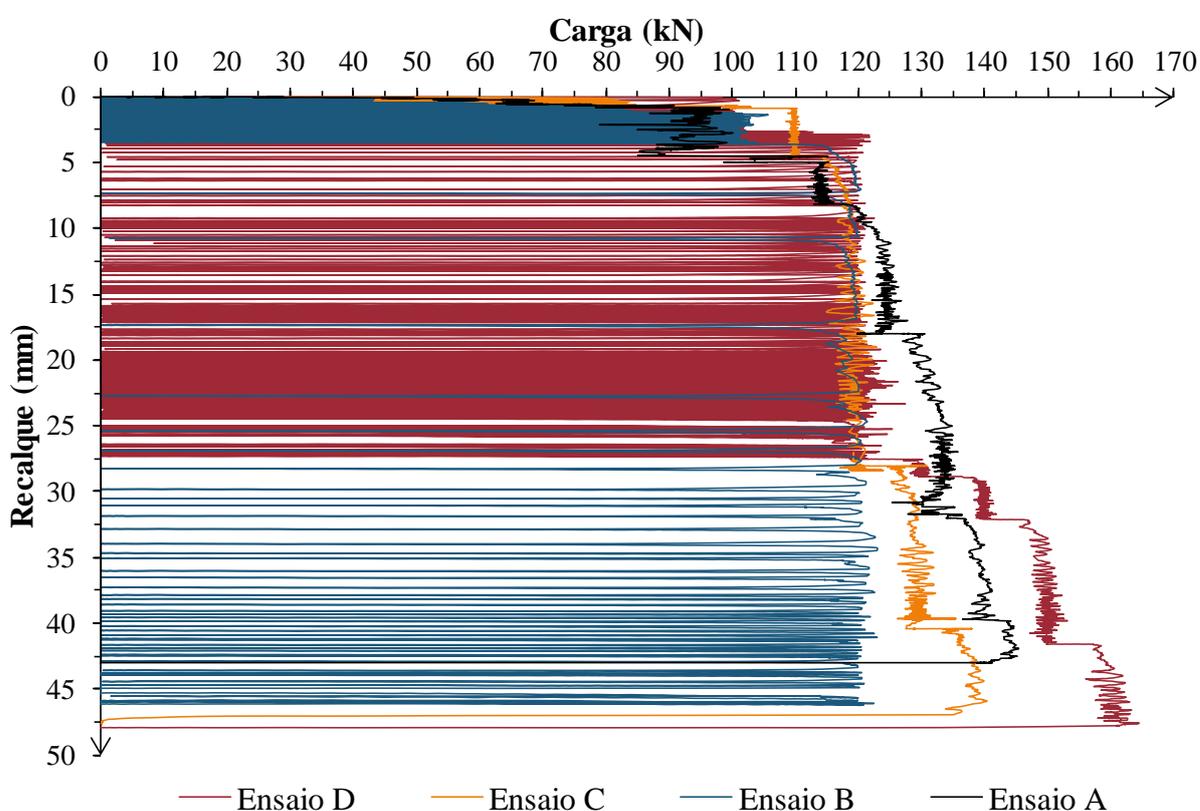


Figura 4.38. Comparativo das curvas carga recalque resultantes das provas de carga da pesquisa

De semelhante maneira é possível verificar este comportamento através do diagrama de estabilidade cíclica das estaca ensaiadas a provas de carga cíclica de compressão no solo coesivo friccional de Passo Fundo, conforme ilustrado na Figura 4.39. É possível perceber que até uma carga relativamente alta os ciclos apresentam um comportamento estável. Somente quando a carga cíclica máxima se aproxima da carga de ruptura monotônica ($90\% Q_{ult, A}$) que os ciclos passam a ter um comportamento instável. É possível perceber, portanto, que a carga de ruptura cíclica e a carga de ruptura monotônica são bastante próximas e possivelmente são aquelas que representam o instante de quebra generalizada da estrutura cimentada do solo, o que acaba por acarretar grandes deslocamentos e conseqüentemente uma ruptura do sistema solo-estaca.

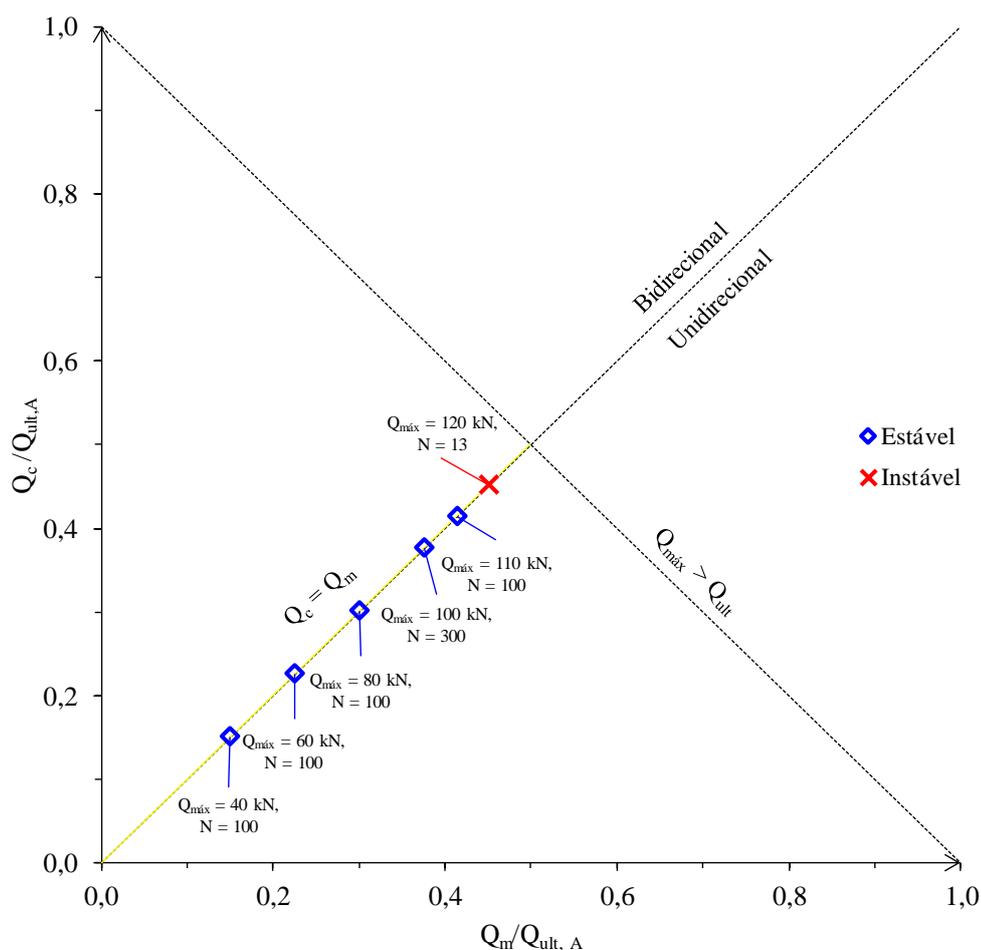


Figura 4.39. Diagrama de estabilidade cíclica das estacas.
Onde: Q_c é a carga cíclica, Q_m é a carga média, $Q_{máx}$ é a carga cíclica

máxima, Q_{ult} é a carga de ruptura, $Q_{ult,A}$ é a carga de ruptura da estaca A e N é o número de ciclos.

5.4 ANÁLISE COMPARATIVA QUALITATIVA DA RESPOSTA CÍCLICA DO SOLO COESIVO FRICCIONAL EM CAMPO E LABORATÓRIO

Quando se observa o comportamento do solo coesivo friccional de Passo Fundo quando submetido a carregamentos cíclicos, encontra-se uma tendência muito particular e diferenciada em relação a maior parte dos materiais já estudados e listados na bibliografia (e.g. ANDERSEN, 2009; FESTUGATO, 2011; PUECH & GARNIER, 2017). Tanto o comportamento do solo em laboratório por meio de ensaios *simple shear*, como em campo por meio de provas de carga cíclicas axiais, mostrou ser governado principalmente pela sua cimentação natural.

Sabe-se que esta característica é muito importante e decisiva no comportamento em geral dos solos residuais. E no caso das solicitações cíclicas, isso não é diferente. Até que seja atingida uma tensão ou carga que leve a quebra da cimentação, há uma elevada rigidez do solo. Podem ser aplicados um número bastante significativo de ciclos, que ainda assim, os níveis de deformação não são acentuados. E então, quando se eleva a carga ou tensão, a uma suficientemente grande para causar ruptura generalizada da cimentação natural do solo, há uma mudança de comportamento brusca. Passa-se a ter um comportamento instável aos ciclos, geração de grandes deslocamentos plásticos por ciclo, já observado nos primeiros ciclos.

Assim, diferentemente de uma tendência linear de crescimento de cargas cíclicas e acentuação dos deslocamentos, há dois padrões de comportamento muito distintos. Cargas e tensões cíclicas abaixo da tensão de ruptura da estrutura naturalmente cimentada do solo residual, são estáveis, geram pouco ou ínfimos deslocamentos. Já, as cargas ou tensões cíclicas que excederem a carga de ruptura da estrutura naturalmente cimentada do solo, são instáveis e geram grandes deslocamentos a pouquíssimos ciclos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Inicialmente é salientada a originalidade deste trabalho. Estudos sobre carregamento cíclicos axiais em estacas executadas em solo coesivo friccional, ainda não haviam sido realizados. Além disso, uma caracterização da resposta cisalhante cíclica de um solo residual através de ensaios do tipo *simple shear*, também é uma inovação, bem como, o uso do ensaio *Slant Shear* para caracterização da resistência de interface solo-estaca. Dessa forma, os resultados deste trabalho de uma maneira geral, mostram-se uma vasta contribuição para a bibliografia e o estado da arte. Embora ainda, neste capítulo são elencadas as principais conclusões obtidas a partir de uma análise detalhada dos resultados expostos no capítulo 4 e por fim, são dadas sugestões de alguns projetos e procedimentos que podem ser empregados em trabalhos futuros como forma de continuidade as análises iniciadas nesta dissertação.

5.1 CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados de **caracterização do solo coesivo friccional de Passo Fundo**, ressalta-se a homogeneidade do solo ao longo do campo experimental, dada a semelhança dos dados obtidos com os demais autores que o estudaram. Conclui-se que o solo se trata de um silte de baixa plasticidade, com peso específico natural de $15,4 \text{ kN/m}^3$ e uma porosidade relativamente alta de 54,6%, o que confere com a característica esperada de solos residuais de uma estrutura poroso e levemente cimentada.

A partir da análise dos resultados da **resposta monôtonica do solo através de ensaios *simple shear***, podem ser realizadas algumas considerações. O solo de Passo Fundo não apresentou pico de resistência, a tensão cisalhante cresceu continuamente do início ao final do ensaio. Os valores de tensões cisalhantes finais são relativamente próximos, independente da tensão vertical efetiva inicial do ensaio neste programa experimental, da mesma forma, o módulo cisalhante se mostrou próximo nos três ensaios monotônicos. Pode se concluir, portanto, que maiores tensões verticais efetivas geram ao mesmo tempo, uma diminuição no índice de vazios e um maior contato entre as partículas, mas também, tendem a quebrar parte da estrutura naturalmente cimentada do solo, havendo efeitos sobrepostos inversos, mantendo, dessa forma, as respostas do solo próximas.

Para as tensões verticais efetivas iniciais ensaiadas, o material desenvolveu uma mesma tendência contrátil inicial, seguida por um comportamento dilatante a maiores níveis de deformação. Além disso, é possível perceber que quando normalizadas as curvas, dividindo-se a tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva ao longo de ensaio, é notado o pico de resistência, quando o comportamento do material passa de uma tendência contrátil para dilatante e assim uma possível evidência da formação de um plano de cisalhamento e ruptura do corpo de prova neste nível de deformação, posteriormente, para a mesma curva, todos os ensaios tendem a um patamar comum. Como parâmetros do solo, conclui-se que o ângulo de atrito interno efetivo é de $29,74^\circ$ e a coesão efetiva é de 15 kPa.

A partir da análise dos resultados da **resposta cíclica do solo através de ensaios *simple shear***, podem ser realizadas algumas considerações. Foi possível concluir que quanto maior a tensão cisalhante cíclica máxima, maiores os níveis de deformação sofridos pelo corpo de prova. Além disso, há pouca influência da tensão vertical efetiva inicial no comportamento quando a deformabilidade cíclica, sendo a tensão cisalhante cíclica máxima uma variável mais significativa para a resposta.

O módulo cisalhante obtido para cada ciclo é degradado quando o ciclo aplicado leva a ruptura do material, mas mantém-se constante ao longo dos ciclos, quando há geração de apenas pequenas deformações. Ademais, o módulo cisalhante obtido no primeiro ciclo é o menor de cada ensaio, o que permite concluir que: parte da estrutura naturalmente cimentada já é degradada com a aplicação do primeiro ciclo de tensão e posteriormente para as cargas cíclicas que não levam a grandes deformações, há uma tendência a estabilização ou alcançam uma histerese após um número significativo de ciclos.

A partir da análise dos resultados da **resposta pós-cíclica do solo através de ensaios *simple shear***, podem ser realizadas algumas considerações. O comportamento pós-cíclico do material, assemelhasse consideravelmente ao comportamento monotônico, não há pico de resistência e a tensão cisalhante cresce continuamente do início ao final do ensaio. Além disso, é possível perceber que após a aplicação dos ciclos, a resposta do solo residual tem uma tendência dilatante, especialmente, a maiores deformações. A envoltória de resistência pós-cíclica do material é muito semelhante a envoltória de resistência monotônica, mantendo o mesmo valor

de ângulo de atrito interno efetivo, mas tendo uma diminuição da coesão para 12 kPa, em função de quebra de parte da estrutura naturalmente cimentada do solo pela aplicação dos ciclos.

A partir da análise dos resultados da **resposta cisalhante da interface solo-estaca através de ensaios *slant shear***, podem ser realizadas algumas considerações. Foi possível verificar que o conjunto teve uma ruptura próxima a região da interface. O valor do ângulo de atrito efetivo de interface encontrado foi de 24,6° e a coesão efetiva de 4,8 kPa. Os parâmetros mais baixos que os valores encontrados no *simple shear*, caracterizam uma possível degradação da estrutura do solo nas regiões de borda próximas a interface, que conduzem a redução dos parâmetros nesta condição.

A partir da análise dos resultados da **resposta de uma estaca carregada de forma monotônica à compressão através de provas de carga em campo**, podem ser realizadas algumas considerações. É possível notar que o comportamento do sistema solo-estaca quando solicitado a carga monotônica de compressão, foi caracterizado por uma rigidez inicial significativa, havendo incrementos de carga significativos, mas baixa ocorrência de recalques, seguida por um instante de mudança de comportamento, com geração de recalques comparativamente muito superiores. Essa mudança de comportamento, possivelmente, representa um instante de quebra generalizada da estrutura naturalmente cimentada do solo e rearranjo dos grãos, ocasionando deslocamentos plásticos relativos mais acentuados e representando, no caso de um sistema solo-estaca, uma mobilização completa do fuste.

A partir da análise do **resultado da carga última alcançada na prova de carga monotônica em comparação com metodologias de estimativa de capacidade de carga**, podem ser realizadas algumas considerações. Adotando-se o critério de ruptura de 10% de recalque relativo resultou-se em 133 kN a carga de ruptura da estaca. Quando comparado aos métodos de capacidade de carga mais comuns da literatura, percebeu-se que em grande parte eles se mostraram conservadores, principalmente os métodos semi-empíricos. O método que mais se aproximou do comportamento real da estaca, foi o método teórico proposto por Terzaghi.

A partir da análise dos resultados das **provas de carga cíclicas realizadas na pesquisa, podem ser realizadas algumas considerações quanto a viabilidade executiva**. Embora seja necessário haver um controle manual da carga e da frequência de carregamento, foi possível

alcançar resultados significativos de ambas as variáveis. Esse resultado é de fundamental importância já que, segundo a literatura, a carga cíclica máxima e o período dos ciclos são variáveis que possuem significativa influência na resposta cíclica do solo. Com isso, é possível concluir que, dado o controle significativo de ambas, que os resultados não estão sujeitos a esse tipo de influência, e, portanto, são representativos do comportamento do sistema solo-estaca.

A partir da análise dos resultados da **resposta das estacas carregadas de forma cíclica axial através de provas de carga em campo**, podem ser realizadas algumas considerações. A maioria das cargas cíclicas impostas às estacas mostraram-se estáveis segundo o critério de 10% do recalque relativo, mesmo após a aplicação de pelo menos 100 ciclos. Ainda que, com o aumento das cargas cíclicas, houve um aumento também nos valores de recalque, mas, vale ressaltar que, os valores de recalque gerados para as cargas estáveis foram muito baixos, alcançando no máximo 3 mm. Apenas quando foi aplicada uma carga cíclica máxima que representava 90% de carga de ruptura monotônica (120 kN) que se levou à estaca a grandes deformações e conseqüentemente uma ruptura do sistema solo-estaca. Os maiores deslocamentos causados por essa carga ocorreram nos primeiros ciclos, havendo depois de um maior número de ciclos aplicados uma minimização dos recalques, mas ainda assim, não se alcançou a estabilidade total.

Em contrapartida, para as cargas mais baixas, estáveis, mesmo aquelas com valores bastante próximos a carga de ruptura cíclica, como a carga de 100 kN, pode-se alcançar a condição de estabilização completa ou *shakedown*, onde não há mais deformações plásticas mesmo com a aplicação continuada de ciclos. Outra informação que se pode concluir, é que há pouca ou nenhuma influência da aplicação de ciclos estáveis anteriores na estaca aos ciclos aplicados posteriormente. Não houve uma variação significativa no comportamento quanto a geração de recalque, quando os ciclos foram aplicados diretamente na estaca ou após a aplicação de demais séries de cargas cíclicas estáveis ao sistema solo-estaca.

De uma maneira geral, conclui-se que o comportamento cíclico das estacas sujeitas a provas de carga cíclica no solo de Passo Fundo é bastante característico. Até uma carga relativamente alta os ciclos apresentam um comportamento estável e uma elevada rigidez com baixíssimos deslocamentos. Somente quando a carga cíclica máxima se aproxima da carga de ruptura monotônica (90%) que os ciclos passam a ter um comportamento instável. É possível perceber,

portanto, que a carga de ruptura cíclica e a carga de ruptura monotônica são bastante próximas e possivelmente são aquelas que representam o instante de quebra generalizada da estrutura cimentada do solo, o que acaba por acarretar em grandes deslocamentos e conseqüentemente uma ruptura do sistema solo-estaca.

A partir da análise dos resultados da **resposta pós-cíclica das estacas sujeitas a provas de carga em campo**, podem ser realizadas algumas considerações. Da estaca sujeita a uma prova de carga monotônica de referência para as estacas levadas a ruptura monotônica pós-cíclica, obteve-se uma diferença máxima nos valores de ruptura próxima a 5%. Dessa forma, mesmo com a aplicação de cargas cíclicas, o efeito no valor da carga de ruptura do sistema solo-estaca é de pequena representatividade. Visto que, uma variação como tal pode estar associada a variáveis de ruído inerentes a um ensaio de campo, como pequenas variabilidades geométricas da estaca, variações no teor de umidade natural do solo ao longo dos dias ou pequenas diferenças nas características do perfil de solo nos locais dos ensaios.

A partir da análise dos resultados da **resposta cíclica comparativa a partir de ensaios de campo e laboratório**, podem ser realizadas algumas considerações. Para ambos os ensaios, provas de carga e *simple shear*, diferentemente de uma tendência linear de crescimento de cargas cíclicas e acentuação dos deslocamentos, há dois padrões de comportamento muito distintos. Cargas e tensões cíclicas abaixo da tensão de ruptura da estrutura naturalmente cimentada do solo residual, são estáveis, geram pouco ou ínfimos deslocamentos. Já, as cargas ou tensões cíclicas que excederem a carga de ruptura da estrutura naturalmente cimentada do solo, são instáveis e geram grandes deslocamentos a pouquíssimos ciclos. Dessa forma, é possível afirmar que, o comportamento cíclico do solo residual de Passo Fundo, mostrou ser governado especialmente pela sua cimentação natural.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

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

- Provas de carga em estacas executadas em solo residual, sujeitas a carregamento cíclico axial em duas direções (compressão e tração);

- Provas de carga cíclicas axiais em estacas de deslocamento (metálicas ou pré-moldadas de concreto) executadas em solo residual;

- Provas de carga cíclicas axiais executadas em grupos de estacas, para avaliação de possível efeito;

- Avaliação e comparação dos dados da pesquisa com metodologias de estimativa de capacidade de carga cíclica;

- Desenvolvimento de modelos constitutivos para análise numérica, através de programas embasados no método dos elementos finitos, que reproduzam o comportamento de solos residuais sob condições cíclicas de esforços.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C882 / C882M**. Standard Test Method. Bond Strength of Epoxy-Resin Systems used with Concrete by Slant Shear. 2015.

ANDERSEN, K. A., PUECH, A. A., & JARDINE, R. J. Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications. **ISSMGE Technical Committee TC 209 Offshore Geotechnics**, 2013.

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**, 46(5), 513–535, 2009.

AOKI, N.; VELLOSO, D. A. An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. In: **PAN AMERICAN CSMFE**, 5., Buenos Aires, 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738**: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. Rio de Janeiro: 2015.

_____. **NBR 6122**: Projeto e Execução de Fundações. Rio de Janeiro: 2019.

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

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

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

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

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

_____. **NBR 16803**: Solo - Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro: 2020. 11 p.

BENZARIA, O., PUECH, A., & LE KOUBY, A. Cyclic axial load tests on bored piles in dense sands. **ISSMGE Technical Committee TC 209 Offshore Geotechnics**. 2013a

BENZARIA, O., PUECH, A., & LE KOUBY, A. Cyclic axial load tests on bored piles in overconsolidated Flanders clay. **ISSMGE Technical Committee TC 209 Offshore**

Geotechnics, 2013b.

BSI, BS 8004. **Code of practice for foundations**, British Standards Institution, London, 2015.

BORN, R. B. **Análise Experimental do Comportamento de Estacas Carregadas Lateralmente em um Solo Residual**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2019. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CAMPOS, J. C. de. **Elementos de Fundações em Concreto**. Oficina de textos, 2015.

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

CINTRA, J. C. A., AOKI, N., TSHUA, C., & GIACHETI, H. L. **Fundação ensaios estáticos e dinâmicos**. Oficina de Textos, 2013.

CONSOLI, N. C., FARO, V. P., SCHNAID, F., & BORN, R. B. Crosswise-loaded pile tests on residual soil site. **Géotechnique Letters**, 2016.

CORDEIRO, R. E. **Comportamento em Campo de Estacas Metálicas Submetidas a Carregamento Lateral Cíclico em Solo Coesivo-Friccional**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2019. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CORTE, M. B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaios Simple Shear**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2016. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

COSTA BRANCO, J. M. **Melhoria da Contribuição da resistência de Ponta em Estacas Escavadas com Trado Mecânico**. Universidade de São Paulo, 2006.

DALLA ROSA, F., & THOMÉ, A. Obtenção das características de resistência e deformabilidade de um solo residual de basalto através de ensaios de placa. **Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural**, 2004.

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

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT. In: **CRMSEF**, 6., Rio de Janeiro, 1978.

FARO, V. P. **Carregamento Lateral em Fundações Profundas Associadas a Solos Tratados : Concepção , Provas de Carga e Diretrizes de Projeto**. 2014. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FESTUGATO, L. **Comportamento mecânico de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C. (2013). Cyclic shear response of fibereinforced cemented paste backfill. **Geotechnique Letters**, v. 3, n. 1, p. 5-12.

FLEMING, K., WELTMAN, A., RANDOLPH, M., & ELSON, K. **Piling Engineering**. CRC Press, 2008.

HUAT, B. B. K; TOLL, D. G.; PRASAD, A. (Ed.). **Handbook of tropical residual soils engineering**. CRC Press, 2012.

KULHAWY, F. H. On the axial behavior of drilled foundations. **Geosupport**, 2004.

LOPES JUNIOR, L. S., & THOMÉ, A. Provas de carga estática em estacas escavadas de pequeno diâmetro, executadas na região de Passo Fundo, Rio Grande do Sul. **Seminário de Engenharia Geotécnica Do Rio Grande Do Sul (GEORS)**, 2005.

NARDELLI, A. **The Sharf Friction Degradation of Pile Under Cyclic Axial Loading in Wind Turbine Foundation**. Universidade de São Paulo, 2019.

NIYAMA, S., AOKI, N., & CHAMECKI, P. R. Verificação do desempenho. In **Fundações teoria e prática** (Editora Pi, pp. 723–751), 1998.

O'REILLY, M. P., & BROWN, S. F. **Cyclic Loading of Soils**. Glasgow: Blackie and Son Ltda, 1991.

POULOS, H. G. Cyclic Stability Diagram for Axially Loaded Piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 114(8), 877–895, 1988.

POULOS, H. G., & DAVIS, E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**, 1990.

PUECH, A. Advances in axial cyclic pile design: Contribution of the SOLCYP project. **ISSMGE Technical Committee TC 209 Offshore Geotechnics**, 2013.

PUECH, A., & BENZARIA, O. Effects of installation method on the static behaviour of piles in highly overconsolidated Flanders clay. **ISSMGE Technical Committee TC 209 Offshore Geotechnics**, 2013.

PUECH, A., & GARNIER, J. **Design of piles under cyclic loading: SOLCYP recommendations**, 2017.

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

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

RUVER, C. A. **Estudo do Arrancamento de Fundações em Solos Tratados com Cimento**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2011. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

SALGADO, R. **The Engineering of Foundations** (McGraw Hil), 2008

SCALLET, M. M. **Comportamento de estacas escavadas de pequeno diâmetro em solo laterítico e colapsível da região de Campinas/SP**. Universidade Estadual de Campinas, 2011.

SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics**. CRC Press, 2009.

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

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. In: **SEFE**, 3., São Paulo, 1996.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1947.

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

VELLOSO, D. DE A., & LOPES, F. DE R. **Fundações, volume 2: fundações profundas**. Oficina de Textos, 2010.

WESLEY, L. D. Influence of Structure and Composition of Residual Soils. **Journal of Geotechnical Engineering**, 116, 4, 1990.

YU, H. S. **General Elastic-Plastic Theorems**. In Plasticity and Geotechnical. Springer, 2006.