

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

**Comportamento cíclico de um solo fracamente cimentado curado
sob tensão**

Mariana da Silva Carretta

Porto Alegre

2022

MARIANA DA SILVA CARRETTA

**COMPORTAMENTO CÍCLICO DE UM SOLO
FRACAMENTE CIMENTADO CURADO SOB TENSÃO**

Tese 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 Doutora em Engenharia

Porto Alegre

2022

CIP - Catalogação na Publicação

Carretta, Mariana da Silva
Comportamento cíclico de um solo fracamente
cimentado curado sob tensão / Mariana da Silva
Carretta. -- 2022.
238 f.
Orientador: Lucas Festugato.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2022.

1. Solo estruturado. 2. Solo artificialmente
cimentado. 3. Carregamento cíclico. 4. Cura sob
tensão. 5. Triaxial cíclico. I. Festugato, Lucas,
orient. II. Título.

MARIANA DA SILVA CARRETTA

**COMPORTAMENTO CÍCLICO DE UM SOLO
FRACAMENTE CIMENTADO CURADO SOB TENSÃO**

Esta tese de doutorado foi julgada pela banca examinadora e considerada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, com ênfase em Geotecnia. Sua versão final foi aprovada pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, junho de 2022

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

Prof. Lucas Festugato
Coordenador PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^ª. Michéle Dal Toé Casagrande (UnB)
Dr^ª. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof. Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

Prof^ª. Karla Salvagni Heineck (UFRGS)
Dr^ª. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

AGRADECIMENTOS

Trabalhar durante 4 anos (ou até mais) e escrever uma tese de doutorado são daquelas tarefas árduas, custosas, duradouras, mas que não são, nem de longe, viáveis sem a contribuição de uma grande rede de apoio. E nesta tese, não haveria de ser diferente. Dentre essa rede de suporte, foi possível contar com aqueles que forneceram auxílio, opiniões, mão de obra e de certa forma contribuíram com qualquer detalhe deste documento escrito, bem como aqueles que proporcionaram um momento de descontração, uma palavra amiga ou uma frase de incentivo, por um simples ato de generosidade, amizade ou magnificente mentoria.

Em especial, agradeço a todos os professores com os quais tive o privilégio de cruzar minha jornada de aprendizado e construção de conhecimento tanto dentro da UFRGS, quanto dentro do PPGEC.

Ao meu orientador, professor Lucas Festugato, que sempre transmitiu todo o seu conhecimento, sabedoria, paciência e calma para todos os questionamentos, dúvidas e inseguranças manifestadas desde a escolha do tema, passando pelos ensaios de laboratório, até as análises finais desse trabalho. Como já disse anteriormente: Obrigada por instigar a dúvida, o questionamento e o desenvolvimento do raciocínio necessário a um engenheiro geotécnico.

Também agradeço ao professor Nilo Consoli pelo espírito de incentivo, motivação, disposição, solicitude e por todo conhecimento transmitido.

Igualmente agradeço ao amigo Lucas Festugato, pelos momentos de incentivo, descontração, cafés, churrascos e *pints* de IPA entre um “Não desanima, Mari!” e outro “Confia, Mari!”, ou um “Só vai!”.

Ao amigo Gustavo Dias Miguel, que muito me ajudou com os ensaios, acompanhou, discutiu, agregou e foi um grande parceiro de laboratório. Obrigada também pela amizade e parceria de sempre!

Ao Dionatas Andreghetto, por desacreditar, ao mesmo tempo em que suscitava a dúvida e contribuía para o crescimento e fundamentação da tese. Obrigada pelos debates, ajuda e amizade.

Ao Eclesielter Moreira, pela parceria no triaxial cíclico e pelo auxílio em muitos dos ensaios desta tese.

Ao Sérgio Marques, pela paciência, bom humor e calma para lidar com todas as dúvidas e questionamentos a cada passada pelo LEGG, que era sempre interrompida por um: Sérgio, me ajuda! Obrigada por todas as soluções de problemas encontradas, por todas as respostas às dúvidas que surgiam e pelas dicas que deste sempre com muita leveza e serenidade.

À minha querida amiga e companheira de Solo Residual de Passo Fundo e de equipamento Triaxial Cíclico, Luana Schulz, pela amizade, parceria, pelas ideias trocadas e pela disponibilidade em ajudar e fazer o melhor para que chegássemos ao final dessa jornada. Torço muito por ti!

À amiga Mozara Benetti, por ter sempre aquele cafezinho preparado, acompanhado dos ouvidos dispostos e atentos a ouvir todas as lamentações e angústias, para assim proferir suas palavras de conforto, além da parceria em todos os eventos de descontração “extra laboratoriais”.

À Helena Leon, pela amizade que no LEGG surgiu e que levaremos para a vida toda!

Da mesma forma, à Mariana Chrusciak, minha amiga e parceira do Rio Grande do Sul a Roraima, não importa a distância, nem a circunstância.

Aos amigos do LEGG, que compartilharam comigo os dias de laboratório, as experiências vividas, os cafezinhos, os momentos de descontração, os momentos de perrengue e toda a disponibilidade para ajudar em qualquer percalço que surgisse pelo caminho. Em especial ao Dudi Pasche, Bruna Hoch, Mariana Tonini, Marina Corte, Vini Godoy, João Victor Daronco, Hugo Scheuermann e Carol Santos.

Ao Perito e Engenheiro Luca Soncin, por ser um parceiro de jornada, amigo incentivador e sempre disponível para as diversas discussões de cunho pericial, científico ou geotécnico. Além de todo o apoio, conhecimento, conselhos e otimismo transmitidos.

A minha família, em especial meus pais Humberto e Helena, por terem me proporcionado grandes e ricas oportunidades em toda minha vida, além de estarem sempre presentes me dando amor e muito incentivo. À minha irmã Thaís, por ser exemplo de dedicação e profissionalismo em tudo que faz e por me incentivar sempre.

Ao Rodrigo, por ser amoroso, paciente, compreensivo, parceiro, ser meu principal motivador e por me apoiar incondicionalmente em todos os momentos dessa tese.

Ao CNPq pelo auxílio financeiro prestado através das bolsas de doutorado durante o desenvolvimento do trabalho.

Success is not a matter of mastering subtle, sophisticated theory but rather of embracing common sense with uncommon levels of discipline and persistence.

Patrick Lencioni

RESUMO

CARRETTA, M.S. **Comportamento cíclico de um solo fracamente cimentado curado sob tensão**. 2022. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

No âmbito da Engenharia Geotécnica, poucos são os estudos que associam o peculiar comportamento dos solos estruturados e a relevante influência que a estrutura cimentada fornece no desempenho desses materiais quando sujeitos a solicitações de repetidos ciclos de carga. Assim, o presente trabalho visa a compreensão da contribuição que a estrutura cimentada proporciona à resistência e rigidez do material, diante de carregamentos cíclicos em diferentes níveis de tensões, que conferem diferentes condições em relação à superfície de plastificação. Para avaliar o comportamento cíclico de um material estruturado por matriz fracamente cimentada, curado sob diferentes tensões – atmosférica, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa -, inicialmente foram executados ensaios triaxiais monotônicos, a fim de caracterizar o material e definir as superfícies de plastificação, bem como as envoltórias de resistência. A seguir o programa experimental contemplou ensaios triaxiais cíclicos realizados sob diferentes tensões de cura e condições de carregamento. Os resultados demonstraram que o comportamento frente ao carregamento cíclico depende fundamentalmente do estado de tensões em que a amostra se apresenta em situação anterior à aplicação dos ciclos de carregamento. As amostras que se mantiveram no espaço de tensões $p'-q$ interno à superfície de plastificação, apresentaram comportamento estável em relação às deformações e às tensões desenvolvidas, mantendo rigidez, excesso de propressão e tensões constantes ao longo de, pelo menos, 1000 ciclos de carregamento. Já aquelas amostras ensaiadas em um estado de tensões que excede a plastificação, demonstraram excessivas deformações, queda do módulo cisalhante e ruptura logo nos primeiros ciclos de carregamento. Como apontam os resultados obtidos, é possível afirmar que a estrutura cimentada é fundamental no comportamento de um solo, mesmo que em baixos níveis de cimentação. Nesse sentido, a cura sob tensão foi de extrema relevância ao trabalho, por preservar o arranjo estrutural e as ligações cimentantes para que se estudasse o material em tensões superiores às de plastificação do material.

Palavras-chave: *solo estruturado; solo fracamente cimentado; carregamento cíclico; cura sob tensão; triaxial cíclico.*

ABSTRACT

CARRETTA, M.S. **Cyclic behavior of a weakly cemented soil cured under stress**. 2022.

Doctoral Thesis (Doctor of Engineering) – Postgraduate Program in Civil Engineering,
Federal University of Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

In the Geotechnical Engineering field, there is limited research that associates the distinct behavior of structured soils and the relevant influence that the cemented structure provides on the performance of these materials, when subjected to repeated load cycles. Therefore, this thesis aims to understand the contribution that the cemented structure provides to the strength and stiffness of the material, in the face of cyclic loading at distinct stress levels, which confer specific conditions in regard to its yielding surface. To investigate the cyclic behavior of a material structured by a very weakly cemented arrangement, cured under stress at different levels – atmospheric pressure, 100 kPa, 200 kPa and 400 kPa -, at first monotonic triaxial tests were performed in order to describe the material and to establish the yield surfaces, as well as the failure envelopes. The next step included to the experimental program consisted of cyclic triaxial tests carried out under different curing stresses and loading conditions. The results showed that the behavior against cyclic loading depends essentially on the state of stresses to which the samples are subjected before the first loading cycles. The specimens which performed under the yield surface, in the $p'-q$ location, presented a stable behavior against the strain and stresses developed, maintaining stable stiffness, excess pore pressure and constant stresses over at least 1000 cycles of loading. On the other hand, those samples tested above the proposed yield surface, showed excessive strains, reduced shear modulus and then reached failure in the first loading cycles. Nevertheless, as indicated by the results, cemented structure is fundamental to the soil behavior, even at low cementation levels. In this sense, curing under stress presented itself to be of extreme relevance to the research, mostly because it preserves the structural arrangement and cementing bonds, so that the soil behavior at stresses greater than the yield stress might be studied.

Keywords: *structured soil; weakly cemented soil; cyclic loading; cure under stress; cyclic triaxial test.*

SUMÁRIO

| | |
|---------------------------------------------------------------|-----------|
| RESUMO | 9 |
| ABSTRACT | 10 |
| LISTA DE FIGURAS | 14 |
| LISTA DE TABELAS..... | 26 |
| LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS | 28 |
| 1 INTRODUÇÃO..... | 30 |
| 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA | 30 |
| 1.2 OBJETIVOS | 32 |
| 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO | 33 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 35 |
| 2.1 SOLOS ESTRUTURADOS | 35 |
| 2.1.1 Solos residuais | 37 |
| 2.1.2 Solos cimentados artificialmente | 38 |
| 2.1.3 Solos fracamente cimentados | 42 |
| 2.2 COMPORTAMENTO DOS SOLOS ESTRUTURADOS..... | 45 |
| 2.2.1 Plastificação e degradação da estrutura cimentada | 45 |
| 2.2.2 Compressão unidimensional/isotrópica..... | 57 |
| 2.2.3 Compressão triaxial/cisalhamento..... | 63 |
| 2.3 CURA SOB TENSÃO..... | 72 |
| 2.4 CARREGAMENTO CÍCLICO | 82 |
| 2.4.1 Comportamento dos solos sob cargas cíclicas | 87 |

| | | |
|----------|-------------------------------------------------------------------|------------|
| 2.5 | O PARÂMETRO η/C_{IV} COMO METODOLOGIA DE DOSAGEM..... | 96 |
| 3 | PROGRAMA EXPERIMENTAL..... | 98 |
| 3.1 | ENSAIOS E VARIÁVEIS INVESTIGADAS | 98 |
| 3.1.1 | Definição da dosagem | 99 |
| 3.1.2 | Ensaio triaxiais..... | 100 |
| 3.2 | MATERIAIS..... | 106 |
| 3.2.1 | Solo residual de Passo Fundo..... | 106 |
| 3.2.2 | Cimento Portland..... | 112 |
| 3.2.3 | Água destilada | 113 |
| 3.3 | PROCEDIMENTOS DE ENSAIO..... | 113 |
| 3.3.1 | Ensaio de resistência à compressão simples – definição de dosagem | 113 |
| 3.3.2 | Definições gerais do equipamento triaxial utilizado..... | 114 |
| 3.3.3 | Ensaio triaxiais monotônicos | 121 |
| 3.3.4 | Ensaio triaxiais cíclicos | 128 |
| 4 | RESULTADOS E ANÁLISES..... | 131 |
| 4.1 | ENSAIOS PARA DEFINIÇÃO DA DOSAGEM..... | 131 |
| 4.2 | CÁLCULOS E DEFINIÇÕES FUNDAMENTAIS..... | 133 |
| 4.3 | ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS | 136 |
| 4.3.1 | Considerações iniciais | 137 |
| 4.3.2 | Compressão isotrópica | 142 |
| 4.3.3 | Cisalhamento | 146 |
| 4.3.4 | Trajatórias de tensão e envoltórias de resistência | 164 |
| 4.3.5 | Definição da superfície de plastificação..... | 169 |

| | | |
|----------|---------------------------------------------------------------|------------|
| 4.4 | ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS | 183 |
| 4.4.1 | Trajectoria p' constante | 185 |
| 4.4.2 | Carregamento cíclico..... | 191 |
| 4.4.3 | Cura 100 kPa | 192 |
| 4.4.4 | Cura 200 kPa | 195 |
| 4.4.5 | Cura 400 kPa | 198 |
| 4.4.6 | Efeito do estado de tensões | 203 |
| 4.4.7 | Rigidez..... | 210 |
| 4.5 | PRINCIPAIS CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS | 217 |
| 5 | CONSIDERAÇÕES FINAIS..... | 220 |
| 5.1 | CONCLUSÕES | 220 |
| 5.1.1 | Definição da dosagem | 220 |
| 5.1.2 | Cura sob tensão..... | 220 |
| 5.1.3 | Compressão isotrópica | 221 |
| 5.1.4 | Carregamento monotônico | 222 |
| 5.2 | CARREGAMENTO CÍCLICO | 225 |
| 5.3 | SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS | 227 |
| 5.4 | ENCERRAMENTO..... | 228 |
| | REFERÊNCIAS | 229 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.1: Resultados de resistência à compressão simples de um solo artificialmente cimentado (FOPPA, 2005). | 40 |
| Figura 2.2: Definição da tensão de plastificação de um material em ensaios triaxiais (MARQUES, 2016)..... | 46 |
| Figura 2.3: Determinação do ponto de plastificação na compressão isotrópica (adaptado de CONSOLI et al., 2007)..... | 47 |
| Figura 2.4: Ensaio de compressão isotrópica para definição do ponto de quebra da estrutura cimentada de um solo residual cimentado naturalmente (adaptado de CARRETTA et al., 2021)..... | 48 |
| Figura 2.5: Evolução do módulo cisalhante obtido por medidas de <i>bender elements</i> para definição do ponto de quebra da estrutura cimentada de um solo residual cimentado naturalmente (adaptado de CARRETTA et al., 2021)..... | 49 |
| Figura 2.6: Formas e tipos de plastificação (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990)..... | 50 |
| Figura 2.7: Definição da superfície de plastificação para o solo residual com cimentação natural (CARRETTA, 2018) | 51 |
| Figura 2.8: Definição dos pontos de plastificação a partir das curvas tensão-deformação (CARRETTA, 2018) | 51 |
| Figura 2.9: Resultados dos ensaios triaxiais em solo residual estruturado para amostras pré e pós-plastificação (CARRETTA, 2018) | 52 |
| Figura 2.10: Identificação das zonas de plastificação (adaptado de JARDINE, 1992)..... | 55 |
| Figura 2.11: Pontos de plastificação em solos estruturados (adaptado de MALANDRAKI e TOLL, 1996)..... | 55 |
| Figura 2.12: Zonas de comportamento para solos estruturados (adaptado de MALANDRAKI e TOLL, 2000)..... | 57 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.13: Resultado oedométrico executado para amostras estruturadas e remoldadas (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)..... | 58 |
| Figura 2.14: Resultado de compressão isotrópica (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)..... | 59 |
| Figura 2.15: Tendência de comportamento material desestruturado e estruturado (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)..... | 59 |
| Figura 2.16: Resultados de compressão oedométrica já obtidos para o solo residual (adaptado CARRETTA, 2018)..... | 60 |
| Figura 2.17: Resultado de compressão oedométrica em escala natural (adaptado de CARRETTA, 2018)..... | 60 |
| Figura 2.18: Tendência do material após desestruturação de amostra indeformada (adaptado de CARRETTA, 2018)..... | 61 |
| Figura 2.19: Compressão isotrópica para amostras indeformada e remoldada (adaptado de CARRETTA et al., 2021)..... | 62 |
| Figura 2.20: Modelo de mobilização da resistência para solos estruturados. (a) Tensão-deformação para ensaios de compressão em laboratório (b) evolução das fissuras na amostra (adaptado de HAJIABDOLMAJID et al., 2002)..... | 65 |
| Figura 2.21: Comparação do comportamento tensão-deformação durante o cisalhamento em ensaios de areia natural e areia cimentada (MARQUES, 2016)..... | 66 |
| Figura 2.22: Influência da tensão de confinamento no comportamento de uma rocha branda porosa (adaptado de ELLIOT e BROWN, 1985)..... | 67 |
| Figura 2.23: Idealização do efeito da tensão principal no comportamento dos solos cimentados (adaptado de COOP e ATKINSON, 1993; LADE e TRADS, 2014)..... | 68 |
| Figura 2.24: Idealização do efeito da tensão principal no comportamento dos solos fracamente cimentados para níveis intermediários de tensão (adaptado de CUCCOVILLO e COOP, 1999; LADE e TRADS, 2014)..... | 69 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Figura 2.25: Influência da tensão de confinamento no comportamento de um calcarenito (adaptado de CUCCOVILLO e COOP, 1999)..... | 70 |
| Figura 2.26: Módulo cisalhante x deformação axial (CARRETTA, 2018)..... | 71 |
| Figura 2.27: Comportamento tensão-deformação para amostras curadas sem tensão (a) e sob tensão (b) - (adaptado de CONSOLI et al., 2000)..... | 74 |
| Figura 2.28: Deformação para amostras curadas sem tensão (a) e sob tensão (b) - (adaptado de CONSOLI et al., 2000)..... | 74 |
| Figura 2.29: Módulo secante durante o cisalhamento. (a) Amostras curadas sob tensão atmosférica. (b) Amostras submetidas à cura sob tensão (adaptado de CONSOLI et al., 2000)..... | 75 |
| Figura 2.30: Resultados de compressão unidimensional para amostras de mesma dosagem argila-cimento curadas sob diferentes tensões (adaptado de JONGPRADIST et al., 2011) | 78 |
| Figura 2.31: Resultados de ensaios triaxiais drenados em amostras curadas sob tensão atmosférica (a) e sob tensão (b). (MARQUES et al., 2021)..... | 79 |
| Figura 2.32: Envoltórias de plastificação e de resistência de pico para as amostras curadas sob tensão e sob tensão atmosférica (adaptado de Marques et al., 2021) | 80 |
| Figura 2.33: Módulo cisalhante secante observado para as amostras cisalhadas em tensão confinante de 500 kPa, com e sem tensão (adaptado de MARQUES et al., 2019)..... | 81 |
| Figura 2.34: Período em relação ao número de ciclos associados a eventos típicos de carregamento cíclico (adaptado ANDERSEN et al., 2013)..... | 84 |
| Figura 2.35: Elementos componentes de um ciclo de carga (adaptado de ANDERSEN et al., 2013)..... | 86 |
| Figura 2.36: Comparativo a resistência estática e cíclica (adaptado de DYVIK et al.,1989; ANDERSEN, 2009) | 88 |

| | |
|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 2.37: Trajetória de tensões para solos não drenados sob carregamentos monotônico e cíclico (adaptado de ANDERSEN, 2009) | 89 |
| Figura 2.38: Evolução da poropressão e das deformações cisalhantes durante o carregamento cíclico (adaptado de ANDERSEN, 2009) | 89 |
| Figura 2.39: Comparativo de comportamento entre amostras cimentadas e não cimentadas durante ensaio triaxial cíclico (adaptado de CARRETTA et al., 2021) | 94 |
| Figura 2.40: Evolução do módulo normalizado para amostras cimentadas submetidas ao carregamento cíclico (adaptado de VIANA DA FONSECA et al., 2013) | 95 |
| Figura 2.41: Evolução do módulo de elasticidade secante até a ruptura (adaptado de CARRETTA et al., 2021)..... | 96 |
| Figura 2.42: Curva de dosagem de mistura (FOPPA, 2005)..... | 97 |
| Figura 3.1: Modelo de nomenclatura dos ensaios triaxiais | 101 |
| Figura 3.2: Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais | 101 |
| Figura 3.3: Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais | 102 |
| Figura 3.4: Localização do município de Passo Fundo (adaptado IBGE, 2016)..... | 107 |
| Figura 3.5: Localização do município de Passo Fundo no Mapa Geológico do Brasil (adaptado CPRM, 2006)..... | 107 |
| Figura 3.6: Imagem de satélite do campo experimental da UPF (CPRM, 2017)..... | 108 |
| Figura 3.7: Sondagem SPT (FARO, 2014)..... | 109 |
| Figura 3.8: Ensaio de CPT e SDMT (CONSOLI et al., 2016) | 109 |
| Figura 3.9: Curva granulométrica do solo estudado (CARRETTA, 2018)..... | 110 |
| Figura 3.10: Evolução padrão da resistência à compressão do cimento Portland (ABCP, 1996) | 113 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 3.11: Corpo de prova após moldagem (a). Corpos de prova após sujeitos à imersão (b) | 114 |
| Figura 3.12: (a) Corpo de prova submetido à ruptura. (b) Corpo de prova após ruptura..... | 114 |
| Figura 3.13: Esquema de funcionamento do equipamento triaxial cíclico (adaptado de GÁLVEZ, 2018)..... | 116 |
| Figura 3.14: Equipamento triaxial (a) Válvulas proporcionais (b) Bladder confinante e contrapressão (c) Transdutores de contrapressão (d) Transdutor de pressão da confinante | 117 |
| Figura 3.15: (a) Equipamento externo de medição volumétrica (b) Sistema de válvulas que controla o equipamento de medição volumétrica..... | 118 |
| Figura 3.16: Medidor de deslocamento axial. (a) LVDT para medição de deslocamento axial (b) Posição do LVDT na câmara..... | 119 |
| Figura 3.17: Disposição dos sensores de medidas internas no corpo de prova..... | 119 |
| Figura 3.18: Sistema de aplicação da tensão cisalhante. (a) Levantamento da base da câmara. (b) Sistema de reação. (c) Sistema de reação associado à célula de carga e pistão..... | 120 |
| Figura 3.19: (a) Célula de carga da câmara triaxial (b) Cilindro pneumático e válvula de controle de abertura..... | 121 |
| Figura 3.20: Processo de moldagem dos corpos de prova. (a) Separação massa de solo. (b) Separação da massa de cimento. (c) Mistura dos materiais secos. (d) Materiais secos já homogeneizados. (e) Aferição quantidade de água da mistura conforme dosagem. (f) Mistura final..... | 122 |
| Figura 3.21: Procedimento de montagem equipamento triaxial. (a) Corpo de prova posicionado no pedestal da câmara triaxial. (b) disposição da membrana, <i>o'rings</i> e <i>topcap</i> . (c) Corpo de prova após colocação da instrumentação interna..... | 123 |
| Figura 3.22. Câmara triaxial fechada e preenchida por água..... | 123 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 3.23: Etapas da montagem de ensaio e do sistema <i>suction cap</i> . a) <i>Top-cap</i> e fixação dos o’rings b) Ajuste de espaçamento entre pistão e cabeçote acoplado ao corpo de prova. c) Válvula controladora do sistema <i>suction cap</i> . d) Fixação da câmara triaxial (CARRETTA, 2018)..... | 129 |
| Figura 4.1: Resultados de resistência à compressão simples para os corpos de prova moldados | 131 |
| Figura 4.2: Forma típica do corpo de prova após os ensaios..... | 135 |
| Figura 4.3: Envoltória de resistência para o critério de Mohr-Coulomb (adaptado de WOOD, 1994)..... | 135 |
| Figura 4.4: Relação entre índice de vazios final e índice de vazios de moldagem para as tensões de cura aplicadas..... | 139 |
| Figura 4.5: Relação entre índice de vazios final e índice de vazios de moldagem para as amostras curadas e a seguir consolidadas a uma mesma tensão. (a) amostras até 100 kPa; (b) amostras até 200 kPa; (c) amostras até 400 kPa e uma amostra até 600 kPa..... | 142 |
| Figura 4.6: Evolução do volume de vazios específico em função do incremento de tensão confinante durante a compressão isotrópica..... | 143 |
| Figura 4.7: Evolução do volume de vazios específico normalizado em função do incremento de tensão confinante durante a compressão isotrópica..... | 145 |
| Figura 4.8: Proposição da linha isotrópica de compressão (LIC) do solo cimentado | 146 |
| Figura 4.9: Resultados da etapa de cisalhamento para os doze ensaios realizados nos espaços tensão-deformação - $q \times \varepsilon_s$ (a); deformação volumétrica-deformação distorcional para os ensaios drenados - $\varepsilon_v \times \varepsilon_s$ (b); e geração de poropressão-deformação distorcional para os ensaios não drenados - $\Delta u \times \varepsilon_s$ (c) | 147 |
| Figura 4.10: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$ e deformação volumétrica-deformação distorcional – (b) $\varepsilon_v \times \varepsilon_s$ para os ensaios triaxiais drenados curados sob tensão | 149 |

| | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.11: Corpos de prova após cisalhamento drenado – (a) Ensaio com cura a 100 kPa; (b) Ensaio com cura a 200 kPa e (c) Ensaio com cura a 400 kPa | 150 |
| Figura 4.12: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \varepsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão | 151 |
| Figura 4.13: Corpo de prova M400(400)U após o cisalhamento | 152 |
| Figura 4.14: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \varepsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão atmosférica em comparativo aos curados sob tensão | 153 |
| Figura 4.15: Corpos de prova cisalhados após cura atmosférica..... | 153 |
| Figura 4.16: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \varepsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão de 100 kPa | 155 |
| Figura 4.17: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \varepsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão de 200 kPa | 156 |
| Figura 4.18: Corpos de prova após o cisalhamento para ensaios com tensão efetiva maior que a tensão de cura | 157 |
| Figura 4.19: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \varepsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados a diferentes tensões e cisalhados a 400 kPa | 158 |
| Figura 4.20: Comportamento tensão-deformação ($q \times \varepsilon_s$) em escala ampliada para os ensaios triaxiais não drenados curados a diferentes tensões e cisalhados a 400 kPa | 159 |
| Figura 4.21: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ε_s) para amostras curadas com e sem tensão | 161 |
| Figura 4.22: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ε_s) para amostras cisalhadas a uma mesma tensão de confinamento ($p'_0 = 400$ kPa) | 162 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.23: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ε_s) para amostras cisalhadas a uma mesma tensão de confinamento ($p'_0 = 200$ kPa)..... | 163 |
| Figura 4.24: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ε_s) para amostras curadas a 100 kPa (a) e 200 kPa (b) | 164 |
| Figura 4.25: Trajetórias de tensão e envoltória de resistência no espaço $p' x q$ para as amostras submetidas à cura atmosférica | 165 |
| Figura 4.26: Trajetórias de tensão e envoltória de resistência no espaço $p' x q$ para as amostras submetidas à cura sob tensão de 100 kPa | 166 |
| Figura 4.27: Trajetórias de tensão e envoltória de resistência no espaço $p' x q$ para as amostras submetidas à cura sob tensão de 200 kPa | 167 |
| Figura 4.28: Trajetórias de tensão e provável envoltória de resistência no espaço $p' x q$ para as amostras submetidas à cura sob tensão de 400 kPa..... | 168 |
| Figura 4.29: Envoltórias de resistência para todos os tipos de cura | 169 |
| Figura 4.30: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M000(100)U | 171 |
| Figura 4.31: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M000(200)U | 171 |
| Figura 4.32: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M000(400)U | 172 |
| Figura 4.33: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M100(200) | 173 |
| Figura 4.34: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M100(400)U | 174 |
| Figura 4.35: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M100(100)D | 174 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.36: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M100(100)U | 175 |
| Figura 4.37: Definição da superfície de plastificação para a cura a 100 kPa | 176 |
| Figura 4.38: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M200(400)U | 177 |
| Figura 4.39: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M200(200)D | 177 |
| Figura 4.40: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M200(200)U | 178 |
| Figura 4.41: Definição da superfície de plastificação para a cura a 200 kPa | 179 |
| Figura 4.42: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M400(600)U | 180 |
| Figura 4.43: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M400(400)D | 180 |
| Figura 4.44: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M400(400)U | 181 |
| Figura 4.45: Definição da superfície de plastificação para a cura a 400 kPa | 182 |
| Figura 4.46: Pontos e superfície de plastificação para os ensaios realizados..... | 183 |
| Figura 4.47: Modelo idealizado ensaios cíclicos..... | 184 |
| Figura 4.48: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$; deformação volumétrica-deformação distorcional – (b) $\varepsilon_v \times \varepsilon_s$ e trajetórias de tensão – (c) $p' \times q$, para a trajetória p' constante dos ensaios $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ | 186 |
| Figura 4.49: Trajetórias de tensão p' constante para $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ em relação às superfícies de plastificação propostas..... | 187 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.50: Provável ponto de plastificação em trajetória p' constante para a amostra C100(100)30..... | 188 |
| Figura 4.51: Provável ponto de plastificação em trajetória p' constante para a amostra C400(400)400..... | 189 |
| Figura 4.52: Pontos de plastificação a partir das trajetórias de tensão dos ensaios p' constante para $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ | 189 |
| Figura 4.53: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$; deformação volumétrica-deformação distorcional – (b) $\varepsilon_v \times \varepsilon_s$ e trajetórias de tensão – (c) $p' \times q$, para a trajetória p' constante dos ensaios $q_0 = \sigma'_c$ | 190 |
| Figura 4.54: Trajetórias de tensão dos ensaios p' constante para $q_0 = \sigma'_c$ em relação à superfície de plastificação e envoltórias de resistência | 191 |
| Figura 4.55: Ensaios cíclicos das amostras curadas sob tensão de 100 kPa. (a) Comportamento tensão-deformação: $q \times \varepsilon_s$; (b) Comportamento tensão-deformação em detalhe para amostras C100(100)0 e C100(100)30; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$ | 193 |
| Figura 4.56: Resposta cíclica das amostras curadas a 100 kPa, em função do número de ciclos aplicados. (a) Evolução da deformação ao longo dos ciclos; (b) Evolução da poropressão ao longo dos ciclos | 195 |
| Figura 4.57: Ensaios cíclicos das amostras curadas sob tensão de 200 kPa. (a) Comportamento tensão-deformação: $q \times \varepsilon_s$; (b) Comportamento tensão-deformação em detalhe para amostras C200(200)0, C200(200)0±40 e C200(200)60; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$ | 196 |
| Figura 4.58: Resposta cíclica das amostras curadas a 200 kPa, em função do número de ciclos aplicados. (a) Evolução da deformação ao longo dos ciclos; (b) Evolução da poropressão ao longo dos ciclos | 198 |
| Figura 4.59: Ensaios cíclicos das amostras curadas sob tensão de 400 kPa. (a) Comportamento tensão-deformação: $q \times \varepsilon_s$; (b) Comportamento tensão-deformação em detalhe para amostras C400(400)0 e C400(400)120; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$ | 199 |

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.60:Resposta cíclica das amostras curadas a 400 kPa, em função do número de ciclos aplicados. (a) Evolução da deformação ao longo dos ciclos; (b) Evolução da poropressão ao longo dos ciclos | 201 |
| Figura 4.61: Comportamento pós-cíclico para a amostra C400(400)120. (a) Curvas tensão-deformação: $q \times \varepsilon_s$; (b) Geração de poropressão-deformação: $\Delta u \times \varepsilon_s$; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$ | 202 |
| Figura 4.62: Trajetórias de tensão e posição relativa às envoltórias de resistência e de plastificação | 204 |
| Figura 4.63: Comportamento tensão-deformação para ensaios cíclicos executados a partir de $q_0 = 0$ | 206 |
| Figura 4.64: Amplitude de deformação ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas sob $q_0 = 0$ | 208 |
| Figura 4.65: Curvas tensão-deformação para os ensaios cíclicos com $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ | 208 |
| Figura 4.66: Amplitude de deformação ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas sob $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ | 209 |
| Figura 4.67: Curvas tensão-deformação para os ensaios cíclicos com $q_0 = \sigma'_c$ | 209 |
| Figura 4.68: Amplitude de deformação ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas sob $q_0 = \sigma'_c$ | 210 |
| Figura 4.69: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas em $q_0 = 0$ | 211 |
| Figura 4.70: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas em $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ | 211 |
| Figura 4.71: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas em $q_0 = \sigma'_c$ | 212 |
| Figura 4.72: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras curadas a 100 kPa | 213 |

| | |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Figura 4.73: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras curadas a 200 kPa | 214 |
| Figura 4.74: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras curadas a 400 kPa | 214 |
| Figura 4.75: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos 100 primeiros ciclos para as amostras curadas a 100 kPa | 215 |
| Figura 4.76: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos 100 primeiros ciclos para as amostras curadas a 200 kPa | 216 |
| Figura 4.77: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos 100 primeiros ciclos para as amostras curadas a 400 kPa | 216 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 2.1: Classificação dos solos cimentados (adaptado RAD and CLOUGH, 1982)..... | 43 |
| Tabela 2.2: Classificação para solos cimentados (adaptado de HARDINGHAM, 1994)..... | 44 |
| Tabela 3.1: Variáveis investigadas nos ensaios de resistência à compressão simples | 100 |
| Tabela 3.2: Programa de ensaios monotônicos | 103 |
| Tabela 3.3: Programa de ensaios cíclicos | 105 |
| Tabela 3.4: Composição granulométrica do solo em estudo | 110 |
| Tabela 3.5: Dados de amostras nas condições de campo do solo residual de Passo Fundo... | 111 |
| Tabela 3.6: Características físicas e mecânicas - Cimento CPV ARI | 112 |
| Tabela 3.7: Roteiro de ensaio monotônico | 124 |
| Tabela 3.8: Roteiro de ensaio para amostras curadas sob tensão e consolidadas..... | 125 |
| Tabela 3.9: Roteiro de ensaio cíclico | 126 |
| Tabela 4.1: Corpos de prova moldados para definição da dosagem | 133 |
| Tabela 4.2: Índice de vazios atingidos pelas amostras após a fase de cura e/ou consolidação | 138 |
| Tabela 4.3: Parâmetros de resistência das amostras cimentadas para cada tensão de cura.... | 169 |
| Tabela 4.4: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura atmosférica | 172 |
| Tabela 4.5: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura sob tensão de 100 kPa | 175 |
| Tabela 4.6: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura sob tensão de 200 kPa | 178 |

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| Tabela 4.7: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura sob tensão de 400 kPa | 181 |
| Tabela 4.8: Configuração dos ensaios triaxiais cíclicos | 185 |

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

| | |
|-----------|----------------------------------------------------------------|
| c' | Coesão |
| CID | Consolidado isotropicamente drenado |
| CIU | Consolidado isotropicamente não drenado |
| CPT | Cone Penetration Test |
| CPV-ARI | Cimento Portland de alta resistência inicial |
| DMT | Ensaio dilatométrico |
| e | Índice de vazios |
| G | Módulo cisalhante |
| G_0 | Módulo cisalhante inicial |
| G_{tan} | Módulo cisalhante tangente |
| LEGG | Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental |
| LIC | Linha isotrópica de compressão |
| LVDT | Equipamento transdutor de deslocamento linear |
| N_f | Número máximo de ciclos aplicados até a ruptura |
| p' | Tensão efetiva média |
| PPGEC | Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil |
| q | Tensão desvio |
| q_0 | Tensão desvio inicial de ensaio |
| q_c | Resistência de ponta |
| q_u | Resistência à compressão não confinada |
| q_Y | Tensão desvio correspondente ao ponto de plastificação |
| S | Grau de saturação |
| SDMT | <i>Sismic Dilatometer Test</i> |
| w | Teor de umidade |
| Y | Ponto de plastificação |

| | |
|------------------------|---------------------------------------------------------------------------|
| γ | Peso específico natural |
| γ_d | Peso específico aparente seco |
| γ_s | peso específico dos grãos |
| Δu | Excesso de poropressão gerado no cisalhamento |
| $\Delta \varepsilon_s$ | Amplitude de deformação distorcional por ciclo |
| $\Delta \sigma_d$ | Amplitude de tensão desvio |
| ε_a | Deformação axial |
| ε_r | Deformação total radial |
| ε_s | Deformação distorcional |
| $\varepsilon_{s(Y)}$ | Deformação distorcional correspondente ao ponto de plastificação |
| ε_v | Deformação volumétrica |
| ζ | Razão entre o índice de vazios de cura e o de moldagem |
| η | Porosidade |
| η/C_{iv} | Índice que relaciona porosidade e teor volumétrico de cimento |
| κ | Razão entre o índice de vazios após compressão isotrópica e o de moldagem |
| λ | Gradiente de inclinação da LIC |
| v | Volume de vazios específico |
| v_0 | Volume de vazios específico inicial |
| σ'_a | Tensão efetiva axial |
| σ'_r | Tensão efetiva radial |
| σ_1 | Tensão principal maior |
| σ'_c | Tensão confinante efetiva |
| σ_d | Tensão desvio |
| ϕ' | Ângulo de atrito interno efetivo |

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

No âmbito da Engenharia Geotécnica, quando se trata de regiões de clima tropical e subtropical, que favorecem a degradação mais rápida das rochas, comumente são encontrados solos que apresentam leve cimentação, oriunda do vínculo entre as partículas. Entre esses é frequente a ocorrência dos solos residuais, os quais se originam da decomposição da rocha-mãe e permanecem no seu local de formação, carregando consigo as características de um material de estrutura cimentada e comportamento particular. Sabe-se que as ligações cimentantes existentes nesses solos, mesmo que em baixa expressividade, fornecem uma importante contribuição e, até mesmo regem o comportamento tensão-deformação dos solos residuais (BLIGHT, 2012; CONSOLI et al., 1998).

Contudo, o desenvolvimento de estudos geotécnicos e da clássica literatura não abrange em satisfatória escala estudos a respeito do comportamento de solos que diferem dos convencionais comportamentos coesivos-friccionais. Em geral, as pesquisas existentes abordam estudos de que consideram o comportamento do solo unicamente regido por parâmetros friccionais, como em areias, ou coesivos, como em argilas. Assim, há que se considerar o comportamento diferenciado e particular dos solos residuais, os quais apresentam um complexo arranjo estrutural e uma cimentação natural entre os grãos como características fundamentais capazes de ditar seu comportamento (BRENNER et al., 1997; CONSOLI et al., 1998).

Esses materiais, em especial quando ostentam elevada porosidade, têm comprovados efeitos em seu comportamento que se devem à estrutura, uma vez que apresentam diferente desempenho quando desestruturados. O comportamento dos solos estruturados após sofrerem desestruturação, mesmo que remoldados nas mesmas características, não mais apresentam o desempenho típico de rigidez e deformabilidade da condição anterior (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CARRETTA, 2018). Tal efeito se deve ao fato de que, uma vez desestruturado, o material se apresenta menos resistente e rígido, em função da perda do vínculo da cimentação e da estrutura formada anteriormente pelos grãos. Frente a isso, torna-se

imprescindível a compreensão do comportamento desses materiais quando submetidos a diferentes tipos de carregamentos impostos pelas obras de Engenharia (CARRETTA et al., 2021; ROTTA et al., 2003; COOP e ATKINSON, 1993).

Trabalhos já realizados pelo grupo de pesquisa do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), em especial, do Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG), comprovam a influência e importância da estrutura cimentada desses materiais quando se trata de resistência e rigidez. É o caso dos trabalhos desenvolvidos por ROTTA (2000); Consoli et al. (2000); ROTTA et al. (2003); PRIETTO (2004); ROTTA (2005); CONSOLI et al., (2006); MARQUES (2016); CARRETTA (2018).

Os trabalhos até o momento desenvolvidos avaliam o desempenho mecânico dos materiais cimentados em ensaios restritos a carregamentos estáticos. Essa abordagem é fundamentalmente relevante para integração de projetos de ampla aplicação na Geotecnia. Todavia, essas pesquisas não abrangem estudos a respeito de carregamentos cíclicos, os quais são necessários para desenvolvimento de análise e dimensionamento de estruturas especiais, sujeitas a cargas repetidas.

Estruturas sujeitas a repetidos ciclos de carga, tais como rodovias, obras em locais com ocorrência de sismos, construções destinadas a fins industriais, as quais possam estar sujeitas a vibrações significativas para sua estrutura, obras que sofram a incidência de ventos e etc., necessitam ser dimensionadas levando em consideração esse efeito de carregamento cíclico (ANDERSEN, 2009; PUECH e JARDINE, 2017). Essa condição, quando aplicada ao solo, invoca a necessidade de avaliação do seu comportamento sob uma outra perspectiva, ainda pouco conhecida, sobretudo quando se tratam de cargas repetidas impostas a solos estruturados por baixa cimentação.

No que tange aos efeitos observados em pesquisas realizadas em ensaios de laboratório focados em solos de baixa cimentação, tem-se como principal aspecto a possível e muito provável perturbação do material durante o processo de amostragem. Ora, se o solo apresenta comportamento diferenciado após desestruturação devido à perda dos pontos de contato e quebra da cimentação, o processo de retirada das amostras, por si só, já exerce influência na

estrutura cimentada, seja pelo próprio manuseio e transporte da amostra, ou pelo descarregamento das tensões de campo que ocorrem durante o processo (ROTTA, 2000; PRIETTO, 2004; ROTTA, 2005; DALLA ROSA, 2009). Assim, verifica-se a dificuldade de obtenção de amostras isentas de qualquer tipo de perturbação e que possam apresentar, em laboratório, o comportamento fidedigno àquele apresentado no campo, em depósitos de solo de cimentação natural.

Por esses motivos, surge, como alternativa ao estudo do efeito da cimentação de amostras naturais extraídas de campo, o uso de amostras artificialmente cimentadas com a adição de cimento Portland, que reproduzam os solos naturais em laboratório, de forma a compreender seu comportamento, sem prejuízos quanto à variabilidade das amostras e/ou perturbação durante a amostragem. Além disso, estudos geotécnicos demonstram que a cimentação existente nos solos de natureza cimentada, é oriunda das tensões geostáticas que atuam no local de formação. Para tanto, torna-se relevante considerar o efeito da formação da cimentação sob tensão, curando amostras cimentadas artificialmente sob aplicação de tensões de confinamento, como já demonstrado por Rotta (2000); Consoli et al. (2000); Rotta et al. (2003); Rotta (2005); Prietto (2004); Dalla Rosa (2009) e Marques (2016).

Frente ao anteposto, a presente pesquisa busca a compreensão e avaliação da importância da estrutura cimentada na resposta aos carregamentos monotônico e cíclico de um solo fracamente cimentado, quando curado sob tensão. Em especial, o trabalho investiga a relevância do desempenho do material, quanto à resistência e rigidez diante de carregamentos cíclicos impostos à sua estrutura em diferentes níveis de tensões, considerando a sua condição em relação à superfície de plastificação proposta para cada tipo de arranjo estrutural formado pelas diferentes situações de cimentação.

1.2 OBJETIVOS

Esse trabalho tem como objetivo geral a análise do efeito do estado de tensões no comportamento cíclico de um material estruturado, ao qual se promove matriz cimentada artificialmente como efeito da cura sob tensão.

Ao elencar o supracitado como objetivo geral, insere-se, agora, o rol de objetivos específicos necessários para o desenvolvimento da presente tese:

- a) Verificar a influência da cura sob tensão para cimentações formadas em diferentes tipos de cura, quando comparadas a amostras curadas sem tensão;
- b) Caracterizar o comportamento durante o cisalhamento monotônico de um solo residual fracamente cimentado sob diferentes tensões de cura e tensões de confinamento;
- c) Avaliar a degradação da estrutura cimentada durante as fases de compressão isotrópica e cisalhamento monotônico;
- d) Propor a superfície de plastificação para cada tipo de cimentação originada em função das diferentes tensões de cura, com base nas tensões de plastificação da estrutura cimentada;
- e) Avaliar o comportamento do solo estruturado, curado sob diferentes tensões, ainda no regime elástico, mediante carregamento cíclico;
- f) Avaliar o comportamento do solo estruturado, curado a diferentes tensões, para o carregamento cíclico sob o estado de tensões pós-plastificação;
- g) Verificar a influência do estado de tensões em relação à superfície de plastificação no comportamento do material, na eventual ruptura, no número de ciclos máximo, na rigidez e na geração de poropressão das amostras.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

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

Capítulo 1: apresenta introdução ao tema do qual se refere o 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 a conjectura a respeito do tema estudado, incluindo as definições da literatura acerca de solos estruturados, solos residuais, solos cimentados, o

efeito da estrutura e da cura sob tensão nos materiais, além do comportamento típico dos solos frente aos diferentes tipos de carregamento.

Capítulo 3: apresenta os materiais utilizados e a metodologia a ser empregada na pesquisa, elencando os ensaios realizados no desenvolvimento do trabalho aliados às suas respectivas variáveis resposta.

Capítulo 4: ilustra, analisa e discute os resultados dos ensaios triaxiais monotônicos e cíclicos, considerando a estrutura cimentada imposta ao solo residual estudado através da cura sob tensão.

Capítulo 5: indica as conclusões e considerações finais da tese, bem como apresenta as sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Nesse capítulo, serão abordados tópicos explanatórios a respeito de solos estruturados e suas respectivas designações, nas quais se inserem os solos fracamente cimentados. Além disso, o capítulo disserta sobre o efeito que a estrutura desses tipos de solos exerce em seu comportamento sob a imposição de compressão confinada, compressão isotrópica e compressão triaxial. Inserida no mesmo contexto, apresenta-se uma revisão a respeito de plasticidade, superfície de plastificação e desestruturação dos solos cimentados.

Por conseguinte, o capítulo relata o propósito e as premissas da utilização da cura sob tensão para a elaboração do efeito de cimentação desejado. Também se apresenta nesse item, definições sobre carregamento cíclico e a resposta dos solos à imposição de cargas repetidas.

Por fim, a revisão trata do solo coesivo friccional de Passo Fundo, empregado na presente pesquisa, definições sobre baixa cimentação e o uso do parâmetro η/C_{iv} como metodologia de dosagem.

2.1 SOLOS ESTRUTURADOS

Em uma definição ampla e genérica, pode-se dizer que entre os solos estruturados se incluem todos aqueles materiais que tem seu comportamento geotécnico afetado por outros fatores que não a densidade inicial e o histórico de tensões. Os efeitos que a estrutura desse tipo de material apresenta impõe um padrão de comportamento geralmente rígido, seguido de plastificação, a qual pode ser descrita de forma semelhante ao que ocorre devido ao pré-adensamento, embora seja um fenômeno distinto. Esses efeitos são de tamanha relevância na determinação do comportamento dos solos para a Engenharia que devem ser tratados como um conceito tão importante quanto a porosidade inicial e a história de tensões (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). Os autores sugerem que a densidade do solo e a ligação entre as partículas são os parâmetros mais importantes que governam o comportamento dos solos estruturados.

Solos estruturados se caracterizam por possuírem substância cimentante natural ou artificial que mantém unidas as partículas que os constituem. Conforme afirmam autores como Leroueil

e Vaughan (1990), o solo estruturado carrega consigo importante característica quanto ao seu comportamento mecânico: maior resistência e rigidez do que no seu estado desestruturado. Esse atributo se deve ao fato de que esse tipo de material é totalmente influenciado pela interação entre a cimentação das partículas e seu arranjo estrutural. Assim, cabe ressaltar que os efeitos produzidos pela estrutura cimentada no comportamento desses solos podem ser totalmente removidos através de processos de remoldagem ou de carregamentos e descarregamentos (LAMBE e WITHMAN, 1979).

Conforme afirmam Lambe e Whitman (1979), o termo estrutura, quando aplicado a um solo, está diretamente relacionado à orientação e distribuição das partículas em uma massa, bem como às forças entre as partículas de solo adjacentes. Os autores também destacam que o comportamento sob o aspecto de engenharia desses elementos de solo, depende totalmente da existência ou não da estrutura. Geralmente, a introdução de deslocamentos em um dado solo estruturado, pode quebrar os vínculos entre partículas, movendo-as em um arranjo de menor resistência e rigidez a novas solicitações.

A estrutura de um solo pode ter origem variada e complexa. Dentre essas origens, podem ocorrer a solução e deposição de sílica nos contatos de partículas de areia, a união de pontos de contato gerados sob altas tensões, as forças interpartículas eletroquímicas em solos argilosos, entre outros processos químicos que originam as ligações interparticulares. (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). Além disso, os solos estruturados podem ter sido formados tanto devido ao processo de diagênese de rochas sedimentares, como de ligações cimentantes remanescentes de intemperização e alteração de rochas. Por isso, esses materiais ocorrem em diversos formatos como argilas sensitivas, argilas fortemente pré-consolidadas, areias cimentadas, solos residuais e os tipos de rocha porosa (CLAYTON e SERRATRICE, 1997).

São tantos os processos de formação e ocorrência de solos cimentados que esses se tornam de difícil distinção e identificação por apresentarem comportamento muito semelhante justamente devido ao efeito da cimentação. Assim, identificam-se os materiais estruturados, embora de diferente composição e origem de estrutura, simplesmente por solos cimentados, ou termos análogos como solos estruturados e na literatura geral *bonded soil*. Nesse âmbito dos

estruturados são incluídos os solos sedimentares cimentados, os solos residuais e os solos de cimentação artificial (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990).

Clayton e Serratrice (1997) também apresentam itens importantes da literatura sobre o comportamento macroscópico dos solos estruturados, quais sejam: apresentam não-linearidade no comportamento tensão-deformação; rigidez e resistência são dependentes do nível de tensões; o histórico de tensões tem relevância para solos argilosos estruturados, muito embora Leroueil e Vaughan (1990) demonstrem que essa influência não é consideravelmente significativa em solos residuais; a anisotropia se dá pela orientação das partículas, histórico geológico (efeitos causados pela estrutura, deposição, cimentação e fissuração) e histórico de tensões do depósito (casos de compactação por gravidade e pré-consolidação). Leroueil e Vaughan (1990), também pontuam que a expansão de materiais argilosos estruturados também pode ocorrer quando há descarregamento, o que levaria o solo à desestruturação.

2.1.1 Solos residuais

Lambe e Whitman (1979) caracterizam os solos residuais como produto do intemperismo da rocha não transportado e acumulado em seu local de origem. Se a proporção do processo de decomposição da rocha excede a proporção de remoção do produto oriundo da decomposição, tem-se como resultado a formação do solo residual pelo acúmulo desses sedimentos. Sendo assim, os autores afirmam que a natureza e composição da formação desse tipo de solo se dá essencialmente conforme o tipo de intemperismo que ocorre e, conseqüentemente das características de clima, tempo, material de origem da rocha mãe e condições de drenagem.

Para Blight (2012), um solo residual tem como definição geral o solo derivado do intemperismo *in situ* e da decomposição da rocha ou de fragmento de rocha, no qual não há o transporte do seu local de origem. Durante o processo, segundo Clayton e Serratrice (1997), a rocha é continuamente alterada por desestruturação e desintegração, resultando em solo residual pelo intemperismo físico e químico, originando um material de maior porosidade e menor resistência e rigidez.

Conforme afirmado por Consoli et al. (1998), a categoria dos solos residuais compõe a classe de solos intemperizados de características particulares, oriundos de regiões de clima tropical e

subtropical. Possuem estrutura formada por uma leve cimentação dos grãos atingindo, por vezes, camadas de 20 metros de espessura, mas com profundidades mais habituais que atingem 3 a 10 metros. No sul do Brasil predominam solos residuais de basalto.

Ainda para Consoli et al. (1998), a estrutura porosa cimentada atribui características geotécnicas significativamente distintas dos solos transportados, mesmo que apresentem distribuição granulométrica e densidades similares. Os métodos de interpretação aplicáveis a solos granulares em condições drenadas e solos coesivos em condições não drenadas não são aplicáveis a esses solos residuais naturalmente cimentados. Tem-se aí, portanto, a mais relevante característica desse tipo de solo: o comportamento particular que difere das práticas comuns aplicadas a solos granulares ou a solos coesivos.

Leroueil e Vaughan (1990) afirmam que o histórico de tensões, geralmente exerce pouca influência nas propriedades dos solos residuais. Porém, a cristalização associada à formação de novos minerais gera a cimentação e a formação de estrutura entre as partículas, produzindo um corpo estrutural levemente cimentado. A formação dessa estrutura também origina um intercepto coesivo na envoltória de resistência, até mesmo nos casos em que o material apresenta elevada porosidade e comportamento predominantemente compressivo.

2.1.2 Solos cimentados artificialmente

Para Ingles e Metcalf (1972), quando um solo não apresenta comportamento mecânico adequado, ou, quando o seu desempenho precisa ser melhorado, é possível que se utilize a técnica de estabilização de solos, adicionando um ligante capaz de produzir a cimentação dos grãos e proporcionar um melhor desempenho do solo, atendendo aos requisitos mínimos de projeto. Ao incorporar determinada quantidade de material cimentante em um solo, origina-se um material estruturado, no qual a interação entra as partículas e a estrutura do solo acabam por reger o comportamento mecânico, do novo material estruturado até que ocorra a degradação do vínculo cimentante formado no contato entre as partículas (LEROUEIL e VAUGHAN 1990; CUCCOVILLO e COOP 1999).

A estabilização de solos é um processo amplamente reconhecido na esfera de Engenharia Geotécnica e comumente utiliza dos artifícios dos processos físico-químicos para impor

melhores características de resistência, rigidez, durabilidade e permeabilidade em materiais aplicados a áreas como pavimentação, fundações e contenções e estabilização de maciços de solo. É prática comum que o agente cimentante utilizado na estabilização dos materiais, a depender do tipo de solo, seja o cimento Portland ou a cal, como demonstram trabalhos realizados por Ingles e Metcalf (1972); Mitchell (1981); Nuñez (1991), Prietto (1996), Huang e Airey (1998), Prietto (2004), Foppa (2005), Consoli et al (2007), Cruz (2008), Consoli et al. (2009), Dalla Rosa (2009), Consoli et al. (2011), Marques (2016), Leon (2018), Corte (2020), Scheuermann (2022), entre outros.

Ainda quando se trata de solos artificialmente cimentados, tem ganho grande e eficaz aplicabilidade, o uso de materiais alternativos e até mesmo subprodutos industriais capazes de produzir reações cimentantes em diferentes tipos de solo. Nesse âmbito, inserem-se pesquisas que utilizam resíduos de cinza volante de carvão, cinza de casca de arroz, fibra de vidro moída, entre outros como agente pozolânico e cal de carbureto (oriunda da produção de gás acetileno), ou cimento Portland como agente cimentante. Utilizando esse tipo de estabilização, podem ser elencados trabalhos que comprovam o aumento de resistência, rigidez e durabilidade dos solos cimentados artificialmente, tais como: Rao e Asha (2012); Consoli et al (2017); Arulrajah et al (2016); Phummiphan et al (2017); Consoli et al (2018), Consoli et al (2019) e Consoli et al (2020).

De forma geral e comum aos trabalhos citados, a cimentação artificial contribui com o ganho de resistência, rigidez e propicia maior durabilidade para solos sujeitos a condições extremas de degradação (em processos de molhagem e secagem e gelo e degelo). Foppa (2005) indica significativos ganhos de resistência à compressão simples em misturas de um solo residual estabilizado com cimento Portland. Observa-se, na Figura 2.1, que quanto maior o teor de cimento adicionado à mistura, maiores resistências são atingidas, independentemente do grau de compactação empregado.

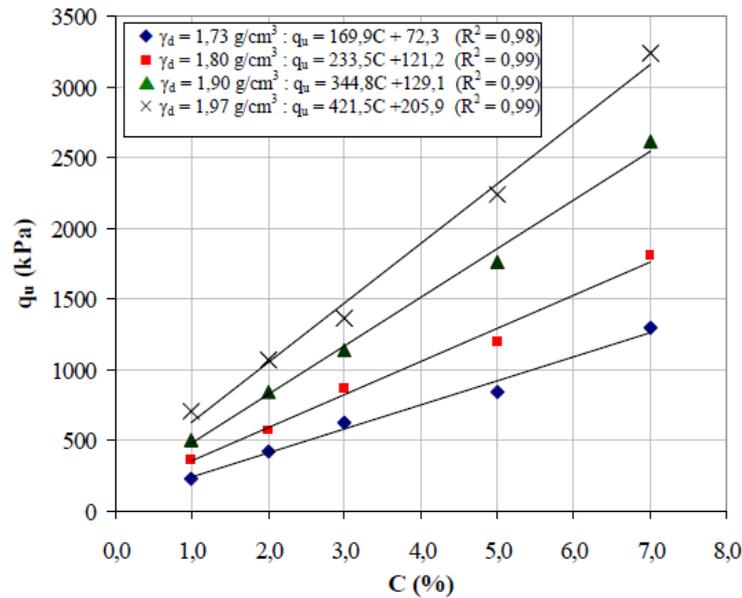


Figura 2.1: Resultados de resistência à compressão simples de um solo artificialmente cimentado (FOPPA, 2005).

Avançando além do ganho de resistência de solos cimentados, autores como Rotta (2000); Rotta (2005); e Dalla Rosa (2009); propuseram o uso da cimentação artificial aliada à cura sob tensão no intuito de simular depósitos de solos naturalmente cimentados, no qual a cimentação é originada sob tensão. Rotta (2000) e Rotta (2005), embasaram suas análises no comportamento de um solo residual de arenito da formação Botucatu cimentado artificialmente e curado sob tensão para ensaios de compressão isotrópica e triaxiais drenados, enquanto Dalla Rosa (2009) trabalhou com a adição de cimento Portland a uma areia fina e uniforme em ensaios triaxiais. Os autores demonstraram para os trabalhos citados que a cura sob tensão proporciona às amostras maior resistência, rigidez e aumento da superfície de plastificação. Os autores demonstraram que isso ocorre em função da cimentação ter sido formada sob tensão, o que impede que haja quebra da estrutura cimentada previamente ao cisalhamento.

Marques (2016), Marques et al. (2019); e Marques et al. (2021), por sua vez estudaram o comportamento de uma areia cimentada sob altas tensões, avaliando os efeitos tanto do grau de cimentação quanto da cura sob tensão em relação à areia sem cimentação. Para a resistência à compressão simples e diametral das amostras, Marques (2016) propôs uma normalização dos resultados com base em um único resultado de resistência que permite estimar toda a curva de

comportamento em relação à dosagem porosidade/teor de agente volumétrico de cimento. Essa proposição permite reduzir o número de amostras necessárias para determinar todo o comportamento mecânico de uma areia cimentada, reduzindo custo e tempo de pesquisa e projeto de obras geotécnicas. Marques et al. (2019) demonstraram resultados que indicam importante contribuição da cimentação formada na cura sob tensão para superfície de plastificação e para a rigidez das amostras de areia cimentada. As amostras curadas sob tensão apresentaram a plastificação em tensões mais elevadas do que as curadas sem tensão, ao passo que também apresentaram rigidez mais elevada do que aquelas.

Corte (2020) estudou uma areia fracamente cimentada através da adição de cimento, sujeita a carregamentos multiaxiais em ensaios em célula triaxial cúbica para diferentes trajetórias de tensão, em ensaios *hollow cylinder*, com carregamentos axiais e torcionais, avaliando o comportamento do material sob a rotação das tensões principais. Além disso, avaliou-se a evolução da rigidez a pequenas deformações das amostras através de medidas de *bender elements* realizadas durante a cura. Os resultados demonstraram que a resposta da areia cimentada é fundamentalmente dependente da direção principal de carregamento e, além disso, que houve redução dos efeitos da anisotropia para as amostras, à medida que havia evolução da cimentação.

No que diz respeito ao progresso do conhecimento a respeito dos solos artificialmente cimentados e na compreensão das metodologias de dosagem existentes, Scheuermann (2022) estudou os efeitos da cimentação sob uma ampla gama de dosagens da mistura de cimento Portland e o solo residual de arenito Botucatu, que se caracteriza como uma areia argilosa. O autor avaliou os efeitos da variação da dosagem para uma mesma razão porosidade/teor volumétrico de cimento na resistência à compressão simples, no módulo cisalhante inicial, em ensaios triaxiais drenados e em ensaios que permitiram a avaliação microestrutural das amostras cimentadas. Essa abordagem propõe determinar as prováveis implicações em alternar entre a redução da porosidade, através do aumento compactação, e o incremento do teor volumétrico, por meio da adição de maior quantidade de cimento. Assim, o autor demonstrou importantes correlações para uma mesma razão de dosagem e o módulo cisalhante inicial, a resistência à compressão simples, a tensão desvio máxima levando a uma melhor compreensão do papel da

metodologia de dosagem que considera a porosidade e o teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), detalhado à frente.

2.1.3 Solos fracamente cimentados

Atualmente, uma quantidade considerável de pesquisas vem sendo desenvolvidas acerca de solos fracamente cimentados, os quais podem se apresentar por diferentes nomenclaturas na literatura, tal como levemente cimentado. Contudo, poucas pesquisas categorizam e especificam uma classificação formal para solos que contenham baixa cimentação, seja ela natural ou artificial. Os sistemas de classificação convencionais não abrangem esse tipo de solo, já que não há qualquer que considere o efeito da cimentação. Os sistemas de classificação de rochas, por sua vez, também não se aplicam aos solos levemente cimentados, por não existirem rochas de cimentação tão baixa quanto esse tipo de solo.

Então, Rad and Clough (1982), ao destacarem essa dificuldade, propõem um sistema de classificação para os solos cimentados, com base na resistência à compressão não confinada (q_u), propondo as categorias e detalhando seu comportamento em relação ao manuseio:

- a) Solo muito fracamente cimentado – $q_u < 100$ kPa, demonstrando uma cimentação quase não aparente ao toque, com dificuldade de obtenção de amostras não perturbadas pelo manuseio;
- b) Solo fracamente cimentado – $100 \text{ kPa} < q_u < 300$ kPa, com a estrutura aparente, mas que se desfaz ao leve toque do dedo, sendo possível a amostragem em blocos com o devido cuidado para obtenção de amostras não perturbadas;
- c) Solos moderadamente cimentados – $300 \text{ kPa} < q_u < 1000$ kPa. O solo não se desfaz com a pressão do contato, e é possível a obtenção de amostras não perturbadas de forma fácil;
- d) Solos fortemente cimentados – $1000 < q_u < 3000$ kPa. A amostragem pode obtida a partir de ferramentas elétricas, sendo difícil a obtenção de amostras utilizando ferramentas manuais de corte.

Assim, os autores propõem a Tabela 2.1 de classificação.

Tabela 2.1: Classificação dos solos cimentados (adaptado RAD and CLOUGH, 1982)

| Classificação | Resistência à compressão - q_u (kPa) | Definição |
|-----------------------------------------------------------|--------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Muito fracamente cimentado | < 100 | Cimentação não aparente ao toque |
| Fracamente cimentado | 100 – 300 | Cimentação desfeita com leve pressão dos dedos |
| Moderadamente cimentado | 300 – 1000 | Cimentação dificilmente desfeita com pressão dos dedos |
| Fortemente cimentado | 1000 – 3000 | Cimentação de difícil corte com ferramentas manuais. Necessário o uso de ferramentas elétricas para amostragem |
| Muito fortemente cimentado (classificação para rochas) | < 3000 | Rochas brandas |

Hardingham (1994), também propõe uma classificação para os solos cimentados a partir de classes embasadas na resistência do material e, considerando que um solo pode ser especificado como cimentado caso não tenha sua estrutura desfeita após uma hora de imersão em água. Em função da resistência à compressão não confinada, o autor também detalha a classificação, o potencial de desestruturação quando imerso em água, bem como a estimativa de resistência em campo, detalhada pela expectativa de amostragem em cubos para cada tipo de cimentação. Dessa forma, o trabalho propõe a Tabela 2.2 para classificação:

Tabela 2.2: Classificação para solos cimentados (adaptado de HARDINGHAM, 1994)

| Desestruturação por imersão em água (1h) | Classificação | Resistência à compressão não confinada – q_u (kPa) | Resistência esperada à amostragem |
|-------------------------------------------------|-----------------------------------|------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Não resiste | Não coesivo | 0 | Não é possível obter amostra indeformada |
| Frágil | Extremamente fracamente cimentado | 0 - 20 | Possível obtenção de amostras em cubos, com extremo cuidado, porém rompe com suave pressão entre os dedos |
| Moderadamente difícil | Muito fracamente cimentado | 20 - 100 | Possível desestruturação de amostra cúbica pela pressão dos dedos |
| Difícil | Fracamente cimentado | 100 - 200 | Não é possível desestruturação da amostra com a pressão dos dedos, mas possível com as mãos |
| Muito difícil | Moderadamente cimentado | 200 - 600 | Não é possível desestruturação com as mãos, mas é possível com o peso de uma pessoa aplicado em sua superfície |

Para solos cimentados com resistência à compressão não confinada acima de 600 kPa, Hardingham (1994), sugere a aplicação da classificação descritiva empregada para rochas.

Outra abordagem, ligeiramente diversa, a respeito da classificação para solos cimentados é feita por Collins e Sitar (2009), em pesquisa sobre solos cimentados para estabilidades de encostas, avaliaram o comportamento de materiais fracamente e moderadamente cimentados. Os autores caracterizaram o primeiro como solos com resistência à compressão simples abaixo de 100 kPa e o segundo, como solos cimentados com resistência à compressão simples entre 100 kPa e 400 kPa.

2.2 COMPORTAMENTO DOS SOLOS ESTRUTURADOS

2.2.1 Plastificação e degradação da estrutura cimentada

Diversos autores já demonstraram que a estrutura cimentada e o arranjo entre os grãos são os principais fatores que regem o comportamento de um material estruturado, pelo menos até que seja atingido um estado de tensões em que ocorre o fenômeno da plastificação desse tipo de solo (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CUCCOVILLO e COOP, 1999; ROTTA et al., 2003; PRIETTO, 2004; ROTTA, 2005; CONSOLI et al., 2006; MARQUES, 2016; CARRETTA et al., 2021). Conforme Leroueil e Vaughan (1990), para solos cimentados ou estruturados, o fenômeno de plastificação está diretamente relacionado com a quebra da estrutura cimentada a partir do surgimento de deformações plásticas, irreversíveis, que causam redução significativa de resistência e rigidez do material, originando uma descontinuidade visível no comportamento tensão-deformação.

Embora as ligações cimentantes exerçam grande influência no comportamento mecânico dos solos estruturados, a definição da plastificação para esse tipo de material é complexa e difícil, já que na literatura existem várias interpretações acerca dos critérios de plastificação (MALANDRAKI e TOLL, 1996). Diversos autores definem que a plastificação de um solo, tal como na teoria clássica da plasticidade, é a condição em que o material ultrapassa o limite do regime elástico, em que as deformações são recuperáveis e se iniciam as deformações plásticas a um determinado nível de tensões.

Coop e Atkinson (1993) demonstraram que esse trecho elástico, bem como o ponto limite para a plastificação podem ser bem definidos através de ensaios triaxiais em amostras de um solo artificialmente cimentado, desde que ainda não tenha se alcançado a plastificação por compressão isotrópica. Conforme sugerem os autores, é na passagem do regime elástico para o plástico que se inicia a quebra das ligações que cimentam as partículas e se atingem deformações permanentes nas amostras. Visto que a plastificação é acompanhada de uma degradação da cimentação e de deformações plásticas relativamente grandes, observa-se uma variação de volume relevante. Assim, torna-se extremamente relevante à previsão do comportamento dos materiais para fins de projetos de estruturas geotécnicas, compreender os

fatores que influenciam, bem como determinar de forma precisa o ponto de plastificação para cada material.

Para ensaios monotônicos, uma série de autores (ISHIHARA e OKADA, 1978; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; COOP e ATKINSON, 1993; MARTINS, 2001; ROTTA et al., 2003; MARQUES, 2016; CARRETTA et al., 2021) definiram que a tensão de plastificação do material, quando não atingida durante a etapa de compressão isotrópica, é definida como um estado de tensão no qual o material apresenta descontinuidade na tendência de comportamento tensão-deformação, tal como ilustra a Figura 2.2. Após esse ponto de plastificação, autores como Cuccovillo e Coop (1999) sugerem haver uma progressiva degradação da estrutura, observando que ao final dos ensaios, a resistência de amostras cimentadas intactas e remoldadas apresentavam valor semelhante.

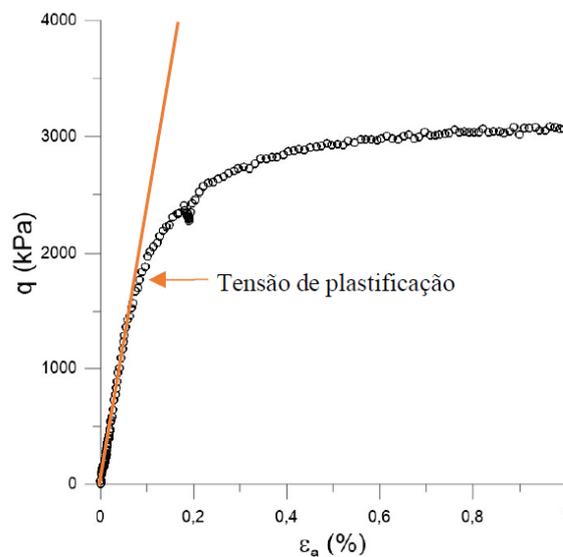


Figura 2.2: Definição da tensão de plastificação de um material em ensaios triaxiais (MARQUES, 2016).

Em seus trabalhos, Rotta et al. (2003), Consoli et al. (2007a) e Prietto (2004) definem o método para determinação dos pontos de plastificação para quando essa condição se dá na compressão isotrópica, com base nas mesmas diretrizes. Para os autores, o ponto no qual se dá o início da quebra das ligações cimentantes é definido ao plotar a curva de compressão isotrópica em escala natural quando essa desvia de um comportamento inicial que se supõe tendência a ser linear,

tal como ilustra a Figura 2.3. Cuccovillo e Coop (1997) também apresentaram essa abordagem em seu trabalho, como forma de definição da quebra da cimentação, ou do ponto de plastificação de um solo estruturado.

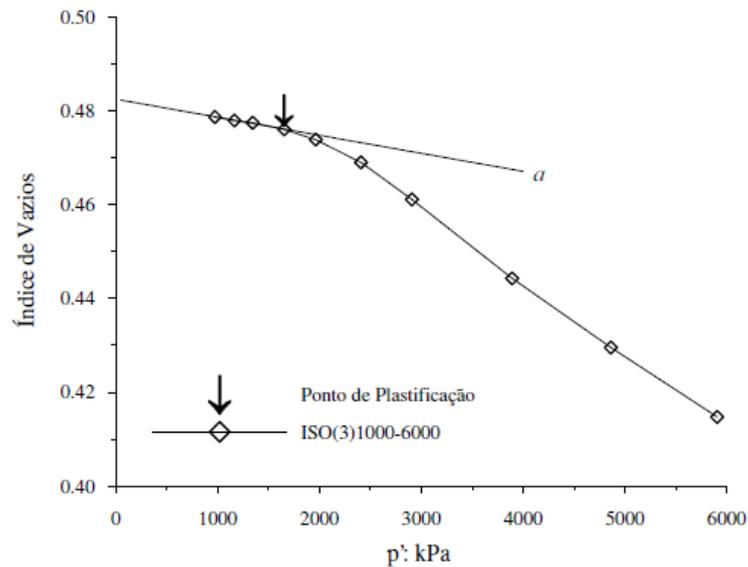


Figura 2.3: Determinação do ponto de plastificação na compressão isotrópica (adaptado de CONSOLI et al., 2007)

Carretta (2018) e Carretta et al. (2021), demonstraram a degradação da estrutura cimentada de um solo residual natural, com base em resultados de compressão isotrópica, ensaios triaxiais drenados e medidas de rigidez (módulo cisalhante) a pequenas deformações, utilizando dispositivo de *bender elements* acoplado ao equipamento triaxial tanto nas fases de compressão isotrópica quanto de cisalhamento.

Para a compressão isotrópica, os autores definiram a tensão de plastificação no espaço tensão principal efetiva – deformação volumétrica ($p' \times \epsilon_v$) como sendo a primeira descontinuidade verificada na curva tensão-deformação. Isto é, a partir do ponto onde se dá a perda de linearidade da curva, tem-se o início da quebra da cimentação da estrutura, como ilustra a Figura 2.4.

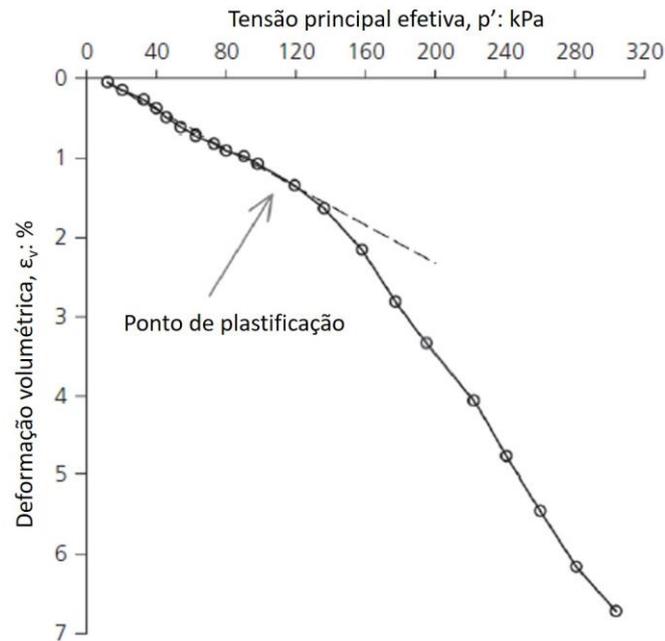


Figura 2.4: Ensaio de compressão isotrópica para definição do ponto de quebra da estrutura cimentada de um solo residual cimentado naturalmente (adaptado de CARRETTA et al., 2021)

Ainda, Carretta et al. (2021), ao analisarem a rigidez das amostras estruturadas por cimentação natural, durante a compressão isotrópica por medidas de *bender elements* (Figura 2.5), demonstraram, da mesma forma uma tendência crescente linear de módulo cisalhante até determinado ponto em que há perda da estrutura cimentada. Esse ponto é demarcado por uma variação da inclinação da curva de módulo cisalhante, que torna a crescer em uma taxa menor após o início da degradação da estrutura.

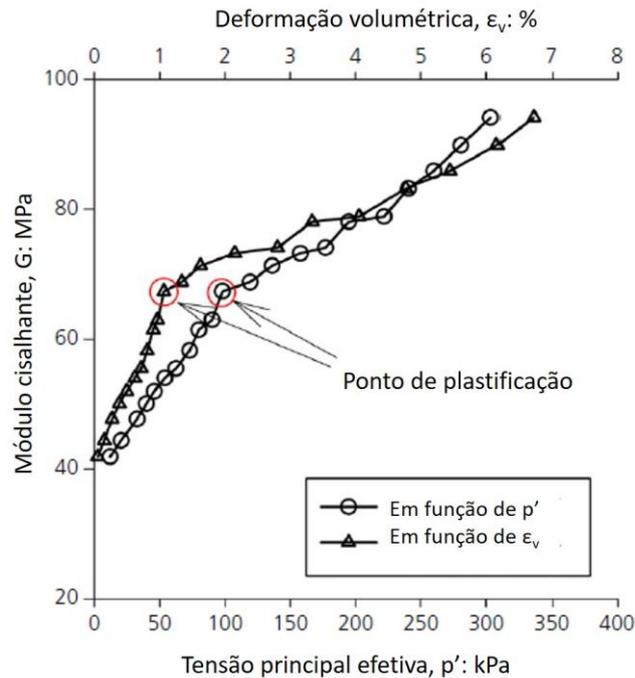


Figura 2.5: Evolução do módulo cisalhante obtido por medidas de *bender elements* para definição do ponto de quebra da estrutura cimentada de um solo residual cimentado naturalmente (adaptado de CARRETTA et al., 2021)

A partir dessas considerações, se mostra de extrema importância a determinação da superfície de plastificação, a qual corresponde a um local geométrico no espaço de tensões - seja ele $p' \times q; s' \times t$ -, em que se situam os pontos de plastificação do material correspondentes às combinações entre as tensões (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990). Os autores apresentaram três possíveis formas de ocorrer a plastificação de um material, tal como se ilustra na Figura 2.6.

- Plastificação por compressão – quando a plastificação ocorre ainda distante da envoltória de resistência ao cisalhamento de pico devido ao aumento das tensões médias ou de cisalhamento;
- Plastificação por cisalhamento – quando a plastificação ocorre logo antes do pico de resistência durante o cisalhamento;
- Plastificação por descarregamento – quando a plastificação se dá em virtude da incapacidade do solo de resistir às tensões geradas pela tendência de expansão das partículas.

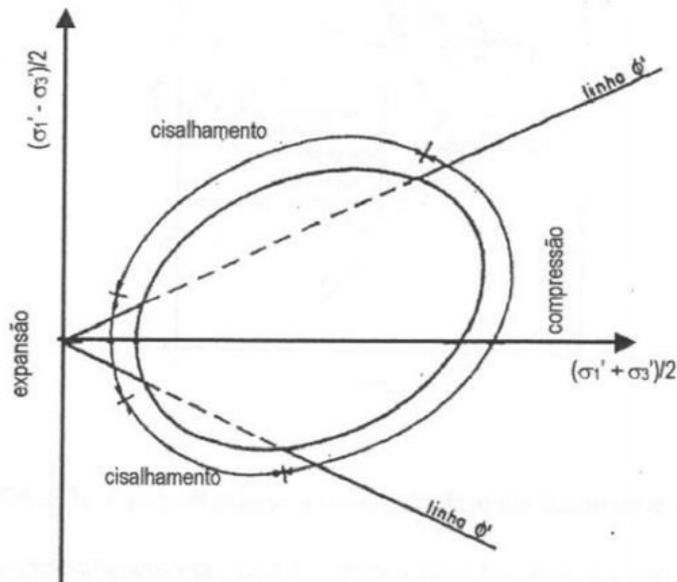


Figura 2.6: Formas e tipos de plastificação (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990)

Utilizando de resultados obtidos em ensaios triaxiais drenados, consolidados a tensões abaixo da tensão de plastificação do solo residual estudado, Carretta (2018) definiu a superfície de plastificação do material natural, ilustrada na Figura 2.7, a partir dos pontos em que a curva tensão-deformação desviava do trecho linear (Figura 2.8), tal como já sugerido por diversos autores. A autora executou um ensaio triaxial para uma amostra também em seu estado natural, porém consolidada em tensões superiores à tensão de plastificação do material. O que se pôde observar no comportamento do solo após a plastificação foram deformações consideravelmente maiores, em uma tendência compressiva, com rigidez inferior àquela apresentada pelas amostras ainda estruturadas (Figura 2.9).

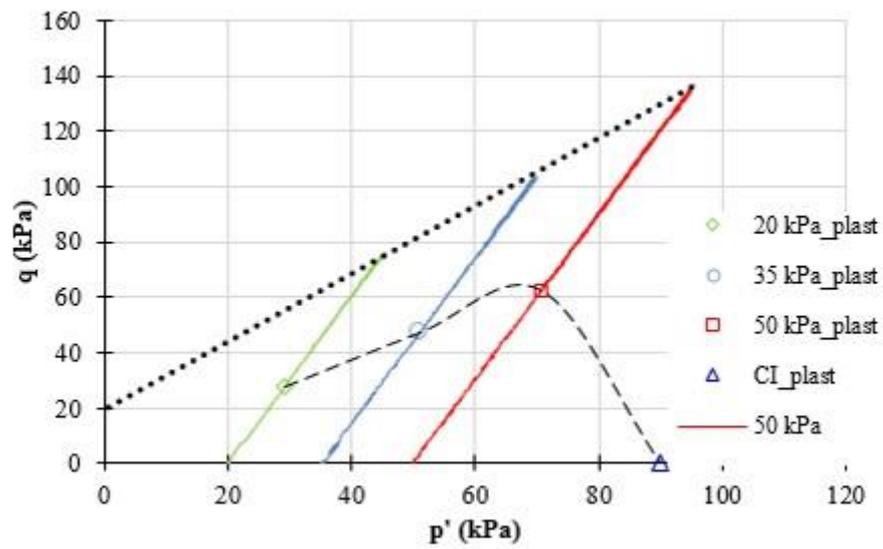


Figura 2.7: Definição da superfície de plastificação para o solo residual com cimentação natural (CARRETTA, 2018)

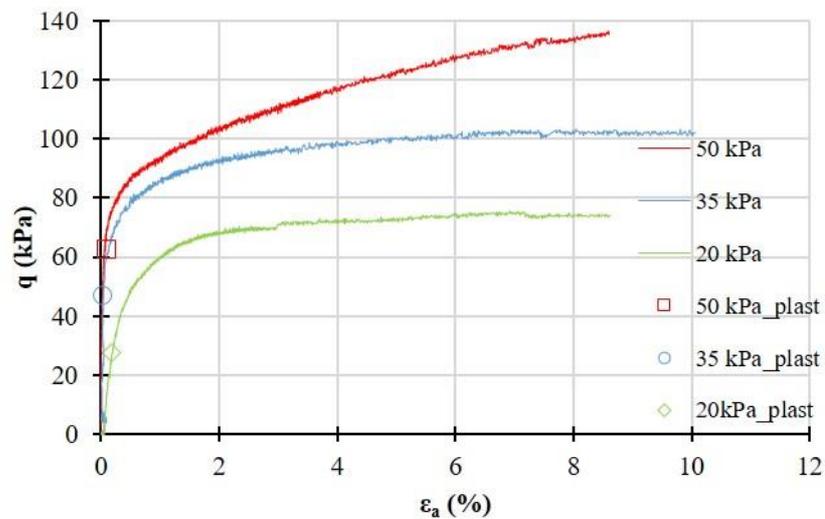


Figura 2.8: Definição dos pontos de plastificação a partir das curvas tensão-deformação (CARRETTA, 2018)

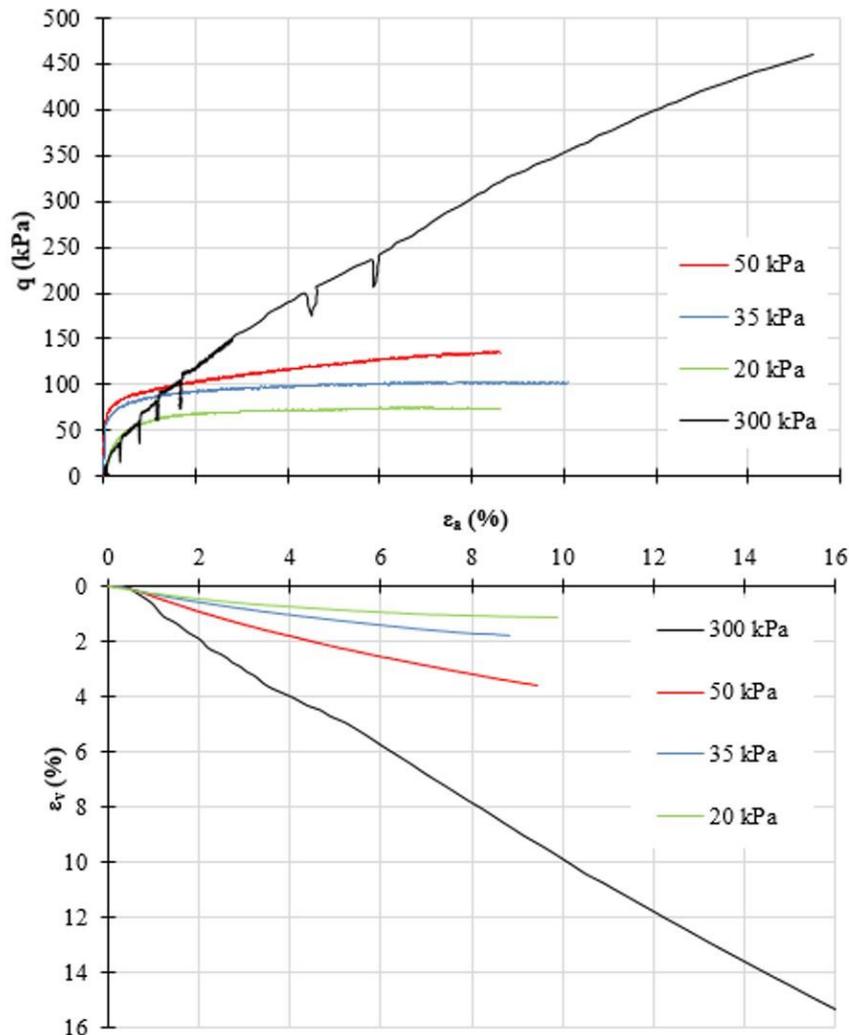


Figura 2.9: Resultados dos ensaios triaxiais em solo residual estruturado para amostras pré e pós-plastificação (CARRETTA, 2018)

Coop e Atkinson (1993), ao estudarem amostras de um solo artificialmente cimentado, verificaram que mesmo após ultrapassada a tensão de plastificação, os efeitos da estrutura cimentante continuam a exercer influência no comportamento do solo, demonstrando que a transição entre o comportamento coesivo e o friccional não pôde ser bem definida. Além disso, demonstraram através dos resultados que a resistência de pico sofre influência também pela direção da trajetória de tensões, pelas condições de drenagem e pela tensão de confinamento.

Autores como Airey (1993), Rotta (2005), Ahnberg (2007) e Marques (2016), demonstraram alguns efeitos que exercem influência na superfície de plastificação para os materiais

estruturados. Dentre eles, Airey (1993) apontou em seu trabalho que a cimentação proporciona, além do ganho de rigidez, com o aumento do módulo cisalhante, uma expansão da superfície de plastificação. Da mesma forma, Rotta (2005) definiu que o índice de vazios, assim como a tensão de cura são capazes de influenciar na superfície que define o início da plastificação de amostras artificialmente cimentadas. Em seu trabalho, o autor demonstra que o índice de vazios de cura define o tamanho máximo da superfície de plastificação para o estado de tensões de um solo normalmente adensado, embora a envoltória de resistência permaneça inalterada. Dessa forma, quanto menor for o índice de vazios, maior será a superfície de plastificação para o material. Para os casos em que se trabalha com o estado pré-adensado, isto é, com tensões de cura inferiores à tensão máxima de adensamento, a superfície de plastificação é diminuída, tanto quanto menor for a tensão de cura. Marques (2016) também apresentou expansão da superfície de plastificação de amostras curadas sob tensão, em relação à superfície daquelas curadas sem tensão. Por fim, Ahnberg (2007) cita que a plastificação observada nesse tipo de material se dá em função do nível de cimentação e do nível de tensões às quais o solo está sujeito durante a fase de cimentação. Com isso, há uma expansão na superfície de plastificação, que aumenta a região elástica, ao passo que incrementa consideravelmente o intercepto coesivo.

Como já evidenciado, de forma pontual, a plastificação é o fato que marca a transição entre um regime tensão-deformação elástico para um regime plástico ou elasto-plástico, passando o material a desenvolver deformações permanentes. Quando isso ocorre em solos estruturados, a plastificação se associa diretamente ao início do processo de degradação da estrutura, através da quebra das ligações cimentantes. Contudo, novos estudos, providos do aprimoramento das técnicas de instrumentação e medições de deformação acerca dos solos estruturados têm demonstrado que a plastificação desses materiais não é um fenômeno de simples passagem do regime elástico para o plástico. Entende-se que há uma degradação progressiva e, portanto, autores como Maccarini (1987), Jardine (1992), Malandraki e Toll (1996), Tatsuoka et al. (1999), sugerem a utilização de um modelo de comportamento que se baseia em múltiplas superfícies de plastificação após identificarem e aperfeiçoarem a concepção do comportamento dos solos estruturados a pequenas deformações.

Nesse contexto, pesquisas sugerem que há a definição de duas envoltórias de plastificação. Dentre essas, uma corresponde ao ponto de plastificação inicial da estrutura, identificado por

uma pequena perda de rigidez na curva tensão-deformação, demarcando o final do regime puramente elástico e outra, em tensões maiores que seria representada por uma acentuada queda na rigidez. Maccarini (1987) sugere que o segundo ponto de plastificação ocorre quando a tensão que se aplica à cimentação se iguala à sua própria resistência. Após atingida, a resistência da cimentação diminui simultaneamente com as tensões impostas, sendo que a resposta no comportamento tensão-deformação entre amostras cimentadas e remoldadas tendem a convergir.

Conhecendo as tendências de comportamento desde as pequenas deformações, apresentadas por esses materiais, surge como abordagem alternativa para definição dos pontos de plastificação a avaliação das mudanças de rigidez dos materiais ao longo da progressão das deformações. Nesse sentido, Jardine (1992), sugere que existam três condições que atuam como limite de plastificação e se distinguem em três zonas distintas (Zonas I, II e III), como ilustra a Figura 2.10. Essas zonas corresponderiam às definições posteriores introduzidas por Malandraki e Toll (1996) e Tatsuoka et al. (1999), às quais identificam para cada zona de plastificação, um ponto limite de plastificação, intitulados “ Y_1 , Y_2 , Y_3 ” (Figura 2.11).

Para os autores, o ponto Y_1 indica a zona primária de plastificação, definindo o limite das deformações elásticas, onde é possível que não se verifique variação do módulo cisalhante, parecendo esse permanecer constante. É um estágio em que as deformações máximas que delimitam a região são da ordem de 0,001%. O ponto Y_2 indica uma superfície de plastificação secundária, delimitando a região na qual ainda não ocorrem deformações plásticas significativas, porém, dá-se o início da quebra das ligações cimentantes no contato entre partículas. Quando essa superfície é ultrapassada, consideráveis alterações ocorrem no vetor das deformações plásticas. Por fim, a superfície de plastificação Y_3 define o ponto em que ocorrem deformações em grande escala, com conseqüente e progressiva degradação da estrutura cimentada do material. Dessa forma, essa superfície é atingida somente a grandes deformações (JARDINE, 1992; MALANDRAKI e TOLL, 1996; TATSUOKA et al., 1999; MALANDRAKI e TOLL, 2000).

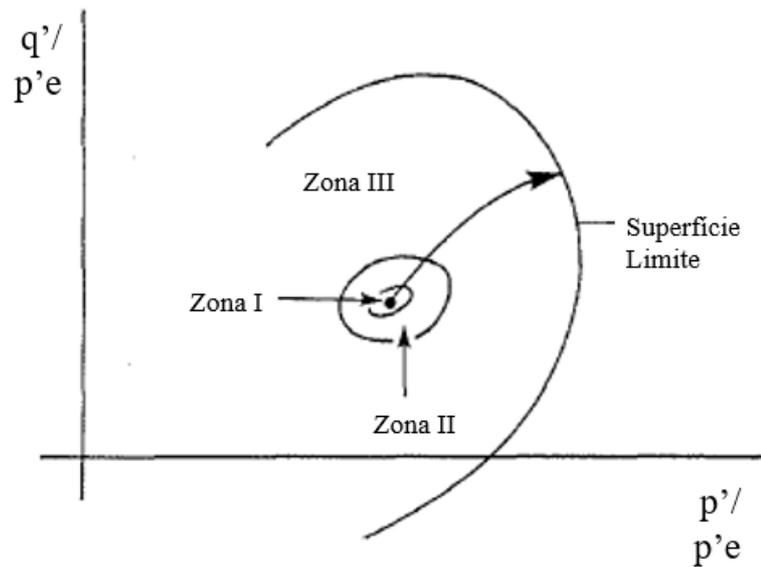


Figura 2.10: Identificação das zonas de plastificação (adaptado de JARDINE, 1992)

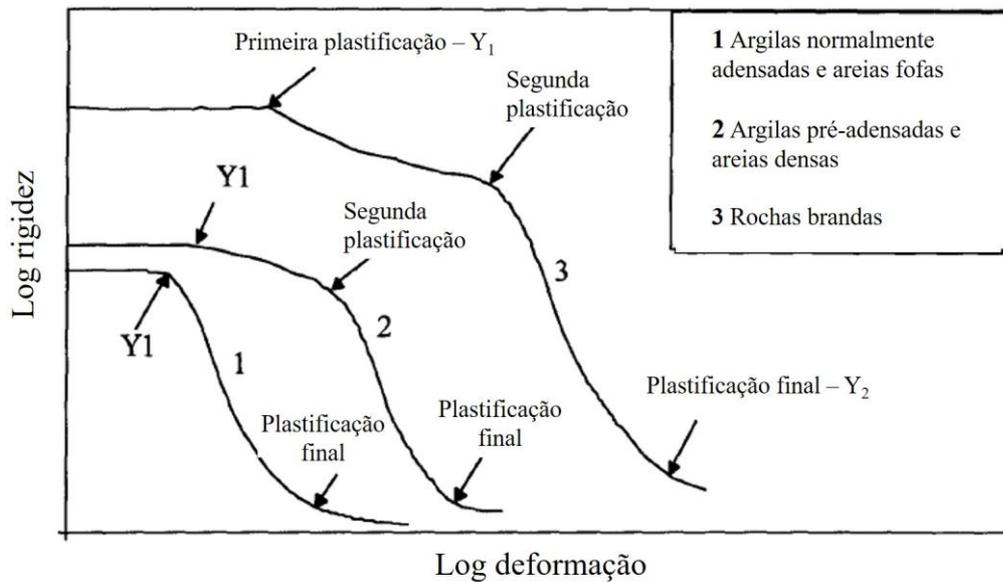


Figura 2.11: Pontos de plastificação em solos estruturados (adaptado de MALANDRAKI e TOLL, 1996)

Com base nos resultados do solo cimentado artificialmente (demonstrados por Malandraki, 1994 e Malandraki e Toll, 1996), quatro zonas de comportamento podem ser identificadas a partir das posições relativas da superfície de ruptura e da segunda superfície de plastificação. Essas zonas estão demonstradas na Figura 2.12, juntamente com a superfície de plastificação final e a superfície de ruptura para o solo desestruturado.

Os autores demonstram que na zona 1, as ligações regem inteiramente o comportamento do solo na ruptura, tendo a superfície de ruptura coincidente com a segunda superfície de escoamento. Na segunda zona (zona 2), as ligações controlam apenas parcialmente o comportamento do solo na ruptura. O solo cimentado apresenta razões q/p' máximas maiores que o solo desestruturado devido à influência que estrutura cimentada apresenta mesmo após a plastificação. Esse efeito diminui progressivamente à medida que há aumento de p' . Nessa zona a segunda plastificação é atingida antes de haver a ruptura e assim a segunda superfície de plastificação desvia da superfície de resistência.

Já na zona 3, o comportamento do solo na ruptura é independente da cimentação, uma vez que essa é degradada durante o cisalhamento, com base na segunda superfície de plastificação. Na quarta zona o comportamento do solo independe da cimentação, visto que a segunda plastificação ocorre ainda na fase de compressão isotrópica. Conforme Malandraki e Toll (2000), deve-se notar também que o desenvolvimento das deformações e da rigidez durante o cisalhamento estão diretamente relacionados à zona de comportamento em que o cisalhamento ocorre.

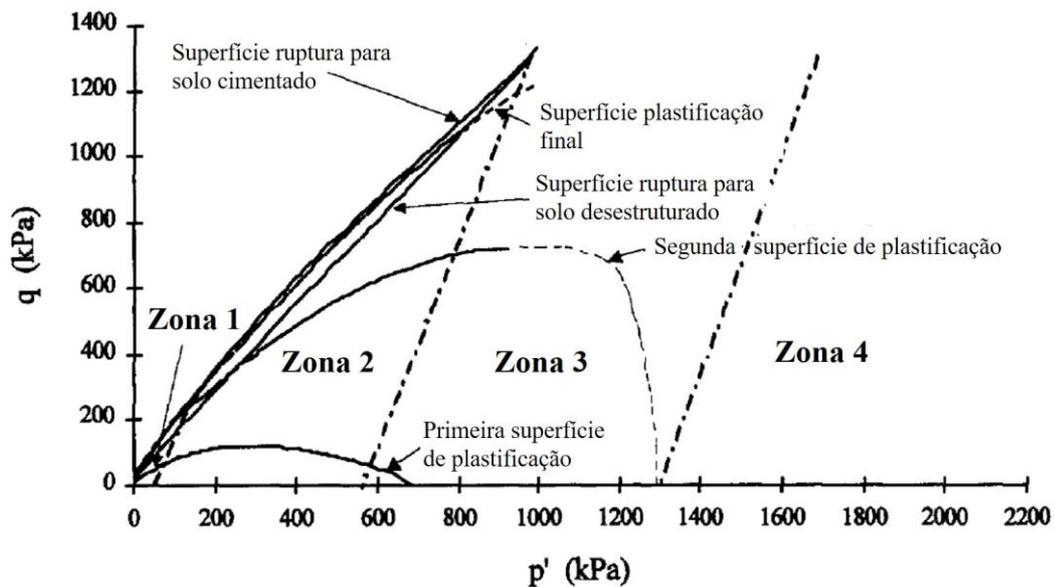


Figura 2.12: Zonas de comportamento para solos estruturados (adaptado de MALANDRAKI e TOLL, 2000)

2.2.2 Compressão unidimensional/isotrópica

De modo geral, o comportamento dos solos estruturados, independentemente de se caracterizarem por cimentação artificial ou natural de diversas origens, sob compressão oedométrica ou compressão isotrópica apresentam comportamento semelhante. Pode-se observar claramente, conforme apresentado por Leroueil e Vaughan (1990) em ensaios oedométricos e ensaios de compressão isotrópica, que em se tratando do comportamento de solos estruturados, há uma redução das tensões suportadas para um mesmo volume de material quando comparadas à amostra do solo desestruturada ou remoldada. Os autores apresentam a diferença entre o comportamento de um ensaio executado com estrutura intacta e outro que já perdeu a configuração de sua estrutura. Na Figura 2.13, observa-se essa dissemelhança entre material desestruturado e o material que conserva sua estrutura, onde a grandeza das tensões aplicadas à amostra intacta apresenta valores maiores para um mesmo índice de vazios quando comparado à amostra desestruturada. Pode-se dessa forma, partir da premissa de que a estrutura do solo é totalmente desfeita com a remoldagem do material ou com a manipulação executada de forma tal que a ligação entre as partículas ou qualquer efeito gerado na estrutura tenha sido desfeito.

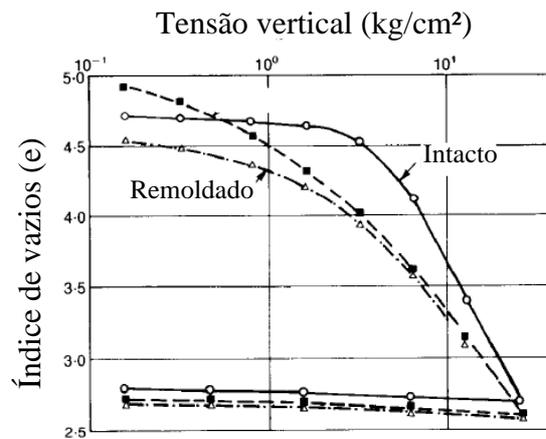


Figura 2.13: Resultado oedométrico executado para amostras estruturadas e remoldadas (LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)

Conforme os autores supracitados, a quebra da estrutura é demonstrada como uma descontinuidade no comportamento tensão-deformação sob aplicação de incrementos de tensão. A plastificação da estrutura pode ser observada na Figura 2.14, demonstrada no gráfico pelo ponto Y. Na curva, há um comportamento rígido inicial e após esse ponto, a cada incremento de tensão, se dá a quebra progressiva da estrutura da amostra, tendendo a um comportamento similar ao da sua condição remoldada, como ilustrado na Figura 2.15 que indica o mesmo ponto Y para representar o início da quebra da estrutura. Comportamentos muito semelhantes também foram verificados em ensaios isotrópicos realizados por diversos autores (CUCCOVILLO e COOP, 1993, 1999; HUANG e AIREY, 1993; COOP e ATKINSON, 1993, AIREY e FAHEY, 1991; ROTTA et al., 2003; CARRETTA, 2018).

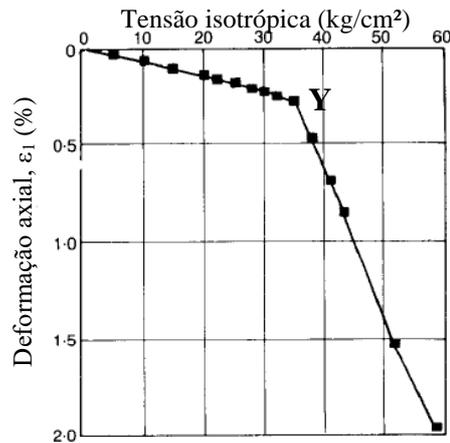


Figura 2.14: Resultado de compressão isotrópica (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)

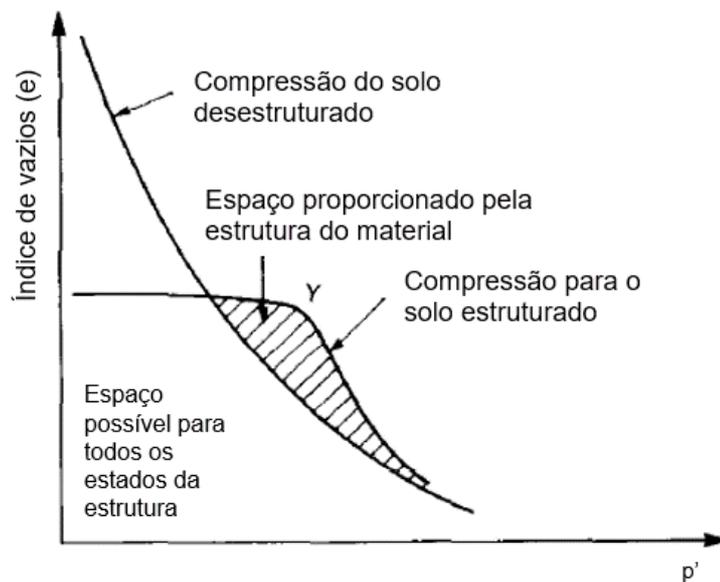


Figura 2.15: Tendência de comportamento material desestruturado e estruturado (adaptado de LEROUEIL; VAUGHAN, 1990)

Ensaio de compressão confinada realizados por Carretta (2018), também comprovaram o efeito da estrutura do material indeformado quando comparado ao solo desestruturado (remoldado). Os estudos da autora utilizaram amostras indeformadas, ensaiadas exatamente sob as mesmas condições de amostras remoldadas em mesmas condições de umidade, índice de vazios e porosidade Figura 2.16.

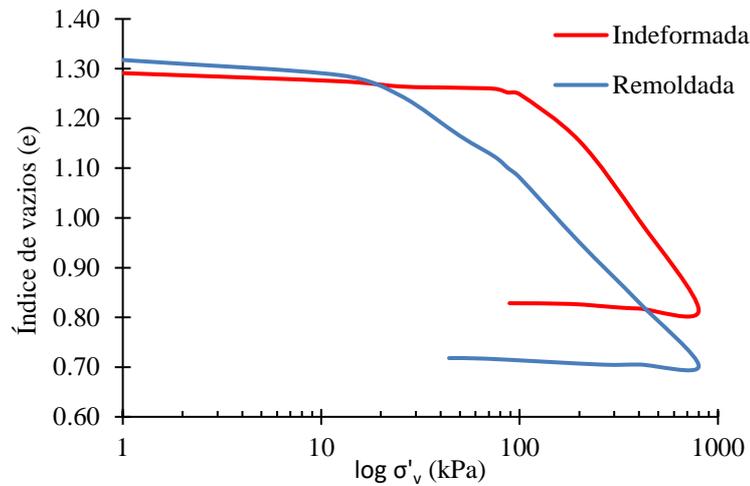


Figura 2.16: Resultados de compressão oedométrica já obtidos para o solo residual (adaptado CARRETTA, 2018)

Os resultados obtidos demonstram clara diferença no comportamento das amostras indeformada e remoldada. Pode-se observar que, para a amostra indeformada, há um ponto de inflexão na curva de compressão confinada que prenuncia a ocorrência da plastificação do material, acarretada pela perda de sua estrutura. Após a plastificação, o solo passa a apresentar uma redução de vazios mais acentuada a partir dessa tensão. Esse ponto, conforme demonstrado por Carretta (2018), pode ser mais bem visualizado na Figura 2.17, quando se plota em escala natural.

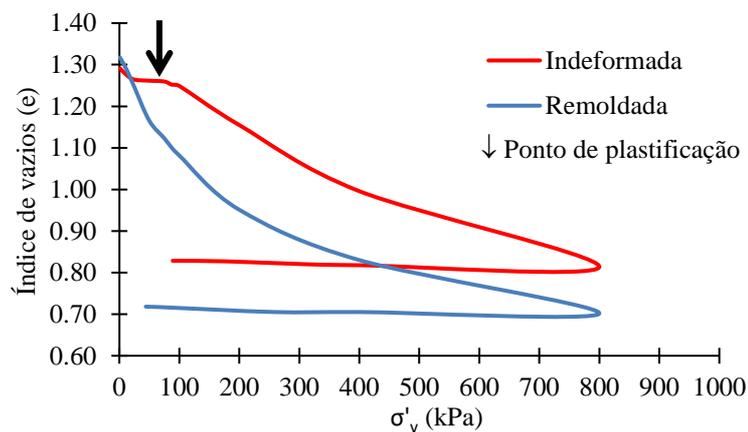


Figura 2.17: Resultado de compressão oedométrica em escala natural (adaptado de CARRETTA, 2018)

Na subsequência das análises da matriz de cimentação do solo estudado, Carretta (2018) aponta a tendência de convergência no comportamento das duas amostras, indeformada e remoldada, após a ocorrência da desestruturação da primeira. Isso significa dizer que ao sofrer a desestruturação, em tensões acima da tensão de plastificação, a amostra indeformada apresenta o mesmo comportamento da remoldada à medida que há incremento de tensão vertical. Então, a curva de compressão da amostra tende a atingir o mesmo índice de vazios para a aplicação de mesma tensão do corpo de prova que não apresenta estrutura de cimentação natural, convergindo em um mesmo ponto do gráfico a maiores tensões, como apresenta a Figura 2.18, no que seria uma tendência a atingir a linha isotrópica de compressão (LIC).

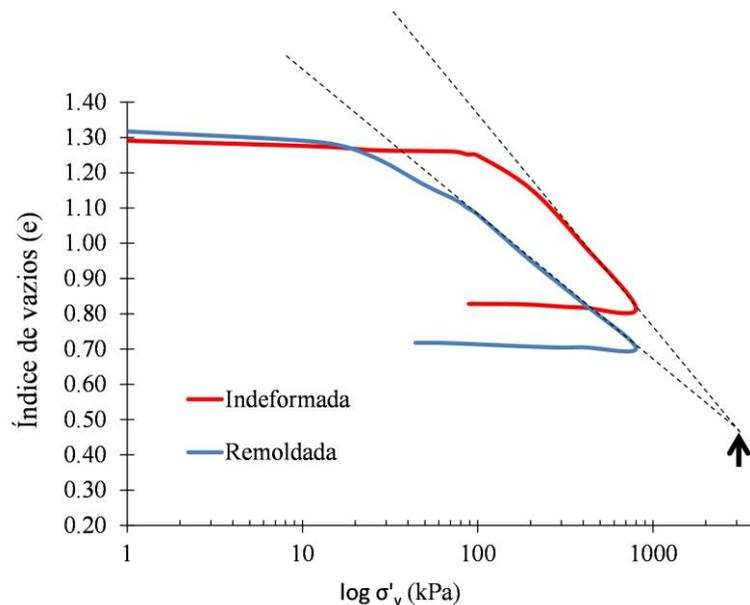


Figura 2.18: Tendência do material após desestruturação de amostra indeformada (adaptado de CARRETTA, 2018)

Carretta (2018) e Carretta et al. (2021), demonstraram, através de ensaios de compressão isotrópica, a influência da estrutura cimentada dada pelo comparativo dos ensaios realizados em amostras indeformadas e remoldadas. Essas últimas são amostras que tiveram o arranjo cimentado desestruturado e em seguida refeito a partir da remoldagem. Observa-se na Figura 2.19 que a amostra remoldada apresenta deformações até três vezes maiores do que a amostra indeformada para uma mesma tensão efetiva. Rotta (2005), também demonstrou através de ensaios de compressão isotrópica que as amostras em seu estado estruturado são, de fato,

consideravelmente mais rígidas do que aquelas compostas pelo solo em seu estado desestruturado, tendendo com isso a se tornarem mais deformáveis à medida que as tensões isotrópicas são aumentadas.

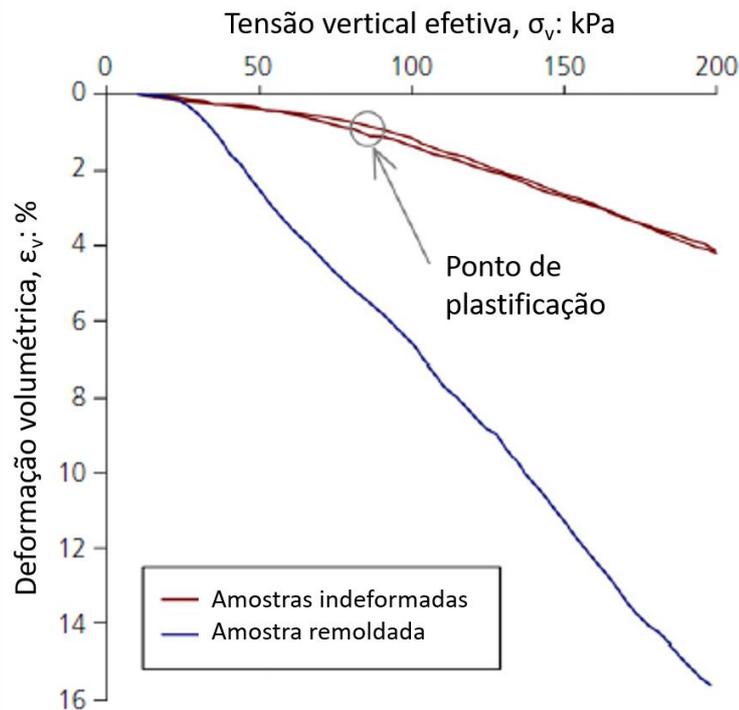


Figura 2.19: Compressão isotrópica para amostras indeformada e remoldada (adaptado de CARRETTA et al., 2021)

Rotta (2000), por sua vez, observou em um solo cimentado artificialmente, curado sob tensão, que as tensões resistidas pela estrutura cimentada se apresentavam crescente durante todo o carregamento isotrópico, mesmo depois de atingir a plastificação do solo. Esse fato demonstra, conforme o autor, que não ocorre convergência entre a curva de compressão isotrópica do material cimentado em direção à curva do material desestruturado. Alguns autores, como Coop e Atkinson (1993), sugerem que a adição de agente cimentante provoca redução do volume específico do material, uma vez que os vazios são preenchidos por finos, formando um arranjo mais denso. Segundo os autores, portanto, para que ocorra a referida convergência ao comparar um solo cimentado com o não cimentado, é necessário que ambos possuam a mesma granulometria ou então ocorrerá a mudança da posição da linha de compressão isotrópica em

virtude de o material ter uma granulometria diferenciada, preenchendo os vazios com um material mais fino.

2.2.3 Compressão triaxial/cisalhamento

Em um aspecto geral, tal como define Prietto (2004), o comportamento tensão-deformação dos materiais estruturados/cimentados durante o cisalhamento pode ser definido como inicialmente rígido, aparentemente linear, até atingir um ponto de plastificação, no qual o solo começa a apresentar deformações plásticas que crescem até a ruptura. Pesquisas demonstram ainda que os estados de pico dos solos, tanto naturalmente quanto artificialmente cimentados podem ser de forma adequada representados por uma envoltória de resistência linear definida pelas parcelas de coesão (c') e ângulo de atrito interno (φ'), que demonstram não ser influenciados de forma significativa pelo nível de cimentação.

Um fator que exerce significativa influência durante o cisalhamento é a cimentação proveniente do vínculo entre as partículas. Essa que pode facilmente ser destruída por qualquer perturbação é o fator que estabelece o intercepto coesivo característico do material e apresenta uma tensão de plastificação. Quando se tratam de solos que apresentam estrutura cimentada, a resistência inicial frente aos deslocamentos impostos, se dá, inicialmente por essas ligações cimentantes, mobilizando a resistência pelo atrito entre as partículas somente após a mobilização dessa primeira parcela de coesão do solo (VAUGHAN, 1985; VAUGHAN et al., 1988; WESLEY, 2010). Para Lade e Trads (2014), as variáveis que demonstram maior relevância na compreensão do comportamento desses materiais são a densidade, a tensão de confinamento e o grau de cimentação.

Autores como Cuccovillo e Coop (1997) demonstram que um dos principais efeitos que a estrutura cimentada exerce sobre o comportamento do material, quando esse é comparado ao estado desestruturado, diz respeito à rigidez. Deve-se observar, porém, que a rigidez desses materiais depende essencialmente do grau de cimentação, que deve crescer proporcionalmente ao acréscimo de cimentação; bem como da interação complexa entre a porosidade, os níveis de tensão, a trajetória de tensões e o nível de deformação. Os pesquisadores apontam, através de resultados obtidos em estudos em calcarenito e arenito, que o módulo cisalhante (G) independe das condições do material (volume específico e tensões médias), até que ocorra a plastificação,

permitindo que se utilize a teoria da elasticidade. Após ultrapassar a plastificação, a deterioração das ligações cimentantes ocorre e a rigidez frente ao cisalhamento passa a depender do estado em que se encontra o material.

Hajiabdolmajid et al. (2002), propuseram um modelo com base em rochas brandas, como ilustra a Figura 2.20. Observa-se a tendência de comportamento dos solos estruturados, na qual o início é linear (I) até que se atinge a plastificação, caracterizada pelo surgimento das microfissuras que ocasiona a desestruturação da cimentação. Nesse ponto, “ c_i ” representa a coesão inicial, sendo que nessa fase, a tensão confinante pouco ou nada interfere no comportamento dos solos estruturados. A partir daí, dá-se o início à fase II, na qual ocorrem microfissuras na amostra, responsáveis pela perda da parcela unicamente coesiva, passando, agora, a apresentar uma parcela friccional. Dado o início da quebra da cimentação, o nível de tensões passa a exercer influência no comportamento tensão-deformação, tornando-se cada vez mais notório em função do aumento da parcela friccional na resistência, demarcado pela fase III. Nota-se que até o início das microfissuras, a coesão é totalmente responsável pela resistência do material, no entanto, com a perda da estrutura e da contribuição da parcela coesiva da resistência, a parcela friccional, associada à tensão de confinamento passa a ter maior relevância. Por fim, ao atingir o pico de resistência, a parcela coesiva torna a reduzir consideravelmente (fase IV), atingindo um valor residual (c_r) e a resistência do solo passa a ser dependente quase que exclusivamente pela parcela friccional.

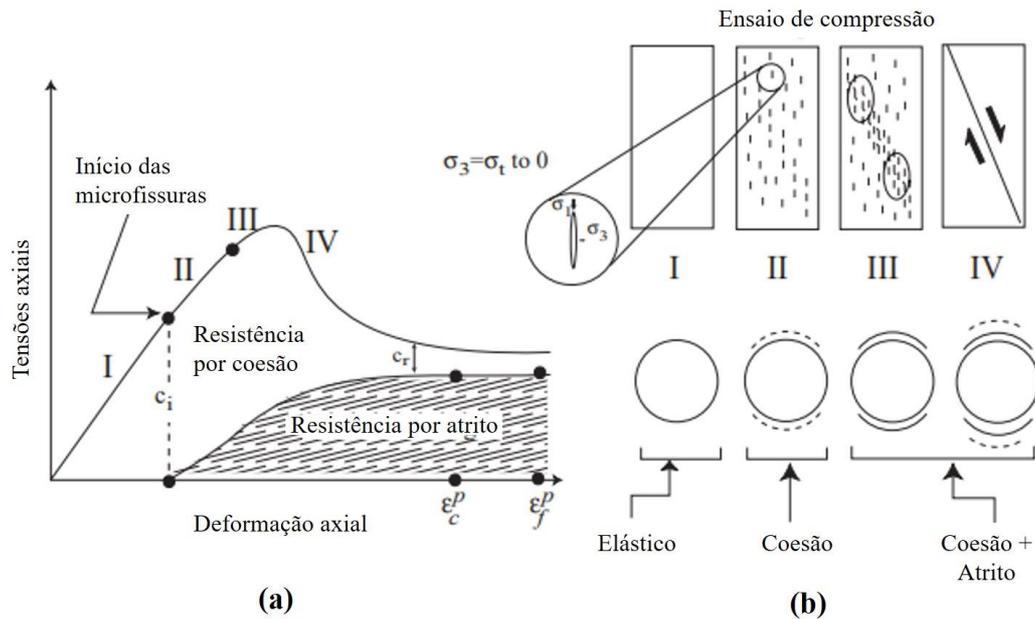


Figura 2.20: Modelo de mobilização da resistência para solos estruturados. (a) Tensão-deformação para ensaios de compressão em laboratório (b) evolução das fissuras na amostra (adaptado de HAJIABDOLMAJID et al., 2002)

De forma análoga, Marques (2016) demonstra a referida influência da parcela de coesão dos materiais cimentados, em areias cimentadas, semelhante ao apresentado por Hajiabdolmajid et al. (2002) para uma rocha branda porosa, quando comparada aos materiais que não possuem essa cimentação na Figura 2.21. O autor comenta as fases da mobilização de resistência dos materiais cimentados. Para o mesmo, existe uma fase elástica linear (I) observada até o início da plastificação da estrutura da amostra. A partir desse ponto, a resistência deixa de ter somente a parcela de coesão e entra em um estágio onde também conta com a contribuição friccional do solo (II). Ao iniciar a quebra da cimentação da amostra, submetida a acréscimos de deformação plástica, que crescem até a ruptura, a influência do nível de tensões confinantes no comportamento tensão-deformação se torna mais evidente, já que ocorre o aumento da parcela friccional de resistência. Esse estágio é o ponto (III) indicado por Marques (2016). E, finalmente, na fase (IV), a resistência atinge o seu pico e a parcela de coesão reduz drasticamente até se aproximar do nível de resistência do ensaio executado com areia em seu estado natural. É nessa etapa que atua somente a parcela friccional no controle da resistência do solo.

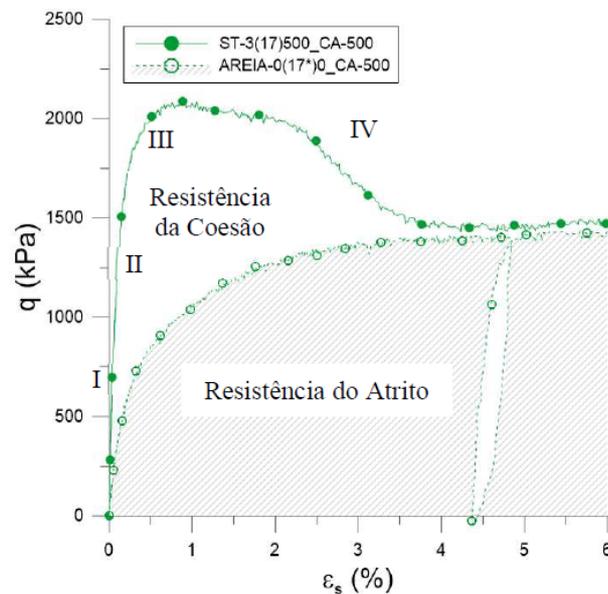


Figura 2.21: Comparação do comportamento tensão-deformação durante o cisalhamento em ensaios de areia natural e areia cimentada (MARQUES, 2016)

Sob compressão triaxial, os solos estruturados apresentam comportamento bem definido conforme o nível de tensão de confinamento. Elliot e Brown (1985) apresentaram resultados de ensaios triaxiais em uma rocha branda porosa para um variado intervalo de tensões de confinamento entre 0,4 – 30 MPa. Os resultados, ilustrados na Figura 2.22, demonstram que quando cisalhadas a baixas tensões, se observa um comportamento frágil e dilatante, com deformações do tipo “*softening*” após o pico de resistência. Já quando cisalhados a altas tensões, o comportamento expansivo dá lugar à propensão do material à compressão em uma ruptura dúctil, com deformações plásticas do tipo “*hardening*”. Conforme Leroueil e Vaughan (1990), sob tensões de confinamento baixas, após a resistência de pico, as deformações que ocorrem são do tipo “*softening*” como as que se observam em um solo denso e não coesivo, seguindo com a ocorrência de notável deformação de expansão. Para altas tensões de confinamento, o comportamento observado se apresenta de forma dúctil com a possibilidade de ocorrência da plastificação ainda na fase de confinamento do solo.

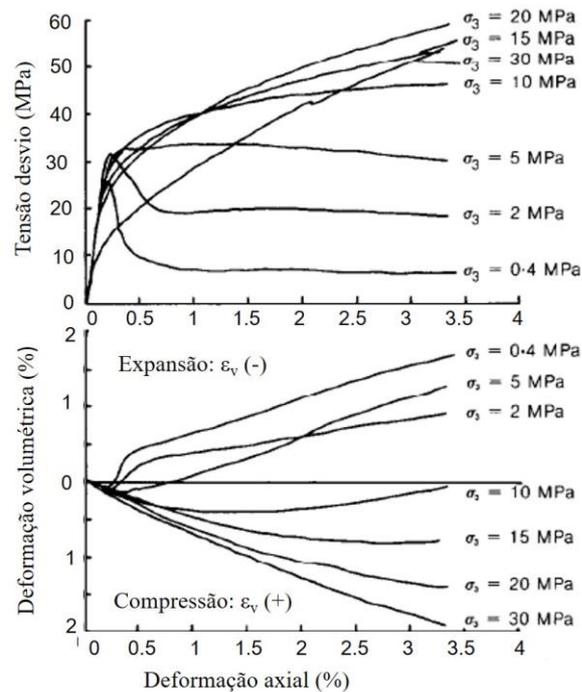


Figura 2.22: Influência da tensão de confinamento no comportamento de uma rocha branda porosa (adaptado de ELLIOT e BROWN, 1985)

Considerando o comportamento de uma grande variedade de materiais cimentados analisada por Leroueil e Vaughan (1990), os autores demonstraram que os materiais estruturados têm o comportamento tensão-deformação totalmente dependente do estado inicial do material em relação à superfície de plastificação e à linha do estado crítico no estado desestruturado. Lade e Trads (2014), também sugerem que para a compreensão do comportamento dos solos cimentados, é necessário determinar a região em que a cimentação influencia o comportamento tensão-deformação antes que a cimentação seja degradada, ocorrendo a plastificação. Tendo em vista isso, Coop e Atkinson (1993) e Cuccovillo e Coop (1999), ilustraram o comportamento idealizado de um solo cimentado, relacionadas ao estado de tensão e a superfície de plastificação do material. Os autores identificaram dois tipos de comportamento para os solos cimentados, em função do grau de cimentação.

Para solos fortemente cimentados, indicando a posição da superfície de plastificação e a linha do estado crítico, Coop e Atkinson (1993), propuseram a idealização do comportamento do material para três trajetórias de tensão sob compressão triaxial, em três diferentes níveis de

tensão confinante, como ilustra a Figura 2.23. Assim, observa-se que a baixas tensões de confinamento (1), ainda dentro da superfície de plastificação, o comportamento tensão-deformação é aproximadamente elástico, até atingir um ponto de plastificação bem definido, seguido por uma redução das tensões em direção à linha do estado crítico. Pode-se definir que o pico de resistência é governado pela cimentação, atingindo um estado que supera a envoltória de ruptura do solo desestruturado. Em níveis intermediários de confinamento (2), no qual a plastificação ocorre antes de atingir o estado crítico e a ruptura se dá majoritariamente por atrito. Nesse caso, o pico de resistência é governado pelo comportamento friccional já no estado desestruturado e as ligações contribuem unicamente com o aumento da rigidez inicial do material. Já a tensões mais elevadas (3), as ligações já foram desfeitas ainda na fase de consolidação e o comportamento do material é regido unicamente pela parcela friccional. Nesse caso, o comportamento não é influenciado pelo agente cimentante e suas ligações, tendendo a um comportamento similar ao solo desestruturado, sem haver um ponto definido de plastificação no espaço tensão-deformação.

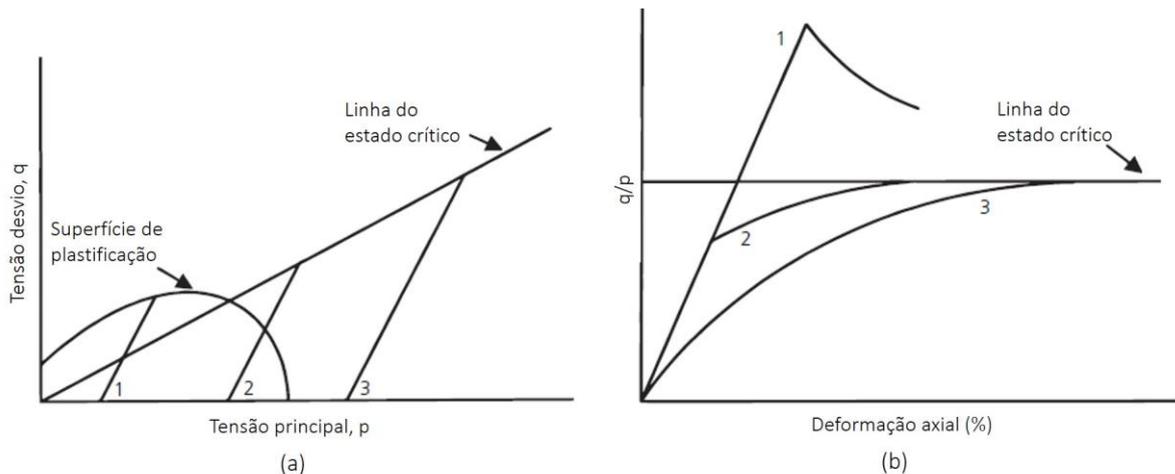


Figura 2.23: Idealização do efeito da tensão principal no comportamento dos solos cimentados (adaptado de COOP e ATKINSON, 1993; LADE e TRADS, 2014)

A partir dessas definições, Cuccovillo e Coop (1999) e Lade e Trads (2014), apresentaram uma diferenciação do comportamento durante o cisalhamento, característico dos solos fracamente cimentados, incluindo duas tendências tensão-deformação para níveis intermediários de tensão de confinamento, como demonstra a Figura 2.24. Assim, o estado (1) corresponde ao já

elencado anteriormente, para o comportamento dentro da superfície de plastificação. O estado (2), com o cisalhamento iniciado dentro da superfície de plastificação, apresenta para os solos fracamente cimentados, um pico ligeiramente pronunciado, com maior tensão desvio atingida. O comportamento para a tensão de confinamento (3), já tem o cisalhamento iniciado fora da superfície de plastificação, porém apresenta uma tensão desvio de pico, relativamente menor do que a do estado (2), seguida de uma redução em direção ao estado crítico.

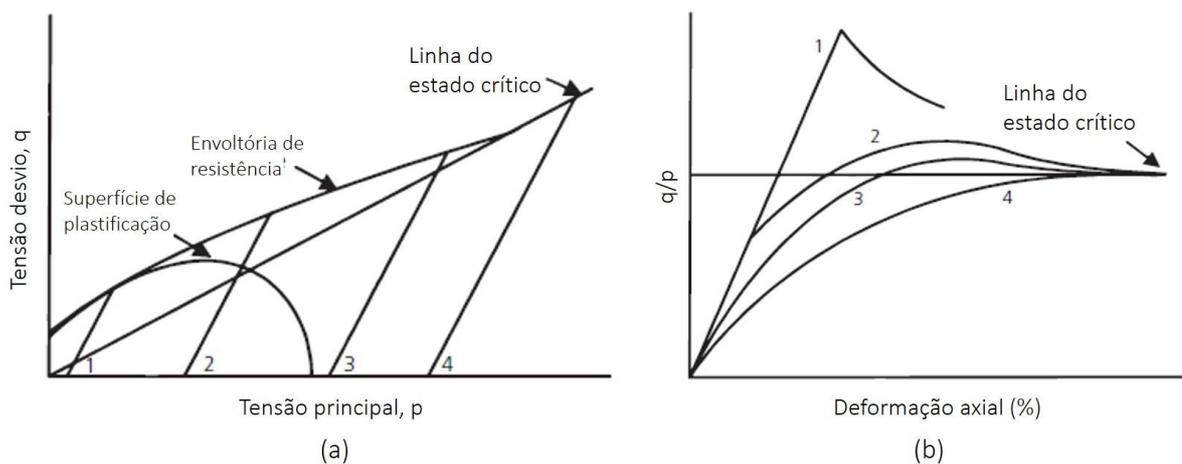


Figura 2.24: Idealização do efeito da tensão principal no comportamento dos solos fracamente cimentados para níveis intermediários de tensão (adaptado de CUCCOVILLO e COOP, 1999; LADE e TRADS, 2014)

Cuccovillo e Coop (1999), ao estudarem um calcarenito submetido à ensaios triaxiais drenados e não drenados sob diferentes tensões de confinamento, puderam observar que o aumento das tensões de confinamento tende a transformar o comportamento das areias estruturadas de *strain-softening* para *strain-hardening*, conforme demonstrado na Figura 2.25. Na Figura 2.25(a), os autores ilustram um ensaio não drenado, no qual o pico de resistência é quase coincidente com a o ponto de plastificação, seguido de uma rápida perda de resistência (*softening*). A tendência é de compressão volumétrica, demonstrada pela geração de propressão positiva. A Figura 2.25(b) demonstra o comportamento para uma tensão intermediária, na qual a tendência tensão-deformação apresenta uma resposta inicial linear, até que ocorre a plastificação. Nesse caso, a resistência das ligações contribui unicamente para o

incremento da rigidez, já que a resistência do solo é dada pela parcela friccional. A Figura 2.25(c), por fim, apresenta resultados de uma amostra que já ultrapassou a superfície de plastificação e agora demonstra tendência de comportamento “*strain-hardening*”, acompanhado de compressão volumétrica.

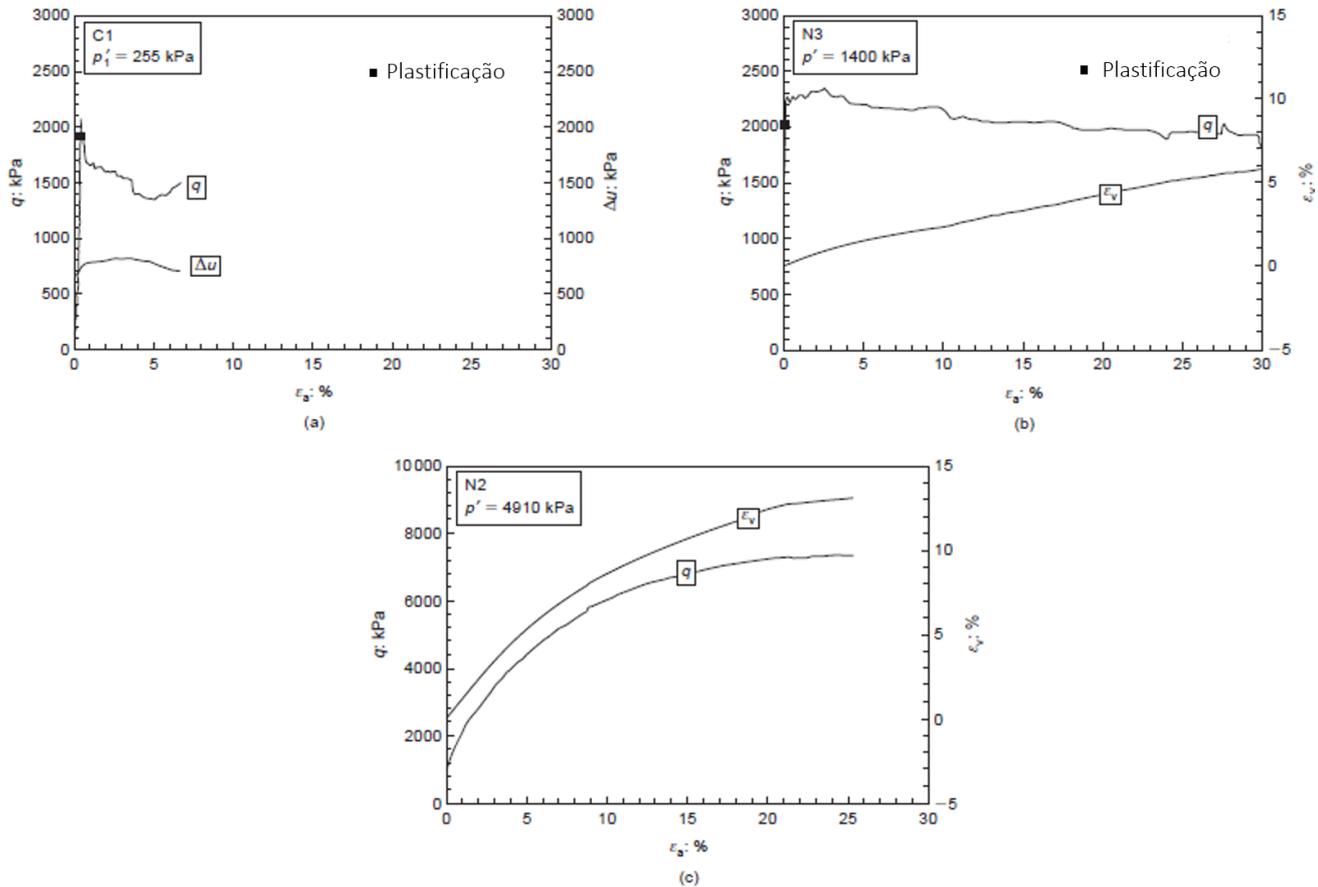


Figura 2.25: Influência da tensão de confinamento no comportamento de um calcarenito (adaptado de CUCCOVILLO e COOP, 1999)

Carretta (2018) realizou ensaios triaxiais drenados em amostras de solo residual no seu estado indeformado, em baixas tensões, todas abaixo da tensão de plastificação do material. Tal como verificado por Cuccovillo e Coop (1999), a autora observou desenvolvimento de tensões em deformações em padrão “*strain-hardening*” para amostras em tensões intermediárias. No trecho inicial das curvas tensão-deformação, verificou-se o comportamento elástico linear, até que as amostras atingissem a plastificação e passassem a demonstrar aumento da carga suportada pelo corpo de prova, à medida que se dava o aumento a deformação axial durante o cisalhamento. A

variação volumétrica também demonstrou deformações compressivas para todos os ensaios. Os parâmetros de resistência para o solo residual fracamente cimentado, estudado por Carretta (2018), refletem uma pequena contribuição da cimentação para a resistência do material, quais sejam: coesão (c') igual a 9,52 kPa e ângulo de atrito (ϕ') igual a 30,5°.

Um ensaio executado por Carretta (2018) em tensões elevadas em relação à superfície de plastificação definida pela autora, isto é, com a plastificação tendo ocorrido ainda na compressão isotrópica, demonstra claramente o comportamento “*strain-hardening*” e a tendência compressiva citada por Cuccovillo e Coop (1999). A alta tensão de confinamento, que levou o material ao seu estado desestruturado, ainda na fase de compressão isotrópica, leva o corpo de prova a apresentar deformações plásticas em curvas tensão-deformação com rigidez consideravelmente mais baixa a qual se deve possivelmente apenas à tensão de confinamento e não mais ao vínculo entre as partículas.

Medidas de rigidez a pequenas deformações realizadas durante o cisalhamento através do uso do dispositivo de *bender elements*, corroboram com o comportamento tensão-deformação apresentado pelas amostras ensaiadas por Carretta (2018), como se verifica na Figura 2.26. Ao haver incremento de deformação axial, observa-se aumento no módulo cisalhante inicial (G). Para a autora, é plausível que esse fato se deva a um provável rearranjo entre as partículas, que, por ora, deformam reduzindo e preenchendo os vazios da estrutura. Isso faz com que haja aumento dos pontos de contato entre os grãos, gerando como efeito, um corpo de prova mais denso em um estado ligeiramente mais rígido.

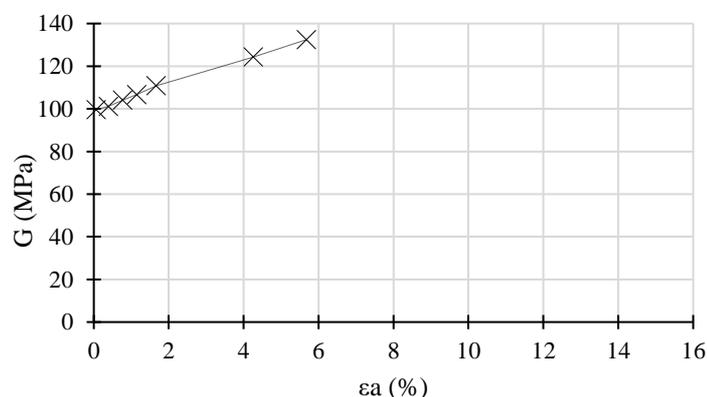


Figura 2.26: Módulo cisalhante x deformação axial (CARRETTA, 2018).

2.3 CURA SOB TENSÃO

Do objetivo de compreender o comportamento dos solos de cimentação natural *in situ*, surgem determinadas dificuldades atribuídas à perturbação da amostra durante o processo de retirada que acarretam em sua desestruturação. Além disso, conforme Rotta et al (2003), um dos grandes problemas associados aos ensaios executados com amostras em seu estado natural advém da origem geológica do material, que pode ter alta variabilidade tanto no grau de cimentação, quanto na natureza das partículas. Esses fatos podem conduzir a resultados equivocados acerca do desempenho desses materiais quanto à resistência e deformabilidade. Para simular o comportamento dos solos cimentados tal como ocorrem em sua gênese no campo, propõe-se a utilização da técnica de cura sob tensão. Autores como Heineck (1998); Consoli et al. (2000); Rotta et al (2003); Dalla Rosa et al. (2008); Marques (2016); Marques et al. (2019); e Marques et al. (2021) demonstraram a importância de analisar o comportamento dos materiais da forma como a cimentação realmente é gerada nos depósitos naturais: sob tensão.

Heineck (1998) destacou a importância de levar em consideração no estudo de materiais geotécnicos cimentados o fato de que a cimentação que ocorre nos depósitos naturais é formada sob tensão. Além disso, a autora elencou os possíveis problemas de amostragem que poderiam induzir a resultados não representativos do real comportamento do solo, em virtude da aplicação de tensões excessivas, as quais originariam danos e perdas à estrutura cimentada do solo. A pesquisa, que englobou ensaios triaxiais drenados no programa experimental, demonstrou que a introdução da cimentação sob tensão conduz a mudanças significativas na mobilização da resistência ao cisalhamento e na deformabilidade do material em estudo.

A mesma autora indicou que, analisando os ensaios triaxiais executados em cura com e sem aplicação de tensão para misturas de um solo arenoso artificialmente cimentado, pode-se perceber que a diferença de comportamento entre as amostras com cimentação originada sob tensão e as amostras cimentadas sem tensão somente é notória para aquelas em que a tensão utilizada ultrapassa a tensão de plastificação do material. Assim, a autora afirma que para as amostras curadas sob tensão não há diferença significativa na tensão desvio de ruptura para tensões efetivas médias inferiores à tensão de plastificação da estrutura. Quando a mesma aponta os resultados obtidos para tensões efetivas médias acima da tensão de plastificação, ou

seja, quando as tensões aplicadas modificam a estrutura cimentada do solo, verifica-se aumento da tensão desvio de ruptura em relação às amostras curadas sem tensão. Como consequência, conforme demonstra Heineck (1998), a cura sob tensão ocasiona aumento no ângulo de atrito de pico e redução do intercepto coesivo quando comparada à envoltória de resistência das amostras ensaiadas sob cura atmosférica.

Quanto à deformação volumétrica, a pesquisadora observa que a cura sob tensão influencia fortemente nas deformações volumétricas, sendo que há aumento da dilatância observado para todas as tensões de cura analisadas. No que diz respeito à rigidez, Heineck (1998) concluiu que a rigidez do material cimentado é aumentada com a introdução da cimentação formada sob tensão. Esse fato é demonstrado por valores mais elevados de módulo secante, independente das tensões efetivas médias iniciais.

Em trabalho realizado por Consoli et al. (2000), observou-se o comportamento de um solo cimentado artificialmente em ensaios triaxiais drenados para duas condições: amostras curadas com tensão e amostras curadas sem tensão. Os autores demonstraram o desempenho do material, para uma mesma cimentação (3% de cimento acrescentado) em diferentes tensões efetiva inicial (mesma tensão de cura) de 50, 250 e 500 kPa.

O comportamento do material cimentado pesquisado por Consoli et al. (2000), indicou diferença em relação à tensão de confinamento quando se considera a condição de cura dos corpos de prova. Para aqueles curados sem tensão, à medida que se incrementa a tensão de confinamento, ocorre a redução da rigidez dos mesmos, enquanto que o contrário acontece para os corpos de prova curados sob tensão. Para esses, à medida que o nível de tensões aumenta, as amostras demonstram aumento na rigidez, como indicado na Figura 2.27.

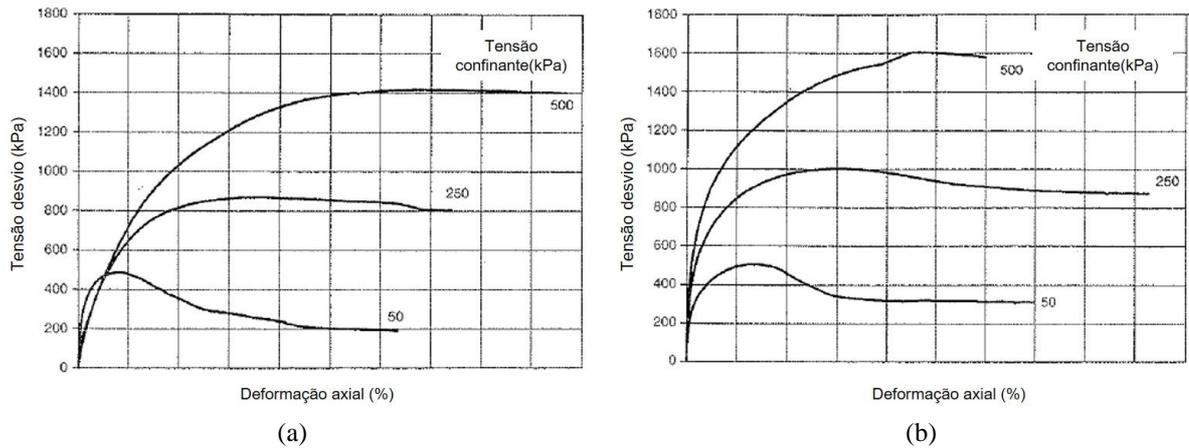


Figura 2.27: Comportamento tensão-deformação para amostras curadas sem tensão (a) e sob tensão (b) - (adaptado de CONSOLI et al., 2000)

Quanto à resposta em relação às deformações identificadas por Consoli et al. (2000), para a menor tensão efetiva analisada, 50 kPa, o comportamento se mostrou semelhante nas duas formas de cura investigadas. Para as demais tensões, acima da tensão de plastificação, as amostras curadas sob tensão mostram menor tendência compressiva durante o cisalhamento. Isso pode ser observado na Figura 2.28.

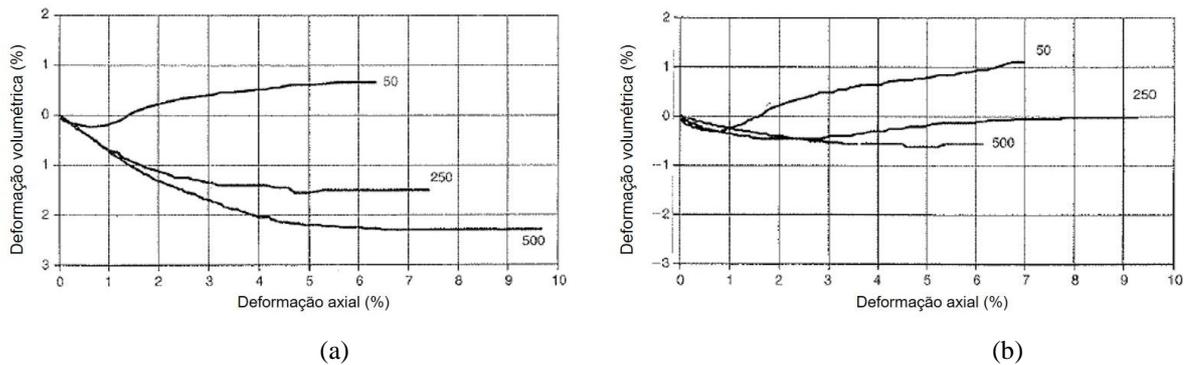


Figura 2.28: Deformação para amostras curadas sem tensão (a) e sob tensão (b) - (adaptado de CONSOLI et al., 2000)

Quando os autores anteriormente mencionados avaliaram, para as mesmas amostras, os efeitos das condições de cura, identificaram importante contribuição da cura sob tensão na rigidez das amostras curadas acima da tensão de plastificação. Essa diferença é observada em valores de módulo secante (E_s). Para a menor tensão efetiva de cura, não se observam significativas

diferenças entre o módulo obtido para amostras curadas com e sem tensão. Os maiores módulos são observados para as amostras curadas sob tensão, já que nessa condição, a aplicação do confinamento durante a cura, não acarreta na degradação da estrutura cimentada, formando amostras mais rígidas frente às solicitações cisalhantes (Figura 2.29).

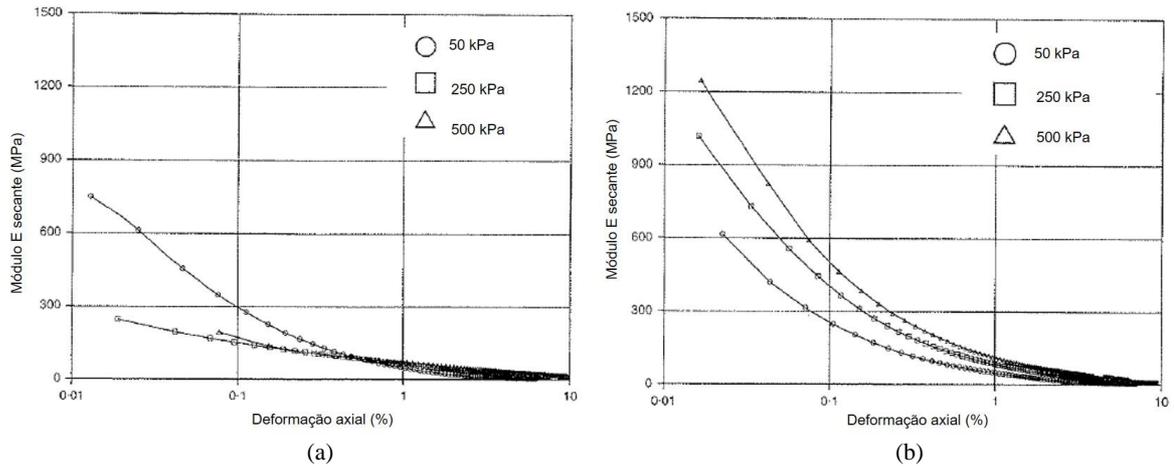


Figura 2.29: Módulo secante durante o cisalhamento. (a) Amostras curadas sob tensão atmosférica. (b) Amostras submetidas à cura sob tensão (adaptado de CONSOLI et al., 2000)

Em relação aos parâmetros de resistência para a envoltória de pico, os autores Consoli et al. (2000), verificaram que a cura sob tensão não afeta o intercepto coesivo e proporciona um leve aumento no ângulo de atrito, demonstrando um provável efeito associado entre a condição de cura e tensão de confinamento, isto é, à medida que se aumenta a tensão efetiva, mais significativa é a mudança na resistência ao cisalhamento causada pela cura sob tensão.

Para Rotta et al (2003), a formação das ligações cimentadas em amostras de solo e cimento Portland, sob a aplicação de diferentes tensões de confinamento fornecerá ao solo diferentes índices de vazios, tal como ocorre in situ para diferentes profundidades, em função das tensões geostáticas atuantes e do histórico de tensões. Em sua pesquisa, os autores avaliaram esses efeitos em ensaios de compressão isotrópica, a fim de avaliar a variação das tensões de plastificação em função do índice de vazios existente durante o processo de cimentação, do histórico de tensões e do teor de cimento utilizado.

Em ensaios realizados, os autores Rotta et al (2003) definiram as tensões de início de plastificação para os corpos de prova curados em diferentes tensões, demonstrando que o aumento das tensões de início de plastificação durante a compressão isotrópica se dá como função do índice de vazios de cura, diretamente relacionado à tensão de cura e do teor de cimento. Quando consideradas amostras de mesmo teor de cimento, os autores observam que a tensão de início de plastificação aumenta com a redução do índice de vazios de cura. Esse fato pode ser associado ao aumento da densidade da amostra em uma mesma quantidade de cimento, a qual forma maior número de pontos de contato entre as partículas de solo e a matriz cimentante. Por esse motivo, conforme afirmam os autores, pode-se esperar que ocorra a expansão da superfície de início de plastificação com o aumento das tensões de cura, ou, em caso de depósitos naturais, sujeito a tensões geostáticas, ao longo da profundidade, com magnitude a depender da densidade de cura e da quantidade de agente cimentante.

Dalla Rosa et al. (2008), por sua vez, demonstraram os efeitos da cura sob tensão através de ensaios triaxiais drenados realizados em amostras cimentadas artificialmente de solo residual de arenito Botucatu. A promoção da cimentação sob tensão produziu efeitos no comportamento tensão-dilatância e na superfície de plastificação, para amostras com um mesmo teor de cimento, porém com diferentes tensões de cura. Além da cura sob tensão e posterior consolidação, os autores também analisaram o comportamento de descarregamento após a cura sob tensão.

Para o comportamento tensão-deformação, os autores detectaram que as amostras curadas a tensões mais elevadas, tiveram o pico de resistência maior do que para as amostras curadas a baixas tensões. Contudo, conforme já demonstrado pela literatura, os pesquisadores também sugerem a provável relação com o menor índice de vazios que é atingido na fase anterior ao cisalhamento em virtude das maiores tensões de cura. Além disso, os corpos de prova submetidos a baixas tensões de cura e cisalhados em tensões elevadas, apresentaram danos consideráveis na estrutura formada pela cimentação, demonstrados pela variação volumétrica durante a compressão isotrópica. Essas amostras ainda tiveram os efeitos da quebra da estrutura refletidos por uma rigidez menor durante o cisalhamento, indicando que os danos à estrutura ocorreram durante a fase de compressão isotrópica.

Em relação aos efeitos da tensão de cura identificados por Dalla Rosa et al. (2008) autores na plastificação do material, destaca-se que o nível de tensões de cura exerce influência significativa, uma vez que as superfícies de plastificação para cada estrutura cimentada formada aumentam com a tensão de cura, mantendo, porém, formato muito similar. Por fim, os autores também demonstraram para as maiores tensões de cura, que amostras cisalhadas em tensões confinantes inferiores àquela utilizada na cura, isto é, em situação de alívio de tensões, ou descarga, não houve efeito significativo. Concluindo-se, assim, que a tensão de cura não exerce influência no comportamento subsequente ao descarregamento.

Jongpradist et al (2011) executaram ensaios de compressão unidimensional em equipamento oedométrico para amostras de argila cimentada curadas sob diferentes tensões verticais. Em seus resultados, os autores ilustraram o decrescente índice de vazios com o aumento das tensões de cura, originando consequentes aumentos na tensão vertical de plastificação. A Figura 2.30 ilustra os resultados observados para os ensaios de compressão oedométrica realizados pelos autores, no espaço e x σ'_v .

Além do já exposto, os autores apontam a tendência de convergência a uma mesma linha de compressão após a plastificação das amostras. Com isso, os resultados permitiram a conclusão de que essa linha de compressão pós plastificação para um mesmo teor de cimentação é única, independentemente da tensão aplicada durante a cura. O que significa dizer que a tensão de cura não influencia no comportamento pós plastificação das misturas de solo cimentado.

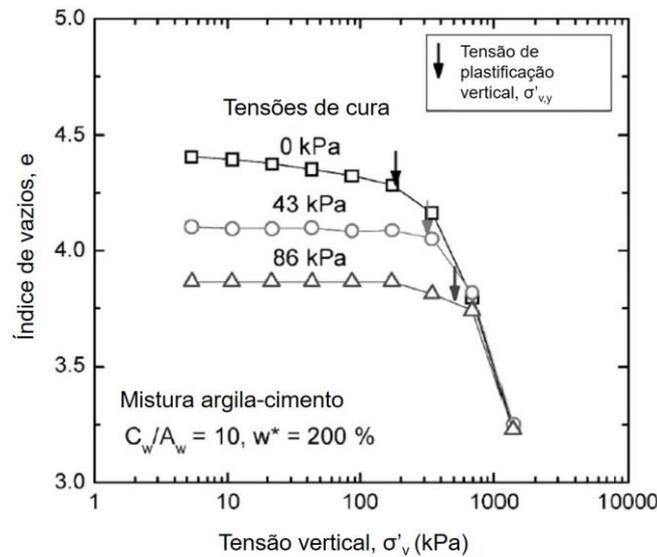


Figura 2.30: Resultados de compressão unidimensional para amostras de mesma dosagem argila-cimento curadas sob diferentes tensões (adaptado de JONGPRADIST et al., 2011)

Em estudos realizados por Marques, Festugato e Consoli (2021), os autores avaliaram o efeito da cura sob tensão em amostras curadas a altas tensões de confinamento em uma areia cimentada artificialmente, a fim de simular depósitos de solo natural cimentados a elevadas profundidades. Os autores identificaram, para tensões de 500 kPa, 2000 kPa e 4000 kPa, que o tipo de cura não produz influência estatística nos valores de resistência de pico. Por outro lado, verificaram que o tipo de cura, associado à tensão efetiva de ensaio, controlam a rigidez a pequenas deformações e a degradação da rigidez com a deformação. Os pesquisadores idealizaram valores de índice de vazios inicial (moldagem) de forma que, após a cura, todas as amostras atingissem o mesmo índice de vazios, embora curados em diferentes tensões.

Em uma mesma dosagem de cimento, as amostras apresentaram a máxima tensão desvio muito próxima para os diferentes processos de cura, com e sem tensão, em todos os níveis de tensão confinante investigados, conforme demonstra a Figura 2.31. Para os autores, a principal diferença entre os métodos de cura é que as amostras curadas sob tensão apresentaram maior rigidez e menor tendência compressiva em termos de volume.

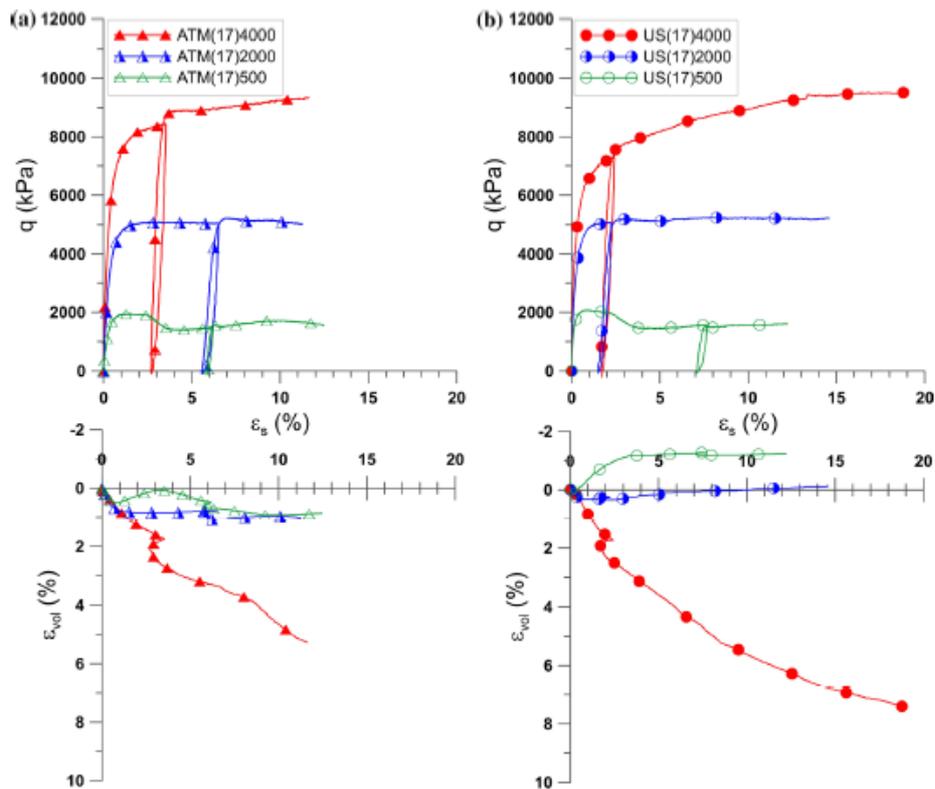


Figura 2.31: Resultados de ensaios triaxiais drenados em amostras curadas sob tensão atmosférica (a) e sob tensão (b). (MARQUES et al., 2021)

Marques et al. (2021), ainda apresentaram os pontos de plastificação para as amostras ensaiadas, propondo uma envoltória de plastificação, além da envoltória de resistência de pico. O que os autores observaram foi que a cura sob tensão produz maior influência na plastificação das amostras em relação à cura atmosférica. Enquanto as amostras curadas sob tensão apresentam a tensão de plastificação em razão crescente (em torno de 30% da tensão de pico), as ensaiadas sob cura atmosférica demonstram pontos de plastificação mais baixos. Já a envoltória de resistência de pico identificada foi muito similar para os dois tipos de cura, conforme apresenta a Figura 2.32. Para os autores, esses resultados apontam que o processo de cura sob tensão em grande parte impede a formação de fissuras e danos à estrutura cimentada, fornecendo o real comportamento dos solos cimentados quando sujeitos a tensões efetivas maiores do que a tensão de plastificação do material.

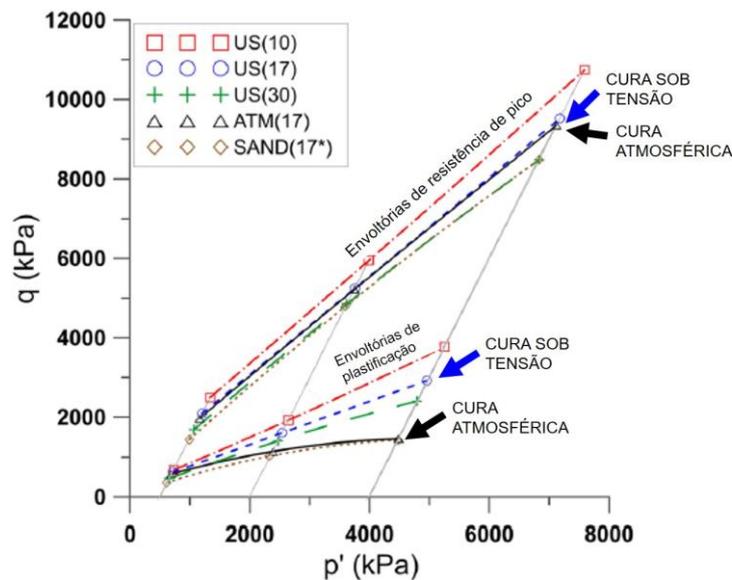


Figura 2.32: Envoltórias de plastificação e de resistência de pico para as amostras curadas sob tensão e sob tensão atmosférica (adaptado de Marques et al., 2021)

Em estudo semelhante, Marques et al. (2019) apresentaram os efeitos da cura sob tensão na rigidez para uma areia artificialmente cimentada. Os autores demonstraram, através do módulo cisalhante secante (G_{sec}) uma maior rigidez para as amostras curadas sob tensão em relação às curadas sem tensão, quando analisadas para uma mesma tensão confinante de ensaio de 500 kPa (Figura 2.33). Esses resultados observados apontam para a preservação da estrutura cimentada das amostras curadas sob tensão, que, por consequência, desempenham comportamento mais rígido durante o cisalhamento. Assim, assume-se que a perda de rigidez das amostras curadas sem tensão se deve à aplicação de tensão durante a compressão isotrópica, possivelmente acarretando uma série de danos à estrutura cimentada, até sua desestruturação.

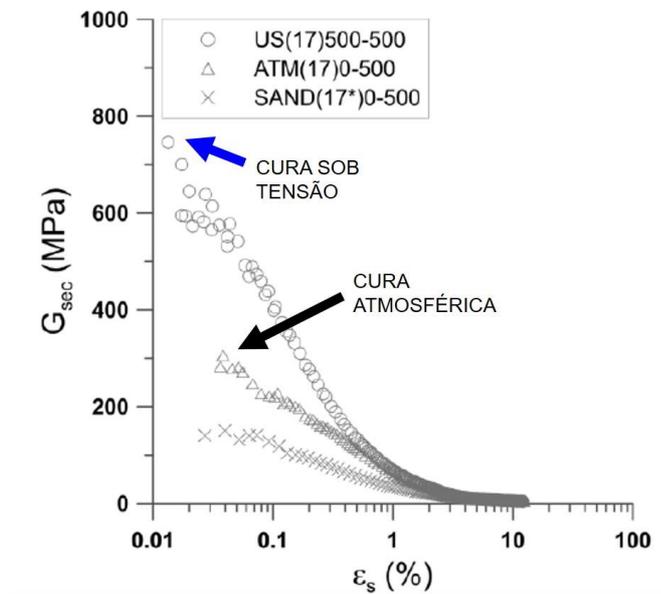


Figura 2.33: Módulo cisalhante secante observado para as amostras cisalhadas em tensão confinante de 500 kPa, com e sem tensão (adaptado de MARQUES et al., 2019)

Uma vez apresentadas as pesquisas a respeito de solos cimentados e curados sob tensão é possível sintetizar que a cura sob tensão proporciona um comportamento diferenciado em relação àqueles curados sem tensão. Em relação ao comportamento tensão-deformação-dilatância, verifica-se um discreto aumento na tensão desvio máxima das amostras curadas sob tensão em relação às demais e uma redução da tendência compressiva. Em consequência da ligeira diferença das máximas tensões desvio, não se observaram variações significativas nas envoltórias de resistência apresentadas pelos autores citados.

Além disso, a cura exerce influência na rigidez das amostras, que se torna mais evidente quanto maior for o nível de tensões analisado. A justificativa demonstrada pelos diversos autores para essa condição mais rígida das amostras curadas sob tensão e cisalhadas na mesma tensão de confinamento é a de que nessas há a preservação da estrutura, já que foram curadas na mesma tensão efetiva na qual se dá o cisalhamento. Enquanto isso, as amostras curadas sob tensão atmosférica e cisalhadas a tensões maiores têm parte de sua estrutura comprometida já na fase de compressão isotrópica.

Alguns autores demonstraram também que a superfície de plastificação aumenta, à medida que se aumenta a tensão de cura, de tal forma que a magnitude das tensões que ocasionam a plastificação da estrutura cimentada é tanto maior quanto maior for a tensão de cura. Assim, o fator impactante de maior destaque para o comportamento dos materiais cimentados e curados sob tensão se concentra na tensão de plastificação em relação aos níveis de tensões nos quais se trabalha. Haverá aumento da rigidez e resistência em relação às amostras com cimentação formada sem confinamento quando houver a cura sob tensão para as tensões superiores à de plastificação, já que o material apresentará grandes deformações devido aos danos provocados à estrutura cimentada na fase de incremento da tensão confinante, prévia ao cisalhamento.

Também se considera que os efeitos da cura sob tensão são evidenciados em virtude da associação dos efeitos da redução do índice de vazios durante a cura. Isso porque após o incremento da tensão de cura, há redução do índice de vazios, fornecendo ao corpo de prova maior número de pontos de contato entre a matriz cimentante e as partículas de solo, originando em consequência disso uma estrutura cimentada mais consistente. Assim, pode-se afirmar que a tensão de plastificação do material será maior tanto quanto for menor o índice de vazios alcançado na cura. Por fim, com base no exposto, é plausível concluir que para um mesmo teor de cimentação, o limite de plastificação de uma amostra de solo cimentado e curado sob tensão é função relacionada muito mais ao índice de vazios atingido durante a formação da cimentação do que das tensões confinantes atuantes.

2.4 CARREGAMENTO CÍCLICO

Carregamento cíclico, conforme definição de O'Reilly; Brown (1991), diz respeito a um sistema de aplicação de cargas que demonstra um grau de regularidade tanto em frequência, quanto em magnitude. Segundo Andersen et al. (2013), esse termo se utiliza comumente para descrever cargas variáveis que, além de seguir padrões repetitivos claramente definidos, também apresentam regularidade de amplitude e período de duração. Puech e Garnier (2017) afirmam que geralmente as estruturas estão sujeitas a uma carga constante, a qual se origina das forças gravitacionais e uma variável ao longo do tempo, que também pode ser classificada como uma carga cíclica devido a ações diversas. Os autores classificam as ações variáveis em duas

categorias: as ambientais, originadas pela ação do vento, ondas, sismos, temperatura, pressão, nível freático; e as industriais ou antrópicas (relativas à ação do homem), que se originam de operações de máquinas, tráfego de qualquer natureza, passagem de maquinário pesado, além de enchimento ou esvaziamento de espaços como tanques, silos, entre outros.

Sabendo que uma série de estruturas podem sofrer cargas cíclicas, é fundamental que se ressalte que os efeitos que cada tipo de carregamento cíclico exerce sobre essa depende de uma série de fatores, que incluem a magnitude das cargas aplicadas, a frequência de carregamento, o tipo de solo, a interação entre o solo e a estrutura e a própria estrutura. Andersen et al. (2013) relatam que as características dos tipos de carregamento podem ser diversas, assim como suas grandezas, tal como é ilustrado na Figura 2.34. A figura demonstra de forma quantitativa, como ocorrem as variáveis que envolvem o carregamento cíclico, isto é, período e número de ciclos, para cada evento típico, ilustrando assim, a gama de variabilidade de ocorrências cíclicas, a qual depende do evento considerado.

O que se observa, conforme retratado na figura pelos autores supracitados, é que em casos de eventos sazonais, a frequência dos ciclos de carregamento pode ser semanal ou mensal. Isto é, as estações giram ao longo dos meses, enquanto as forças das marés geralmente seguem períodos de 12 horas. Contudo, em eventos cíclicos extremos, tal como terremotos e tempestades, o período é reduzido a alguns segundos. Também se verifica que o número de ciclos é consideravelmente variável, uma vez que ferrovias e turbinas de usina eólica são sujeitas a milhões de ciclos durante sua vida útil, enquanto que eventos pontuais, tal como tempestades e terremotos têm alta frequência de carregamento, porém, número de ciclos reduzido ao um pequeno período de tempo em que ocorrem (ANDERSEN et al., 2013; PUECH e GARNIER, 2017).

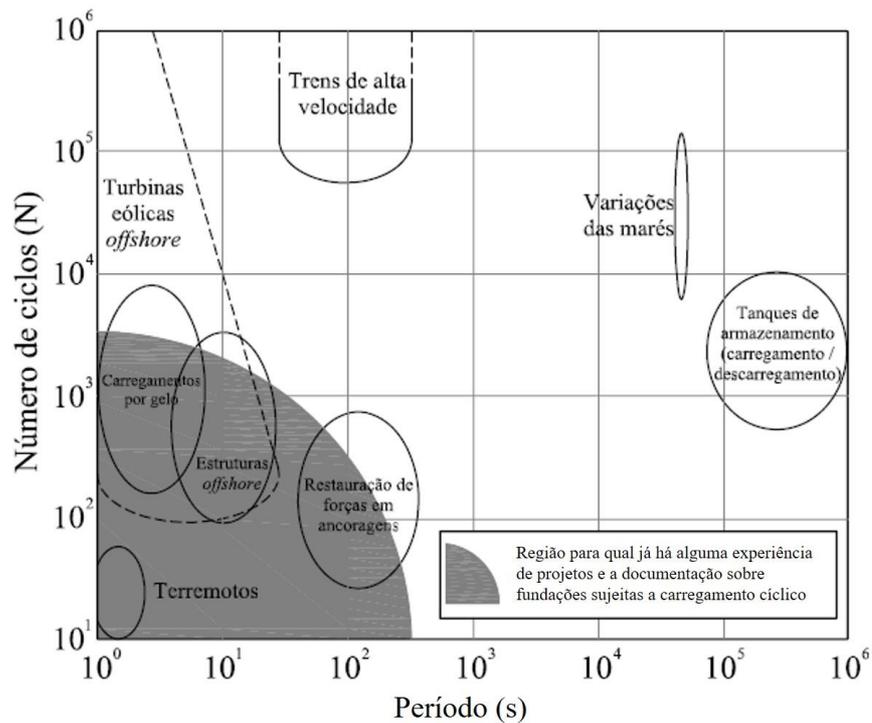


Figura 2.34: Período em relação ao número de ciclos associados a eventos típicos de carregamento cíclico (adaptado ANDERSEN et al., 2013)

Dito isso, a depender da origem do carregamento cíclico, sua configuração é capaz de impor comportamentos muito distintos, se tornando muito evidente a complexidade dos critérios a serem considerados para caracterizar os ciclos quando se tratam de projetos de estruturas que estejam sujeitas a esse tipo de carregamento. Em que pese grande parte do enfoque das pesquisas a respeito de cargas cíclicas seja para projetos de estruturas marítimas e portuárias, Andersen (2009) afirma que o carregamento cíclico pode ser de extrema importância para o projeto de estruturas de fundações, tanto em elementos *offshore* quanto ao longo da costa. Os últimos, conforme o autor, também são altamente sujeitos a cargas cíclicas que podem causar fadiga, recalques e eventual ruptura na estrutura e nas fundações, afetando significativamente na vida útil desses elementos.

Nas estruturas ao longo da costa, as quais sofrem efeitos de cargas variáveis, geralmente ditas antrópicas, ou industriais, conforme classificam Puech e Garnier (2017), estão incluídos projetos de rodovias, cortes e aterros e obras de infraestrutura de transporte em geral, como

pontes, viadutos e todos os demais que se sujeitam aos efeitos dos ciclos advindos do tráfego de veículos. Outras estruturas que sofrem ação do vento, como torres de transmissão de energia, chaminés, guindastes e aquelas de elevada altura e/ou esbeltez, também necessitam atenção especial ao carregamento cíclico. Para esses casos, os efeitos do carregamento cíclico sobre a superestrutura são amplamente conhecidos, porém, os efeitos sobre o solo e as fundações ainda apresentam consideráveis lacunas acerca de comportamento e procedimentos de projeto, embora seus estudos estejam em crescente desenvolvimento. Na prática, o carregamento cíclico pode representar extrema importância quando se tratam de fundações sujeitas à solicitação de cargas variáveis. Para esse tipo de elemento estrutural de fundação, as definições de projeto devem levar em consideração a ação do tipo de carregamento. Além da capacidade de carga, os critérios de projeto devem abranger os deslocamentos devido ao carregamento cíclico, a rigidez do solo por meio de análises dinâmicas, bem como possíveis recalques produzidos pelas cargas cíclicas (ANDERSEN, 2009; ANDERSEN et al., 2013; PUECH e GARNIER, 2017; O'REILLY; BROWN, 1991).

Conforme se apresenta a Figura 2.34, Andersen et al. (2013) destacam uma área hachurada que é denominada pelos autores como uma região em que já se tem determinado conhecimento sobre a solicitação cíclica em estruturas e solos. Se torna bastante evidente, então, que ainda não se explorou de forma considerável eventos de longo período de carregamento e elevados números de ciclos. Isso porque as pesquisas com testes de campo e laboratório ficam geralmente restritas a ensaios realizados em prazos limitados e taxas cíclicas que permitem controle, além de serem passíveis de precisão e aquisição de dados adequados. Muito embora a maioria dos carregamentos cíclicos que acontecem na natureza ocorram em sucessões de onda de irregular, com amplitude e frequências aleatórias, nesses ensaios acaba por se adotar um modelo com a aplicação de ciclos uniformes, seja em carga ou deslocamento, empregando uma frequência e amplitude regulares.

Conforme ilustram Andersen et al. (2013) na Figura 2.35, a característica do carregamento regular é apresentar para cada ciclo o seu número (N), período (T), a carga média (Q_a), a amplitude de carga cíclica (Q_{cy}). Cada ciclo aplicado representa uma amplitude de tensão entre dois valores que atuam sobre o corpo de prova. Existe uma distinção entre carregamentos de uma direção e de duas direções. Quando o carregamento se dá em apenas uma direção, são

aplicadas apenas cargas de compressão ou apenas cargas de extensão. Já quando o carregamento se dá em duas direções, ocorre alternância entre carregamentos em compressão e em extensão.

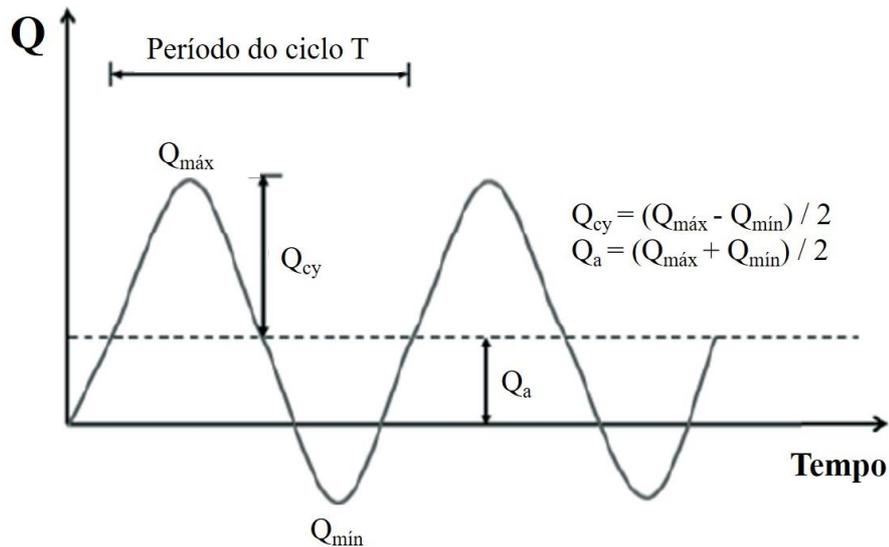


Figura 2.35: Elementos componentes de um ciclo de carga (adaptado de ANDERSEN et al., 2013)

Na prática, Andersen (2009) afirma que os ensaios cíclicos para solos podem ser realizados por triaxial cíclico, cisalhamento direto cíclico ou *simple shear* cíclico, seguindo diferentes trajetórias de tensão, sendo que o comportamento é influenciado a depender do tipo de ensaio realizado. Independentemente do tipo de ensaio, é de suma importância que os ensaios sejam executados com vistas às tensões *in situ* apropriadas, combinando as tensões cisalhantes médias e cíclicas de forma representativa ao caso estudado. O ensaio triaxial cíclico, muito similar ao utilizado para carregamentos estáticos, permite, no entanto, a aplicação cíclica da tensão desvio. Em função da já comprovada resistência anisotrópica do solo, esse tipo de ensaio pode demonstrar uma resistência à tração consideravelmente inferior do que a resistência à compressão.

Como uma das principais características do carregamento cíclico, Andersen (2009) demonstra que esse pode reduzir a capacidade de carga de um solo e que, além disso, essa resistência frente a cargas cíclicas pode ser significativamente menor do que quando submetido a carregamentos

monotônicos. Durante a aplicação de carregamentos ao longo dos ciclos, ocorre concomitantemente uma variação na deformação cisalhante, sendo uma parte recuperável e outra não. Embora essas deformações permanentes apareçam em magnitudes muito pequenas a cada ciclo, quando submetido a uma série de repetições de carga, o acúmulo de deformação pode ser significativo. Dessa forma, o autor demonstra que as deformações sob cargas cíclicas aumentam com a repetição de ciclos e podem se tornar maiores que as deformações oriundas carregamentos monotônicos a uma mesma tensão. Essa tendência pode levar a deformações excessivas, conduzindo o material à ruptura. O item a seguir disserta a respeito desses efeitos que o carregamento cíclico origina no comportamento dos solos.

2.4.1 Comportamento dos solos sob cargas cíclicas

Tendo elencado as diversas variáveis e os efeitos que as cargas cíclicas são capazes de causar no comportamento dos solos, é de fundamental importância que se considere a capacidade de carga, assim como os deslocamentos que esse tipo de carregamento pode provocar nos materiais. Tal como nas análises estáticas, no comportamento cíclico dos solos, devem ser igualmente considerados os fatores relacionados ao material, como o tipo de solo, as condições de drenagem, o índice de vazios, histórico de tensões das argilas, a densidade das areias; além daqueles que se relacionam com o carregamento, que incluem as tensões de confinamento, a carga cíclica, a carga média, o período/frequência de carregamento e o número de ciclos (ISHIHARA, 1996; ANDERSEN, 2009; ANDERSEN et al. 2013; O'REILLY e BROWN, 1992).

Puech e Garnier (2017) enfatizam que a resposta dos solos ao carregamento cíclico é, de fato, complexa, isso porque diversos fenômenos estão ligados ao efeito dos ciclos, incluindo: a degradação da resistência ao cisalhamento no decorrer dos ciclos, que reduz a capacidade de carga; a geração de poropressão, que reduz as tensões efetivas e pode levar o material até mesmo a sofrer o fenômeno de liquefação; a variação da resistência ao cisalhamento de solos argilosos, devido a diferentes taxas de cisalhamento; a fadiga dos solos e seus efeitos ao longo de um considerável número de ciclos, aumentando os deslocamentos ao longo do carregamento. Mitchell e King (1977) já apontavam que dadas as grandes variações de amplitude, frequência e duração dos carregamentos cíclicos, sejam eles resultados de forças naturais ou de atividades

humanas, são esperadas variações ainda maiores de comportamento dos solos, já que essa resposta depende tanto de suas características, como das características do carregamento.

O carregamento cíclico é capaz de reduzir a capacidade de carga de um solo de forma que a resistência sob cargas cíclicas seja menor do que a resistência monotônica, assim como ilustra a Figura 2.36, na qual os resultados demonstram que os deslocamentos que ocorrem sob carregamento cíclico aumentam com o número de ciclos e se tornam maiores do que os deslocamentos sob carga monotônica para uma mesma carga. O modelo demonstra excessiva deformação e a ruptura em uma carga cíclica menor do que a carga de ruptura monotônica (DYVIK et al.,1989; ANDERSEN, 2009).

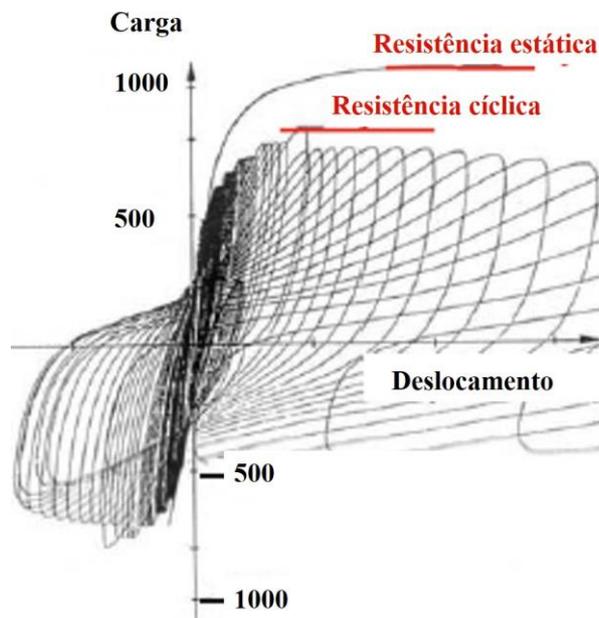


Figura 2.36: Comparativo a resistência estática e cíclica (adaptado de DYVIK et al.,1989; ANDERSEN, 2009)

Conforme Andersen (2009), a razão pela qual a capacidade de carga cíclica pode ser menor do que a estática está no fato de que o carregamento cíclico tende a quebrar a estrutura do solo progressivamente, causando uma tendência de contração volumétrica do solo. Se a condição de ensaio for não drenada, haverá geração de poropressão positiva, que conseqüentemente reduzirá a tensão efetiva do solo ao longo dos ciclos, conforme a Figura 2.37. Ao passo que se dá o

carregamento e o desenvolvimento dos ciclos, o autor demonstra que juntamente com a poropressão permanente (u_p), há uma geração de poropressão cíclica (u_{cy}). Assim, a redução da tensão efetiva, devido ao incremento da poropressão ocasiona no aumento das deformações permanentes (γ_p) e das deformações cíclicas (γ_{cy}) ao longo do tempo (Figura 2.38).

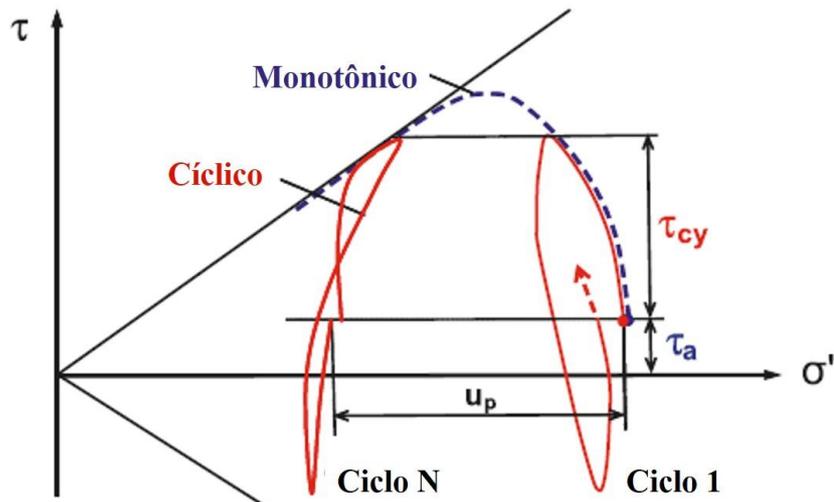


Figura 2.37: Trajetória de tensões para solos não drenados sob carregamentos monotônico e cíclico (adaptado de ANDERSEN, 2009)

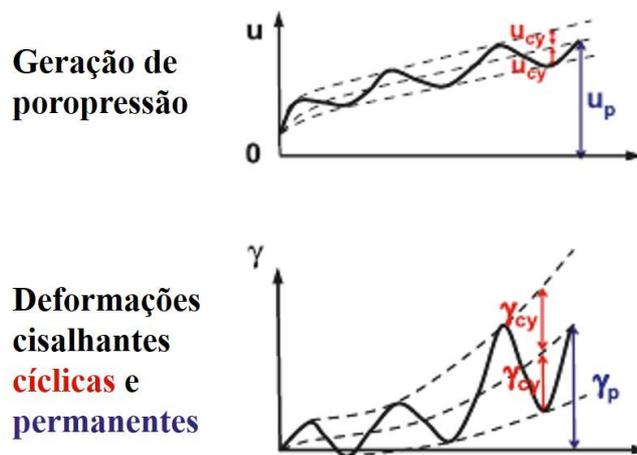


Figura 2.38: Evolução da poropressão e das deformações cisalhantes durante o carregamento cíclico (adaptado de ANDERSEN, 2009)

O'Reilly e Brown (1991) elencam os principais fatores de diferenciação do comportamento sob carregamento cíclico do carregamento monotônico em um solo. Entre eles, os autores citam: o efeito de reversão de tensão, a dependência ou o efeito da velocidade em que se dá o carregamento e os efeitos dinâmicos. Para os mesmos, o efeito de reversão da tensão não se refere à mudança no sinal de tensão, mas sim à mudança de sinal na taxa de variação dessa. Quanto ao tempo de carregamento, Ishihara (1996) demonstra que pode ser feita uma classificação de solicitações em função do regime de carregamento avaliada por número de ciclos e tempo de carregamento.

Quando se trata do efeito da reversão de tensão, O'Reilly e Brown (1991), a cada ciclo de carregamento, o solo experimenta um efeito dado pela variação da deformação cisalhante, em que uma parte é recuperável e a outra não. A magnitude dessa deformação recuperável permanece quase constante entre os ciclos, enquanto que o valor da deformação plástica tende a diminuir durante os sucessivos ciclos, à medida que se aumenta o número de ciclos realizados. Em alguns casos, o solo atinge uma forma de equilíbrio para aquele padrão de carregamento, no qual as deformações recuperáveis a cada ciclo serão muito maiores do que o incremento de deformação permanente entre ciclos. Nesse estado, para este nível de tensões, atinge-se a chamada condição quase-elástica ou resiliente. Porém, se após atingir essa condição, houver um incremento na faixa de tensões desvio aplicadas, o solo voltará a apresentar deformações permanentes.

Mitchell e King (1977) apresentam resultados de ensaios triaxiais cíclicos não drenados, com tensão controlada, em amostras de um solo argiloso marítimo, nos quais se observou que o material atinge certo equilíbrio logo nos primeiros ciclos e apresenta deformações relativamente pequenas, menores do que 1%, após 200.000 ciclos. Segundo O'Reilly e Brown (1991), é possível que se atinja essa condição quando os solos são submetidos a níveis baixos de carregamento, atingindo condições de equilíbrio nos quais tanto as deformações quanto as poropressões geradas em um incremento de carga são eminentemente recuperáveis. Contudo, os autores apontam também para possíveis casos em que o solo, apesar de apresentar aparente condição de equilíbrio, sofre um súbito incremento de deformação que leva o material rapidamente à ruptura. Ordinariamente, esse fato pode estar relacionado à uma deformação contínua que resulta na degradação progressiva da estrutura do solo, especialmente dos

cimentados, levando a um excesso de poropressão que origina a ruptura da amostra (MITCHELL e KING, 1977).

A resposta do solo, a depender da velocidade, seja de aplicação da carga ou de deformação na resistência e rigidez do solo se atribui a duas fontes, quais sejam: a interação viscosa entre as partículas do solo e a dependência da dissipação do excesso de poropressão gerada durante o carregamento, especialmente para os solos submetidos a carregamentos cíclicos. Esse efeito, porém, se mostra significativo especialmente em solos argilosos, pouco expressivo para solos arenosos, além de serem relevantes para condições drenadas de ensaio (O'REILLY E BROWN, 1991).

Festugato et al. (2015) demonstraram a partir de ensaios cíclicos de *simple shear* em amostras de rejeito de mineração cimentadas artificialmente, que a envoltória de resistência é coincidente tanto para solicitações estáticas, quanto cíclicas. Os autores pontuam que mesmo sob diferentes condições de carregamento e trajetórias de tensão, os parâmetros de resistência são válidos para um mesmo tipo de material. Tendência semelhante foi observada por Schulz (2020), em ensaios *simple shear* realizados em amostra de solo residual fracamente cimentado, em condição natural.

2.4.1.1 Solos estruturados sujeitos a carregamentos cíclicos

Já é amplamente difundido na literatura que os solos estruturados apresentam maior rigidez e resistência em relação àqueles que não apresentam efeito fornecido pela estrutura cimentada. Assim, quando se trata do comportamento dos materiais sob efeito de carregamento cíclico, a mesma premissa é válida, de forma que são necessárias tensões cíclicas muito mais elevadas para causar a ruptura de solos cimentados. Além disso, todos os estudos nesse âmbito já demonstraram que a resistência do material decai com o aumento do número de ciclos (AIREY e FAHEY, 1991; CARTER et al., 1988).

Airey e Fahey (1991) estudaram o comportamento de um solo natural estruturado e demonstraram, dentre suas conclusões, que a cimentação exerce significativo efeito na resistência cíclica do material. Os autores relataram que, nessas análises, é de suma importância conhecer o comportamento monotônico, identificando os limites de deformação elástica, a

plastificação, bem como os parâmetros de resistência do material estudado. Isso porque o comportamento monotônico, para os autores, é caracterizado por dois pontos de plastificação, sendo que o solo apresenta comportamento elástico e constante módulo cisalhante, além de pouca alteração das tensões efetivas quando o limite de plastificação ainda não foi ultrapassado. Assim, a plastificação acaba por funcionar como um limiar do comportamento elástico. Se esse limite é ultrapassado, ao atingir a superfície de plastificação, deformações plásticas começam a ocorrer e a tensão efetiva passa a sofrer significativas alterações.

Com isso, Airey e Fahey (1991) demonstraram, para os ensaios cíclicos executados no trabalho, que a baixas tensões cíclicas, não houve geração de poropressão acumulada e não se detectou degradação aparente do material, tal como é o comportamento esperado para a ciclagem dentro do limite elástico, no qual não devem ocorrer danos à estrutura do solo. Para os autores, entre esse limiar de comportamento e a plastificação, ocorre uma lenta, porém crescente quebra da cimentação. Assim, sob carregamentos cíclicos esse comportamento tende a levar a uma eventual ruptura da cimentação, embora evidências apresentadas por dois ensaios executados nessa região demonstrem que as amostras podem estabilizar mesmo sem uma ruptura completa da cimentação. Contudo, os testes realizados pelos autores, os quais apresentavam picos de tensões cíclicas próximos às tensões de plastificação, apresentaram rápida quebra da cimentação. Quando isso ocorre, o comportamento subsequente aparenta ser controlado pela parcela não cimentada do solo.

Carter et al. (1988) demonstraram para ensaios triaxiais cíclicos realizados em amostras de material cimentado natural que, a baixos níveis de tensão desvio cíclica, a resposta é geralmente dada pela estabilidade tanto das deformações quanto da geração de poropressão logo nos primeiros ciclos aplicados. Já para níveis mais elevados de tensão, a tendência das amostras foi de atingir a ruptura, após repetidos ciclos de carga, mesmo que a tensão desvio fosse menor do que a tensão desvio de resistência monotônica. Nesses casos, os autores relatam que as deformações axiais permanentes demonstram poucas manifestações de ruptura iminente e grandes deformações se acumulam somente em alguns poucos ciclos anteriores à falha do corpo de prova. Para essas condições, a ruptura pode ocorrer de forma brusca, apresentando, porém, alguns sinais de que a ruptura se aproxima se houver continuidade dos ciclos, representados pelo desenvolvimento da poropressão.

Carretta et al. (2021), demonstraram os efeitos da estrutura cimentada sob cargas cíclicas ao executar ensaios triaxiais em uma amostra de solo residual em seu estado natural, fracamente cimentado e em seu estado desestruturado, através da remoldagem. A tensão efetiva adotada pelos autores objetivou evitar a quebra da cimentação natural da amostra intacta. Os autores ressaltam a relevância de entender o comportamento desse tipo de solo em função de sua cimentação preservada, já que essa é a causa de problemas específicos em obras sob condições não drenadas, que não ocorrem em outros tipos de solos estruturados, em função do grau de cimentação mais elevado.

Dos resultados apresentados por Carretta et al. (2021), destaca-se comportamento apresentado pela amostra indeformada, com a estrutura cimentada preservada, demonstrou a ruptura após 124 ciclos, quando houve um abrupto incremento de poropressão, induzindo a uma razão entre poropressão e tensão de confinamento próxima de 1. Foi identificado pelos autores que as deformações apresentadas pela amostra se revelavam constantes, denotando uma rigidez constante até próximo dos 96 ciclos, quando as deformações elásticas se mostravam menores de 0,2%. Depois disso, a amostra passou a apresentar incremento de deformação a cada ciclo, chegando a atingir 6% na ruptura. Em comparativo à amostra indeformada, o ensaio realizado na amostra remoldada indicou ruptura imediata para esse corpo de prova, quando se deu a aplicação do primeiro ciclo de tensão desvio. A razão poropressão/tensão efetiva atingiu valores próximos de 0,8, contudo, a ruptura foi caracterizada devido à significativa deformação em extensão (maior do que 5%) apresentada pela amostra, como ilustra a Figura 2.39.

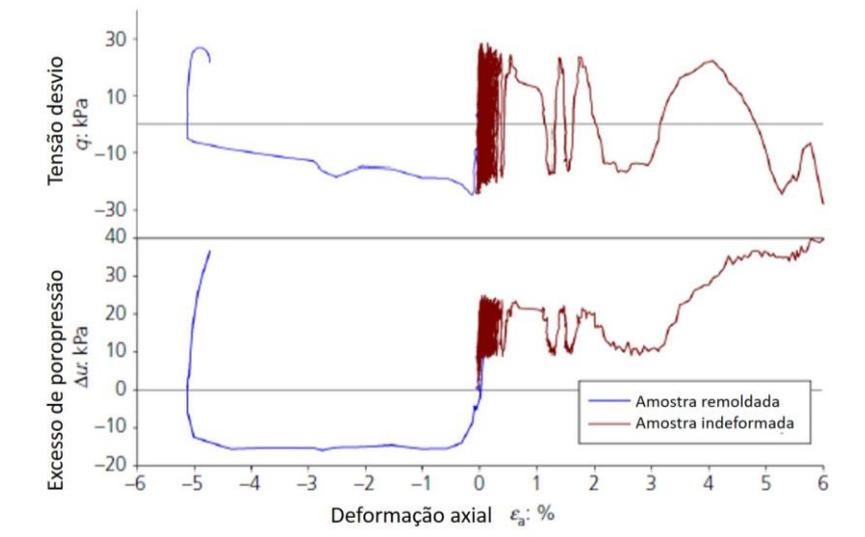


Figura 2.39: Comparativo de comportamento entre amostras cimentadas e não cimentadas durante ensaio triaxial cíclico (adaptado de CARRETTA et al., 2021)

Fica clara, após os resultados apresentados por Carretta et al. (2021), a influência da cimentação, uma vez que a amostra indeformada (cimentada) é capaz de suportar maior número de ciclos, com rigidez mais elevada e capacidade de desenvolver deformações plásticas ao longo dos ciclos. Em contrapartida, a amostra remoldada perde totalmente a sua integridade logo no início do processo de carregamento, indicando elevada sensibilidade.

Viana da Fonseca et al. (2013), por sua vez, identificaram um comportamento relativamente distinto, para amostras de um silte artificialmente cimentado. Os autores detectaram sob ensaios cíclicos não drenados, a tendência de o material desenvolver expansão, denotada pela geração de poropressão negativa e consequente incremento das tensões efetivas. Esse resultado demonstra compatibilidade com o comportamento sob solicitações monotônicas de amostras cimentadas. No trabalho também se verificou que à medida que há incremento no teor de cimento, há uma mudança na redução das tensões efetivas, o que significa que o cimento evita o aumento das tensões efetivas como resultado da redução da poropressão. A redução da poropressão só ocorre quando as ligações cimentantes começam a se romper e a degradação plástica é originada.

Dessa forma, o comportamento detectado por Viana da Fonseca et al. (2013) demonstra para todas as amostras um contínuo aumento da deformação permanente acumulada. Para os ensaios cíclicos não drenados, os autores associam o incremento da deformação permanente à redução da poropressão, com conseqüente aumento da tensão efetiva. Além disso, os módulos de resiliência apresentados na pesquisa apontam uma nítida queda devido à degradação das ligações cimentantes, consistente com a ocorrência da plastificação do material sob solicitações cíclicas, tal como se verifica na Figura 2.40, na qual o módulo é normalizado em função da tensão efetiva.

Em relação à evolução da rigidez ao longo do carregamento cíclico, Carretta et al. (2021) demonstraram o módulo de elasticidade secante para a amostra de cimentação natural ao longo dos ciclos. O que se pôde verificar, conforme Figura 2.41, é que o solo apresenta um módulo de elasticidade constante até próximo à ruptura, quando a degradação da rigidez se torna evidente.

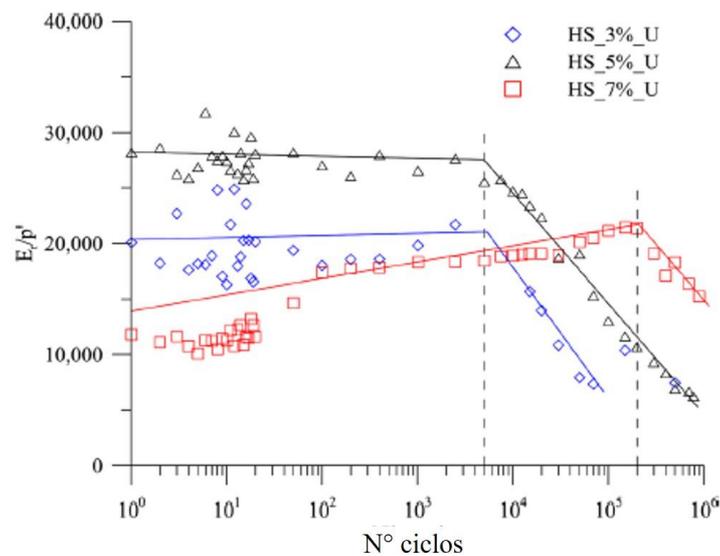


Figura 2.40: Evolução do módulo normalizado para amostras cimentadas submetidas ao carregamento cíclico (adaptado de VIANA DA FONSECA et al., 2013)

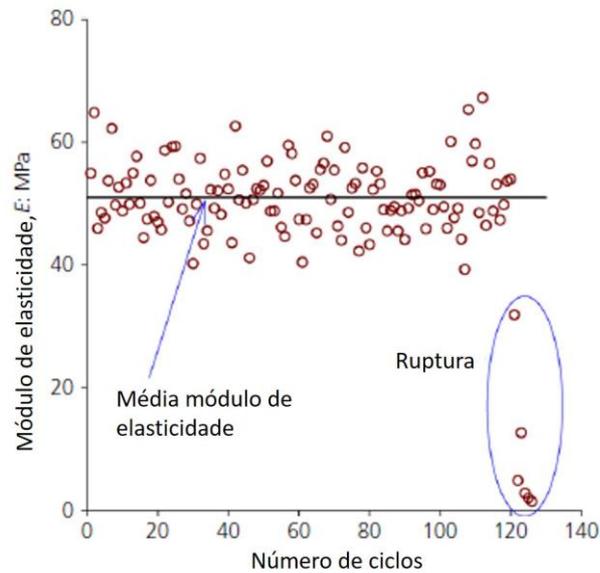


Figura 2.41: Evolução do módulo de elasticidade secante até a ruptura (adaptado de CARRETTA et al., 2021)

2.5 O PARÂMETRO η/C_{iv} COMO METODOLOGIA DE DOSAGEM

Desenvolvida em trabalhos de Foppa (2005) e Consoli et al (2007b), a metodologia de dosagem baseada na razão entre porosidade (η) e o teor volumétrico de cimento (C_{iv}) surgiu da análise das variáveis que exerciam maior influência na resistência mecânica dos solos artificialmente cimentados. Assim, propôs-se esse índice como um método racional em que se pudesse, para a resistência desejada, projetar uma razão (η/C_{iv}) entre a porosidade e o teor de cimento a ser adicionado. Em seu trabalho, Foppa (2005) demonstra a construção de uma curva característica que projeta essa situação. Tal curva, definida em função do tipo de material, plota a evolução da resistência à compressão simples (q_u) com a variação da relação vazios ou porosidade/cimento (η/C_{iv}^n) - Figura 2.42.

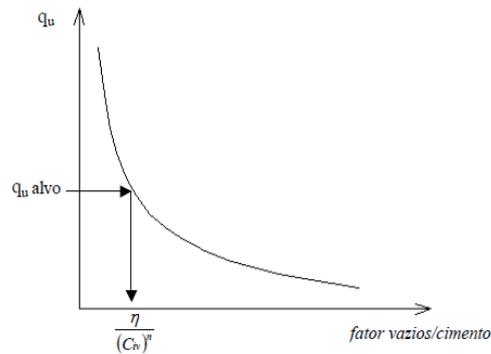


Figura 2.42: Curva de dosagem de mistura (FOPPA, 2005)

A razão η/C_{iv} é determinada conforme a Equação 2.1 e considera o volume absoluto de vazios e o volume absoluto de cimento para a obtenção do índice.

$$\eta/C_{iv} = \frac{\frac{v_v}{v_{total}}}{\frac{v_{Ci}}{v_{total}}} = \frac{V_v \text{ (volume absoluto de vazios)}}{V_{ci} \text{ (volume absoluto de cimento)}} \quad (\text{Equação 2.1})$$

A equação característica da curva de dosagem é definida para cada material e tem o formato representado pela Equação 2.2, na qual A , B e c são constantes de ajuste obtidas conforme o material estabilizado, ajustados ao melhor R^2 (coeficiente de correlação). Então, a equação é indicada por:

$$q_u = A \left(\frac{\eta}{C_{iv}^c} \right)^B \quad (\text{Equação 2.2})$$

Ao propor o uso do expoente “ a ” para o teor volumétrico de cimento (C_{iv}^c), Consoli et al (2007b), permitiram a possibilidade de compatibilizar as taxas de variação entre V_v e $1/V_{Ci}$. Com base na sugestão dos autores e em dados experimentais anteriores (CONSOLI e TOMASI, 2018; CONSOLI et al., 2020; SCHEUERMANN, MIGUEL e CONSOLI, 2022), fixa-se, como melhor ajuste para materiais finos estabilizados com cimento o dado valor da potência $c = 0,28$. Por fim, ao considerar o exposto a respeito da metodologia de dosagem η/C_{iv} , a utilização da relação vazios/cimento será empregada no presente trabalho para a definição das dosagens estudadas.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Essa seção abrange o programa experimental que constitui o presente trabalho, o qual compreende uma série de ensaios de laboratório com a finalidade de atingir os objetivos propostos para a pesquisa. Assim, a seção iniciada ilustra as variáveis investigadas e as variáveis de resposta esperadas para o programa experimental escolhido. Além disso, nesse capítulo, são elencadas as demais características e procedimentos dos ensaios realizados e das análises desenvolvidas ao longo do trabalho. Em síntese, o capítulo trará os materiais utilizados, os métodos adotados e os procedimentos para a conclusão e obtenção dos resultados do eixo principal da pesquisa.

3.1 ENSAIOS E VARIÁVEIS INVESTIGADAS

A análise do comportamento de um material, tal como o solo coesivo friccional de Passo Fundo, que apresenta leve cimentação natural, se torna uma tarefa de difícil execução quando se necessita de um abrangente e extenso programa experimental. Isso porque há a necessidade de utilizar amostras indeformadas, que não tenham sofrido perturbação durante o processo de amostragem que possa gerar sua desestruturação. Dessa forma, surge como alternativa para esse trabalho, no qual se pretende estudar o efeito da estrutura ligeiramente cimentada, utilizar amostras com cimentação artificial que se assemelhem às condições de estrutura do solo na sua forma natural.

Então, a utilização de cimento Portland se mostra como alternativa para a produção das amostras levemente cimentadas que sejam análogas a amostras de um solo com cimentação natural baixa. Para tanto, propôs-se uma etapa de apuração da dosagem necessária para que se atinjam essas condições. Ainda, para simular a formação da cimentação em laboratório, utilizou-se da cura sob tensão como forma de atingir os efeitos da cimentação do solo natural em diferentes profundidades. Essa técnica tem sido frequentemente empregada de forma a produzir a cimentação como ocorre nos depósitos naturais.

Por fim, dada a necessidade de produzir um programa experimental completo o suficiente para atingir os objetivos propostos e, além disso, compor um projecto factível, optou-se por restringir

os ensaios ao estudo de um único tipo de solo e uma única dosagem. Assim, faz-se com que sejam mantidos constantes os fatores relacionados ao índice de vazios, teor de umidade e cimentação tanto para os ensaios monotônicos quanto para os ensaios cíclicos.

3.1.1 Definição da dosagem

Para definir a dosagem que concedesse às amostras ensaiadas condições semelhantes à estrutura de um solo com atributos de baixa cimentação, utilizaram-se estudos de Carretta (2018). Nessa pesquisa, a autora demonstra os índices físicos e condições da amostra indeformada e avalia o comportamento mecânico do material através de ensaios de resistência à compressão simples.

Assim, conforme os resultados de Carretta (2018), para prover as mesmas características físicas e mecânicas do solo coesivo friccional estudado, em seu estado e arranjo natural, seria necessário que se atingisse índice de vazios médio de 1,28, peso específico aparente seco de aproximadamente 11,60 kN/m³. Ainda, quanto à resistência mecânica, Carretta (2018) demonstrou valor médio de 87,5 kPa para resistência à compressão simples do solo na sua condição natural.

Considerando o sistema de classificação proposto por Rad e Clough (1982), especificando os tipos de cimentação, com base na resistência à compressão simples, pode-se afirmar que um solo que apresente $q_u < 100$ kPa, tal como o solo coesivo friccional de Passo Fundo, em seu estado natural, se caracteriza por um solo muito fracamente cimentado. Por se tratar de uma tradução literal da nomenclatura em inglês “*very weakly cemented soil*”, pouco empregada no âmbito da Engenharia Geotécnica convencional, opta-se, neste trabalho, por utilizar simplesmente o termo “fracamente cimentado” para o solo estudado.

Tendo em vista que as amostras ainda iriam ser submetidas à cura sob tensão, o que reduziria seu índice de vazios, foram definidas como variáveis investigadas o que demonstra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Variáveis investigadas nos ensaios de resistência à compressão simples

| Determinante | Mistura | Variáveis investigadas | | | |
|---------------------------|---------|------------------------|---------------------|---------------------------------|--------------------------------|
| | | Índice de vazios (e) | Teor de cimento (%) | γ_d (kN/m ³) | $\eta/C_{iv}^{0,28}$ (teórico) |
| Resistência não confinada | a | 1.10 | 4 | 12.62 | 46.66 |
| | b | 1.20 | 4 | 12.05 | 49.19 |
| | c | 1.30 | 4 | 11.52 | 51.62 |
| | d | 1.10 | 5 | 12.62 | 44.01 |
| | e | 1.20 | 5 | 12.05 | 46.39 |

Assim, definiu-se como fatores a manter constantes o teor de umidade, fixado em 20%, e o tempo de cura, em 3 dias. Uma vez que as amostras contêm elevado índice de vazios, o teor de umidade foi escolhido de forma a facilitar a moldagem dos corpos de prova e o manuseio das amostras até a realização dos ensaios. Essa escolha é fundamentada no fato de que as amostras, ao serem submetidas aos ensaios mecânicos estarão na condição saturada e, então, o teor de umidade de moldagem não será capaz de exercer interferência nos resultados.

O tempo de cura também foi mantido constante e fixado em 3 dias. Considerando o uso do cimento Portland de alta resistência inicial, definiu-se esse tempo de cura como período razoável para que se atingisse a cimentação desejada. Esse tempo foi determinado para o mesmo tempo em que se faz a cura sob tensão das amostras. A temperatura foi mantida constante durante a cura dos corpos de prova em 22°C ($\pm 2^\circ\text{C}$).

3.1.2 Ensaios triaxiais

No desenvolvimento da pesquisa, foram realizados 23 ensaios triaxiais, sendo desses 12 ensaios monotônicos e 11 ensaios cíclicos. Os ensaios visaram alcançar os objetivos desse trabalho através da análise do comportamento do material tanto para a envoltória de ruptura, quanto superfície de plastificação, medidas de deformação, rigidez, número de ciclos e variação de poropressão das amostras. Assim, optou-se por variar a forma de carregamento (monotônicos e cíclicos), as trajetórias de carregamento, as tensões de cura, as tensões iniciais de cisalhamento (p' inicial) e a forma de drenagem dos corpos de prova ensaiados. Para identificação dos ensaios realizados, utilizou-se no trabalho a nomenclatura conforme se indica na Figura 3.1.



Figura 3.1: Modelo de nomenclatura dos ensaios triaxiais

Na nomenclatura adotada, “X” representa a condição de carregamento, se o cisalhamento se dá de forma monotônica ou cíclica, sendo que “M” representa os ensaios monotônicos e “C”, os ensaios cíclicos; “Y” indica a condição de drenagem, para os ensaios monotônicos. Se o tipo de ensaio é drenado – representado por “D” -, ou se não drenado - representado por “U” -, na etapa de cisalhamento. Para os ensaios cíclicos, “Y” representa a tensão desvio inicial do carregamento cíclico, de forma que, quando esse valor for diferente de zero, indica-se que houve, anteriormente aos ciclos, a aplicação de um carregamento monotônico em trajetória de p' constante até o referido valor de tensão desvio (q_0). Os números intermediários da nomenclatura indicam: “123” a tensão de cura da amostra e “456”, os quais são apresentados entre parênteses, a tensão efetiva inicial do cisalhamento (ou p' inicial).

Dessa forma, a critério de exemplo, ilustra-se a seguir, na Figura 3.2, a nomenclatura para um ensaio monotônico realizado. A imagem representa um ensaio monotônico “M”, curado sob tensão de 100 kPa, consolidado em compressão isotrópica até 200 kPa e cisalhado de forma não drenada.

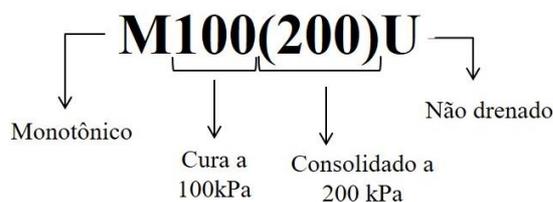


Figura 3.2: Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais

A Figura 3.3 representa um exemplo para os ensaios cíclicos, todos realizados sob condições não drenadas, o qual inicia por “C”, para carregamento cíclico, seguido de “200”, que indica a cura sob tensão de 200 kPa; repetido “(200)”, referenciando o valor de tensão principal média inicial e, por fim, de “60”, que indica que previamente aos ciclos, realizou-se a etapa de ensaio na trajetória e carregamento p' constante, com tensão controlada, até que se atingisse a tensão desvio de 60 kPa, para, por conseguinte, aplicar os ciclos de carregamento.

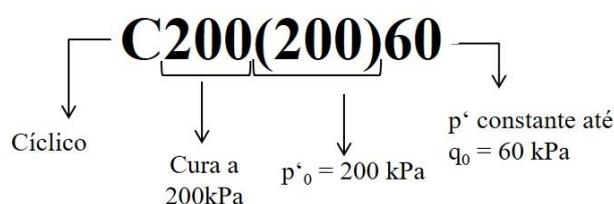


Figura 3.3: Exemplo de nomenclatura dos ensaios triaxiais

3.1.2.1 Ensaios monotônicos

Previamente à análise do comportamento cíclico do solo de leve cimentação, se fez necessária uma prévia caracterização do desempenho do material a solicitações monotônicas, de forma possibilitar uma caracterização do comportamento para as duas condições. Partindo dessa necessidade, contemplou-se a análise dos ensaios monotônicos com um programa experimental que variou tanto as condições de drenagem, como o tipo e a tensão de cura em 12 ensaios realizados.

Para tanto, ensaios triaxiais drenados compõem esse programa experimental, uma vez que essa é uma condição comum em campo para um solo residual. Da mesma forma, optou-se pela realização de ensaios triaxiais não drenados, já que são importante indicativo do comportamento do material, e poderão ser comparados com a mesma condição de drenagem aplicada aos ensaios cíclicos. Assim, foram executados ensaios nas condições drenadas (03 ensaios) e não drenadas (09 ensaios).

Também estão incluídos nesse programa ensaios em quatro diferentes tensões de cura: atmosférica (0 kPa), 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Essas amostras tiveram as tensões de consolidação após a cura variadas até 100kPa, 200 kPa e 400 kPa.

Fez-se necessário um único ensaio de compressão isotrópica conduzido até $p' = 600$ kPa para uma amostra curada a 400 kPa, a fim de determinar a tensão de plastificação do material cuja cimentação foi produzida na cura sob essa tensão. Em razão da garantia de segurança devido à máxima capacidade da câmara triaxial, o corpo de prova não foi conduzido até a etapa de cisalhamento.

Então, para contemplar esse programa experimental, definiram-se como variáveis investigadas os itens que constam na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Programa de ensaios monotônicos

| Solicitação | Ensaio n° | Identificação | Variáveis investigadas | | | |
|--------------------------------|-----------|---------------|------------------------|--------------|---------------------------------|-------------------------------------------------|
| | | | Tipo de Ensaio | Tipo de Cura | Tensão confinante de cura (kPa) | Tensão confinante inicial do cisalhamento (kPa) |
| Compressão triaxial monotônica | 1 | M100(100)D | CID | Sob tensão | 100 | 100 |
| | 2 | M200(200)D | CID | Sob tensão | 200 | 200 |
| | 3 | M400(400)D | CID | Sob tensão | 400 | 400 |
| | 4 | M100(100)U | CIU | Sob tensão | 100 | 100 |
| | 5 | M200(200)U | CIU | Sob tensão | 200 | 200 |
| | 6 | M400(400)U | CIU | Sob tensão | 400 | 400 |
| | 7 | M000(100)U | CIU | Atmosférica | 0 | 100 |
| | 8 | M000(200)U | CIU | Atmosférica | 0 | 200 |
| | 9 | M000(400)U | CIU | Atmosférica | 0 | 400 |
| | 10 | M100(200)U | CIU | Sob tensão | 100 | 200 |
| | 11 | M100(400)U | CIU | Sob tensão | 100 | 400 |
| | 12 | M200(400)U | CIU | Sob tensão | 200 | 400 |
| Compressão isotrópica | 13 | M400(600) | - | Sob tensão | 400 | - |

Os ensaios realizados são capazes de fornecer como variáveis resposta:

- Trajetória de tensões: dada pelo espaço $p' \times q$ (tensão principal efetiva x tensão desvio);
- Envoltória de resistência: obtida pelos espaços $p' \times q$, onde a envoltória de resistência definida, permitirá a obtenção dos parâmetros de resistência do solo de coesão (c') e ângulo de atrito interno (ϕ');
- Superfície de plastificação: definida no espaço $p' \times q$ pelas tensões em que ocorre a quebra da estrutura cimentada do material;

- d) Comportamento tensão-deformação: no espaço $\varepsilon_s \times q$, na qual pode-se identificar a resistência máxima do solo, bem como os pontos de plastificação do material durante o cisalhamento;
- e) Comportamento deformação distorcional-deformação volumétrica: variável resposta obtida nos ensaios drenados, graficamente é dada por $\varepsilon_s \times \varepsilon_v$;
- f) Comportamento deformação distorcional-poropressão: variável dada pelos ensaios não drenados, graficamente representado por $\varepsilon_s \times \Delta u$.

3.1.2.2 Ensaios triaxiais cíclicos

Após a realização dos ensaios monotônicos, foram executados os ensaios triaxiais sob carregamento cíclico em tensão controlada. No total, foram realizados 10 ensaios, todos sob a condição não drenada.

Da mesma forma que os ensaios monotônicos, os ensaios cíclicos contemplaram a variação das tensões de cura em 100 kPa (três ensaios), 200 kPa (quatro ensaios) e 400 kPa (três ensaios). Após a definição das superfícies de plastificação para as estruturas cimentadas formadas sob cada tensão de cura, optou-se por diversificar as trajetórias de tensão de forma que, pelo menos um ensaio cíclico por tensão de cura fosse executado sobre o eixo p' , isto é, com tensão desvio inicial igual a zero, na suposta zona interna da superfície de plastificação e anterior à quebra da estrutura.

A seguir, idealizou-se que, em uma condição intermediária, fossem realizados ensaios ainda internos à superfície de plastificação (em uma referência ao espaço $p' \times q$), porém com início da aplicação dos ciclos em uma tensão desvio inicial (q_0) de 30 kPa, 60 kPa e 120 kPa, para os ensaios de cura a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, respectivamente. As tensões desvio escolhidas correspondem a uma tensão desvio igual a 30% da tensão efetiva confinamento.

Por fim, definiu-se que outros três ensaios cíclicos fossem realizados acima da superfície de plastificação, quando, em teoria, já houvesse ocorrido a quebra da estrutura cimentada formada durante a cura. Para isso, iniciou-se o carregamento cíclico com uma tensão desvio correspondente a 100% da tensão de cura, sendo utilizados, então, como tensão desvio inicial 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Para que se atingisse a tensão desvio desejada, as amostras foram

submetidas a uma etapa de carregamento axial e incremento de tensão desvio utilizando a trajetória de p' constante, em condições drenadas.

Durante a fase de aplicação dos ciclos de carga axial, optou-se pela utilização de amplitude de tensão desvio correspondente a 10% da tensão efetiva de ensaio, sendo empregado, portanto a amplitude de ± 10 kPa para os ensaios de tensão efetiva igual a 100 kPa, ± 20 kPa para os ensaios de tensão efetiva 200 kPa e ± 40 kPa para os ensaios de tensão efetiva 400 kPa. Excepcionalmente um ensaio, curado a 200 kPa foi submetido a ciclos de carregamento igual a ± 40 kPa, a fim de avaliar a influência da amplitude de tensão desvio na resposta do material ao carregamento cíclico.

A Tabela 3.3 ilustra os onze ensaios triaxiais cíclicos executados durante a pesquisa.

Tabela 3.3: Programa de ensaios cíclicos

| Ensaio n° | Identificação | Variáveis investigadas | | | | | |
|-----------|---------------------|------------------------|--------------|---------------------------------|---------------------------------|-----------------------------|----------------------------------|
| | | Tipo de Ensaio | Tipo de Cura | Tensão confinante de cura (kPa) | Tensão confinante inicial (kPa) | Tensão desvio inicial (kPa) | Amplitude de tensão desvio (kPa) |
| 1 | C100(100)0 | CIU | Sob tensão | 100 | 100 | 0 | ± 10 |
| 2 | C100(100)30 | CIU | Sob tensão | 100 | 100 | 30 | ± 10 |
| 3 | C100(100)100 | CIU | Sob tensão | 100 | 100 | 100 | ± 10 |
| 4 | C200(200)0 | CIU | Sob tensão | 200 | 200 | 0 | ± 20 |
| 5 | C200(200)60 | CIU | Sob tensão | 200 | 200 | 60 | ± 20 |
| 6 | C200(200)200 | CIU | Sob tensão | 200 | 200 | 200 | ± 20 |
| 7 | C200(200)0 ± 40 | CIU | Sob tensão | 200 | 200 | 0 | ± 40 |
| 8 | C400(400)0 | CIU | Sob tensão | 400 | 400 | 0 | ± 40 |
| 9 | C400(400)120 | CIU | Sob tensão | 400 | 400 | 120 | ± 40 |
| 10 | C400(400)400 | CIU | Sob tensão | 400 | 400 | 400 | ± 40 |

Os ensaios triaxiais cíclicos fornecem como variável resposta:

- a) Trajetória de tensões: dada pelo espaço $p' \times q$ (tensão principal efetiva x tensão desvio), onde também se identifica a envoltória de resistência do solo;
- b) Número máximo de ciclos: N_f , indica o número máximo de ciclos que o corpo de prova é capaz de suportar sob a imposição da tensão desvio;
- c) Comportamento tensão-deformação: no espaço $\varepsilon_s \times q$, no qual se identifica a evolução das deformações à medida que se aplica a tensão desvio na amostra;
- d) Comportamento deformação distorcional-poropressão: desenvolvimento da poropressão ao longo da aplicação de ciclos, em função da deformação distorcional. Gráficamente representado por $\varepsilon_s \times \Delta u$;
- e) Amplitude de deformações: avaliação da evolução das deformações com o aumento do número de ciclos;
- f) Desenvolvimento da poropressão: geração de poropressão dada em função do número de ciclos.

3.2 MATERIAIS

3.2.1 Solo residual de Passo Fundo

O solo estudado é definido por ser um material com característica coesivo friccional proveniente do município de Passo Fundo, na região norte do Estado do Rio Grande do Sul, conforme indica a Figura 3.4.



Figura 3.4: Localização do município de Passo Fundo (adaptado IBGE, 2016)

Em consulta ao Mapa Geológico do Estado do Rio Grande do Sul, elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM, verifica-se que o local estudado está inserido na formação de intitulada pela simbologia “K1βsg” (conforme Figura 3.5) que corresponde à Formação Serra Geral, pertencente ao éon Fanerozóico, era Mesozóica, período Cretáceo.

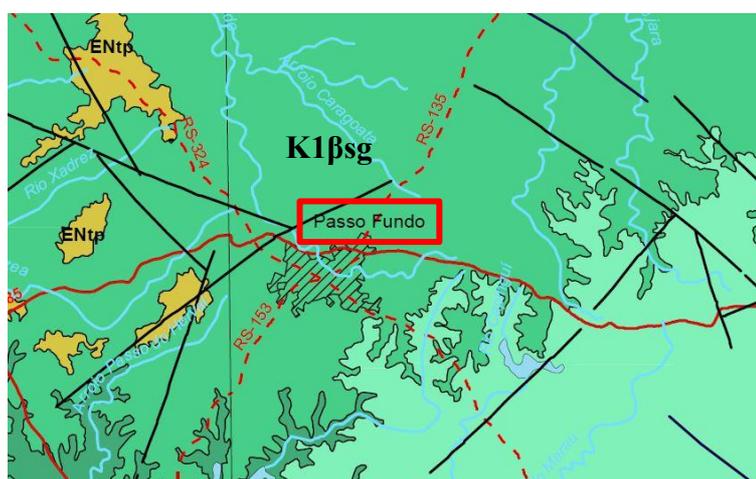


Figura 3.5: Localização do município de Passo Fundo no Mapa Geológico do Brasil (adaptado CPRM, 2006)

As amostras do solo estudado são oriundas do campo experimental pertencente ao Centro de Tecnologia (CETEC) da Faculdade de Engenharia e Arquitetura (FEAR) da Universidade de Passo Fundo (UPF). Esse, localizado no campus universitário de Passo Fundo, junto à Rodovia Federal BR-285, km-171, Bairro São José, cidade de Passo Fundo. Na Figura 3.6, tem-se ilustrada a imagem de satélite da localização do ponto onde se realizou a coleta das amostras.



Figura 3.6: Imagem de satélite do campo experimental da UPF (CPRM, 2017)

Ruver (2011) define o solo coesivo friccional de Passo Fundo como um solo residual homogêneo formado pela decomposição de rochas basálticas (ígneas) e de arenitos (sedimentar). Tem como característica, conforme Streck et al. (2002), a forte ocorrência de intemperização, sendo o solo bem drenado e profundo, de perfil homogêneo dado pela transição gradual entre seus horizontes. Do ponto de vista pedológico, os autores caracterizam o solo da região de Passo Fundo como Latossolo Vermelho Distrófico Típico Argissólico, o qual pertence à unidade de Passo Fundo.

3.2.1.1 Caracterização Geotécnica *in situ* do material

Conforme estudos discorridos anteriormente com o mesmo solo coesivo friccional de Passo Fundo, tem-se indícios de que o material se caracteriza por um solo residual, procedente da intemperização da rocha mãe, de perfil homogêneo, profundo e bem drenado. Ensaio de

sondagem SPT, apresentados por Faro (2014) na Figura 3.7, além de ensaios de cone e ensaios dilatométricos apresentados por Consoli et al. (2016) (Figura 3.8), demonstram as características supracitadas.

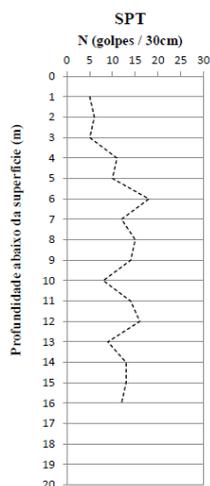


Figura 3.7: Sondagem SPT (FARO, 2014)

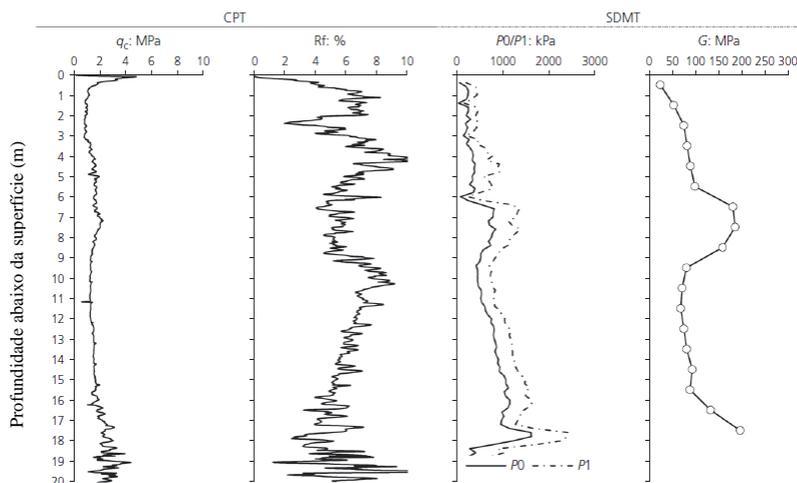


Figura 3.8: Ensaios de CPT e SDMT (CONSOLI et al., 2016)

Ao longo da profundidade do ensaio SPT, conforme Faro (2014), o índice de medida de resistência à penetração do martelo, em número de golpes tem pequena variação ao longo das camadas, o que é, de fato uma das características comuns de solos intemperizados, tais como o solo estudado. Nos ensaios de *Cone Penetration Test* (CPT), de Consoli et al. (2016), a

resistência de ponta indicada na figura por “ q_c ” representa a semelhança de leitura obtida ao longo de todo o perfil do solo, confirmando, assim, a relevante homogeneidade do perfil do solo natural estudado. Os ensaios de SDMT, o *Seismic Dilatometer Test*, extensão do dilatômetro convencional DMT, com módulo sísmico, que permite a obtenção do módulo cisalhante inicial (G_0) dado pela velocidade de onda cisalhante obtida no ensaio, apontam as mesmas características de homogeneidade do solo foco da presente pesquisa.

3.2.1.2 Caracterização geotécnica em laboratório do material

O solo residual de Passo Fundo, já estudado anteriormente por Carretta (2018), apresentou a distribuição granulométrica conforme a Figura 3.9 e fração de material constituinte conforme a Tabela 3.4.

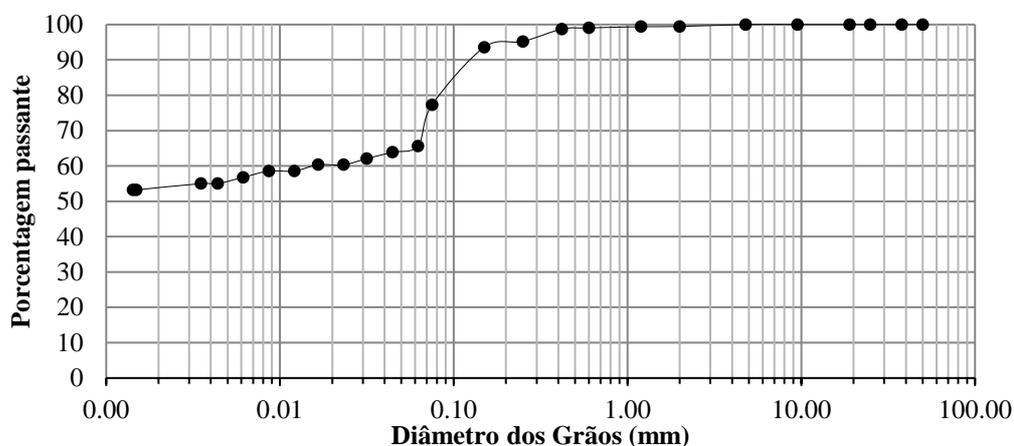


Figura 3.9: Curva granulométrica do solo estudado (CARRETTA, 2018)

Tabela 3.4: Composição granulométrica do solo em estudo

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

Fonte: Carretta (2018)

Além da granulometria, Carretta (2018) realizou ensaios de Limites de Atterberg. Os resultados obtidos foram 42% para o de Limite de Liquidez e 31% para Limite de Plasticidade. Com isso, obtém-se como Índice de Plasticidade do solo igual a 11% e pode-se classificar o material através do Sistema Unificado de Classificação de Solos como ML (silte de baixa compressibilidade). No mesmo trabalho, o peso específico dos grãos (γ_s) encontrado foi de 26,5 kN/m³.

Em recente pesquisa com o mesmo solo utilizado, Thome et al. (2017) identificaram, utilizando difração de raio-x, detalhes que compunham a fração argila do material. Constatou-se, então, que 70% da fração argila é correspondente a caulinita e os demais 30% correspondem a óxidos de Ferro e Alumínio. Além desse estudo, Rizzon (2016) determinou, através de ensaios realizados em permeâmetro de parede flexível, que a condutividade hidráulica do solo coesivo friccional de Passo Fundo, em seu estado natural, é de $1,07 \times 10^{-5}$ m/s. Essa característica indica que o solo estudado é bem drenado e se assemelha ao comportamento de uma areia fina, mesmo tendo a maior fração granulométrica constituída de partículas finas (mais de 60% do material).

Sabendo que as características predominantes do solo estudado são a estrutura levemente cimentada, elevada condutividade hidráulica, estrutura porosa e homogeneidade, cabe analisar quais são os índices e parâmetros que regem o comportamento e as particularidades desse material. Dessa forma, com amostras indeformadas do solo residual de Passo Fundo, Carretta (2018) identificou os índices físicos médios característicos do material em sua condição natural, tal como apresentado na Tabela 3.5, sendo o teor de umidade do material nas condições de campo (w), o peso específico aparente seco da amostra (γ_d), o peso específico natural do material (γ), o índice de vazios (e), o grau de saturação (S) e a porosidade (η).

Tabela 3.5: Dados de amostras nas condições de campo do solo residual de Passo Fundo

| Teor de umidade (%) | γ_d (kN/m ³) | γ (kN/m ³) | e | S (%) | η (%) |
|---------------------|---------------------------------|-------------------------------|-------|---------|------------|
| 34,56% | 11,612 | 15,623 | 1,282 | 71,60% | 55,1% |

Fonte: adaptado de Carretta (2018)

3.2.2 Cimento Portland

O cimento utilizado como agente cimentante na pesquisa é uma classe especial do cimento Portland, de alta resistência inicial, o CPV – ARI, normatizado pela NBR 16697 (ABNT, 2018). Isso porque, conforme ABCP (2002), o aglomerante atinge altas resistências já nos primeiros dias de cura. Ainda, a associação afirma que ao desenvolver alta resistência inicial, o cimento sofre os efeitos da utilização de uma dosagem diferenciada de calcário e argila na produção do clínquer, assim coimo o efeito da moagem mais fina do cimento. Dessa forma, ao reagir com água, o material atinge elevadas resistências em tempo mais curto.

A ABCP (2002) indica as exigências físicas e mecânicas do cimento Portland CPV-ARI, tal como ilustra a Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Características físicas e mecânicas - Cimento CPV ARI

| Finura | | Tempo de pega (início) – (h) | Resistência à compressão (MPa) | | | | |
|---------------------------------|--------------------------------------|---------------------------------|--------------------------------|--------|--------|---------|---------|
| Resíduo na peneira 0,075 mm (%) | Área específica (m ² /kg) | | 1 dia | 3 dias | 7 dias | 28 dias | 91 dias |
| ≤ 6,0 | ≥ 300 | ≥ 1 | ≥ 14 | ≥ 24 | ≥ 34 | - | - |

Fonte: adaptado ABCP (2002)

Conforme a tabela acima e o que ilustra a Figura 3.10, para o cimento Portland CPV-ARI, aos 7 dias de cura, o cimento atinge resistência à compressão considerável e semelhante à resistência atingida aos 28 dias. Aos 3 dias de cura, o material indica que reações cimentantes já ocorreram e a resistência à compressão, nesse tempo, atinge aproximadamente 80% da resistência aos 7 dias.

Conforme estudos de Leon (2018), com o mesmo cimento utilizado nessa pesquisa, o CPV-ARI, a massa específica das partículas é igual a 3,15 g/cm³.

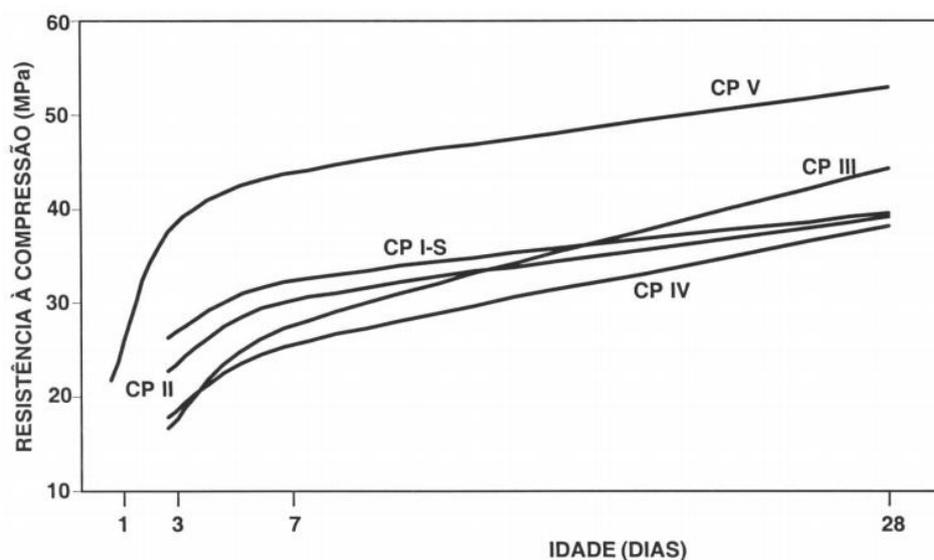


Figura 3.10: Evolução padrão da resistência à compressão do cimento Portland (ABCP, 1996)

3.2.3 Água destilada

Para realização das misturas e moldagem dos corpos de prova foi utilizada água destilada, cujo processo de destilação se dá a partir da água da rede pública e é realizado no próprio laboratório LEGG.

3.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIO

3.3.1 Ensaios de resistência à compressão simples – definição de dosagem

Como forma de obtenção de referência na definição de uma dosagem adequada, que representasse o efeito de uma cimentação leve, os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados em conformidade com a norma NBR 12025 (ABNT, 2012). Assim, os corpos de prova foram moldados em cilindro tripartido, em três camadas, constituindo uma amostra de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura (Figura 3.11a).

Considerando o período de cura de 3 dias, os corpos de prova foram submetidos à imersão nas 24 horas que antecediam a ruptura das amostras, de forma a minimizar o efeito da sucção na variável de resposta (Figura 3.11b).



Figura 3.11: Corpo de prova após moldagem (a). Corpos de prova após sujeitos à imersão (b)

Após imersos, os corpos de prova foram rompidos em prensa automática com velocidade de 1,14 mm/min equipada com anel dinamométrico de 10 kN e resolução de 0,005 kN (Figura 3.12).

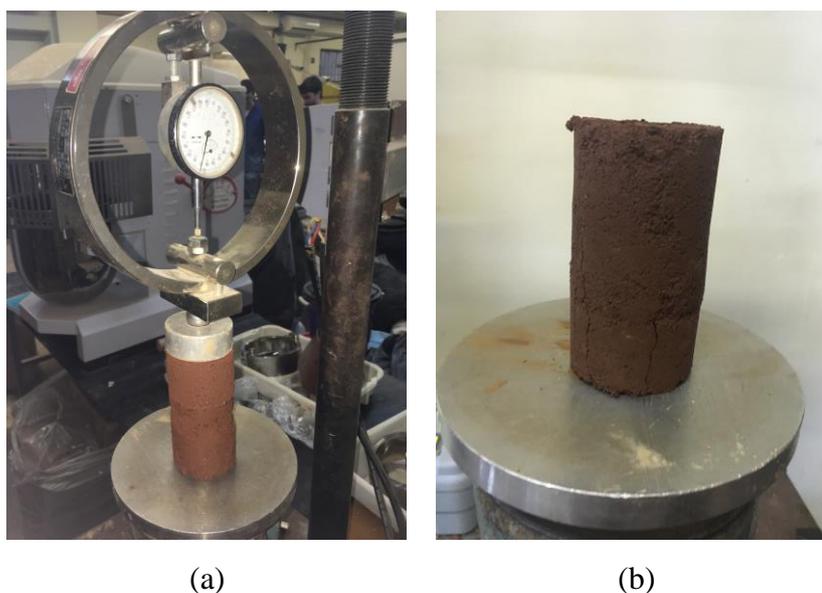


Figura 3.12: (a) Corpo de prova submetido à ruptura. (b) Corpo de prova após ruptura

3.3.2 Definições gerais do equipamento triaxial utilizado

Conforme afirma Head (1994), o ensaio de compressão triaxial é a forma mais versátil e variável em relação aos procedimentos, sendo os ensaios mais confiáveis para determinação

dos parâmetros de resistência do solo. Além disso, é um ensaio que pode ser realizado em diversos tipos de solo e que representa as tensões atuantes no campo de forma realística.

Considerando essa versatilidade e confiabilidade do equipamento de compressão triaxial, os ensaios triaxiais monotônicos e cíclicos foram todos executados em um mesmo equipamento: o triaxial cíclico do laboratório LEGG – UFRGS. Esse equipamento conta com a possibilidade de executar ensaios de compressão isotrópica, triaxial convencional drenado (CID) e triaxial convencional não drenado (CIU), bem como ensaio triaxial cíclico. O equipamento também tem programação para a realização de outras trajetórias de carregamento axial, assim como a trajetória p' constante utilizada no presente trabalho.

O equipamento funciona de forma semelhante ao esquema demonstrado na Figura 3.13 de Gálvez (2018), autor que aperfeiçoou o sistema de aplicação de carregamento cíclico e desenvolveu, em sua tese de doutorado, o sistema de controle e aquisição de dados. O funcionamento se dá, fundamentalmente, pela injeção de ar comprimido através de quatro válvulas proporcionais que controlam: carga de compressão, carga de extensão, pressão confinante e contrapressão. As pressões enviadas à câmara triaxial passam por um sistema de interface entre ar e água, enviando pressão à câmara por meio de água em um sistema fechado.

A contrapressão, ligada diretamente à amostra, é a responsável pela resposta de variação volumétrica do corpo de prova quando a drenagem é permitida (em fases de compressão isotrópica ou de cisalhamento drenado) e de poropressão, quando a drenagem é impedida em ensaios não drenados. A confinante monitora a tensão total enviada à câmara. Para as fases de cisalhamento, utiliza-se a prensa automática (ensaio de deformação controlada) ou cilindro pneumático (tensão controlada) para aplicação da tensão desvio e a célula de carga para a aferição da carga imposta ao corpo de prova.

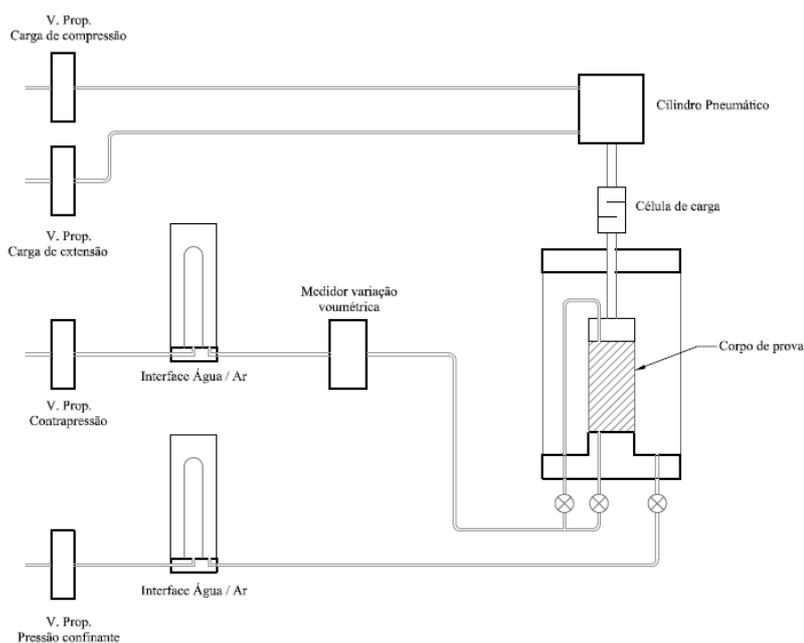


Figura 3.13: Esquema de funcionamento do equipamento triaxial cíclico (adaptado de GÁLVEZ, 2018)

O equipamento conta com um sistema de válvulas proporcionais (Figura 3.14a) encarregadas da aplicação da pressão do ensaio através do uso de ar comprimido. Quatro válvulas compõem o sistema, sendo uma delas a válvula da pressão confinante, uma da contrapressão e duas que correspondem às pressões utilizadas durante o carregamento cíclico. Dessas, uma é utilizada para a aplicação da pressão de extensão e a outra para a aplicação da pressão de compressão na amostra. Após a introdução de ar comprimido no sistema, o mesmo encaminha-se para um dispositivo de interface entre ar e água, o *bladder* (Figura 3.14b). O equipamento conta com um *bladder* para aplicação da tensão confinante e outro para a aplicação da contrapressão. Com isso, o equipamento envia pressão, agora através de água para a câmara triaxial. Assim, dois transdutores de pressão, devidamente calibrados, são responsáveis pelo controle da contrapressão aplicada ao topo e à base da amostra (Figura 3.14c) e um transdutor controla a pressão confinante da câmara (Figura 3.14d).

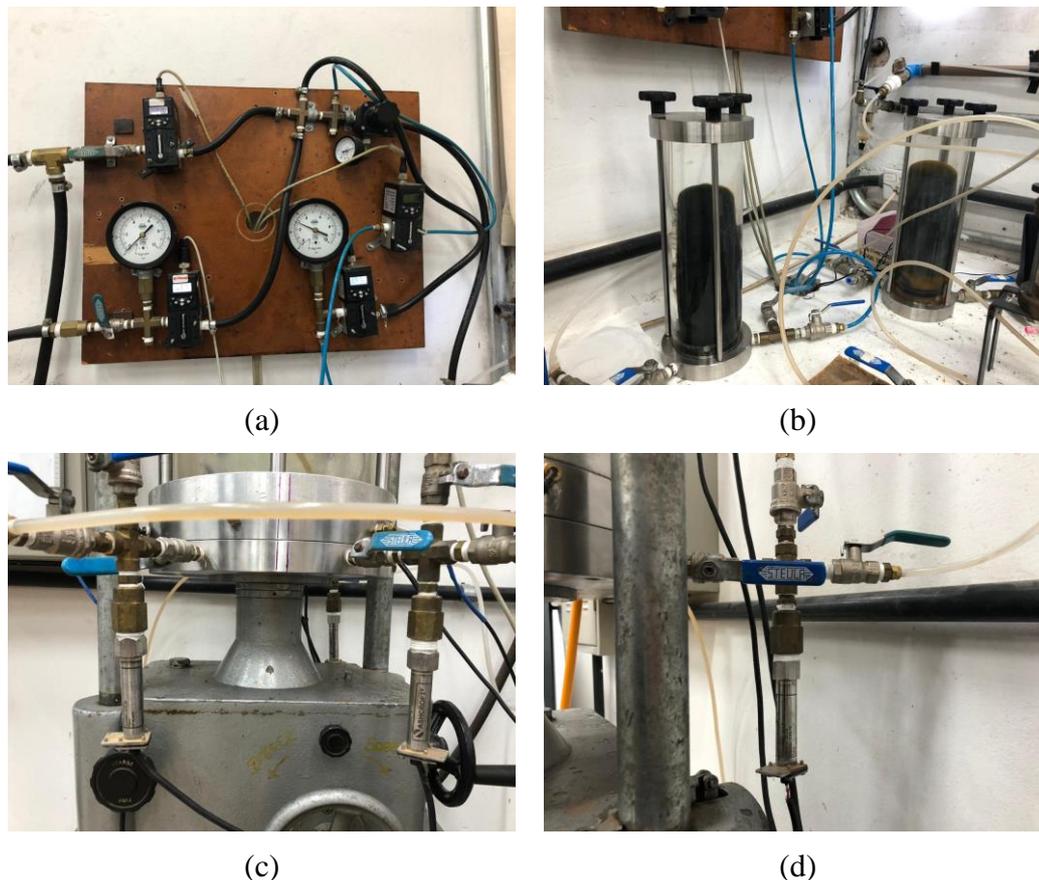


Figura 3.14: Equipamento triaxial (a) Válvulas proporcionais (b) Bladder confinante e contrapressão (c) Transdutores de contrapressão (d) Transdutor de pressão da confinante

O equipamento foi projetado para a realização de ensaios em amostras de 100mm de diâmetro por 200mm de altura e conta com pedestal metálico e cabeçote (*topcap*) em acrílico. O *topcap* é dotado de espaço para o posicionamento de um anel de borracha que fixa o pistão ao mesmo, esse que, ao ser conectado por uma válvula ao exterior da câmara, aplica o vácuo necessário para a aderência entre o corpo de prova e o pistão, durante os ensaios cíclicos.

Dos dispositivos de instrumentação externa, tem-se o medidor volumétrico, implementado no equipamento (Figura 3.15) que é um dispositivo do tipo *Imperial College*, com capacidade máxima de 50 cm³. Esse tipo de instrumentação é equipado com duas membranas opostas – chamadas *bellofram* – repletas por água, pelas quais se permite estabelecer fluxo de entrada e saída a partir da deformação do corpo de prova. Um equipamento transdutor de deslocamento linear (LVDT) mede a variação volumétrica através de equação calibração previamente

executada, que converte o volume de água mobilizado em voltagem adquirida pela placa de aquisição de dados.

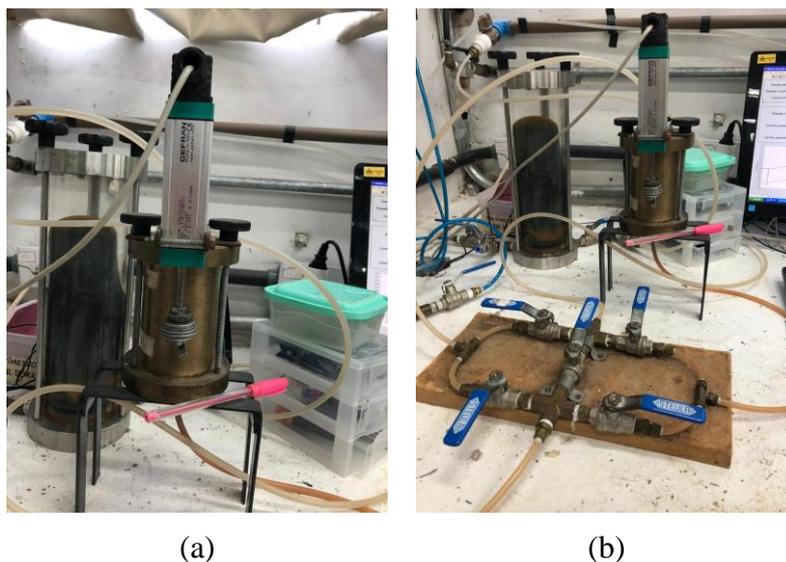


Figura 3.15: (a) Equipamento externo de medição volumétrica (b) Sistema de válvulas que controla o equipamento de medição volumétrica

O outro medidor do tipo LVDT, mede o deslocamento axial externo da amostra durante a fase de cisalhamento. A instrumentação é posicionada no topo da câmara, na parte externa, como indica a Figura 3.16. O LVDT para deslocamento axial externo tem capacidade de 50mm de deslocamento, o que corresponde a um total máximo de 25% de deformação axial das amostras ensaiadas, que por sua vez têm 200mm de altura.

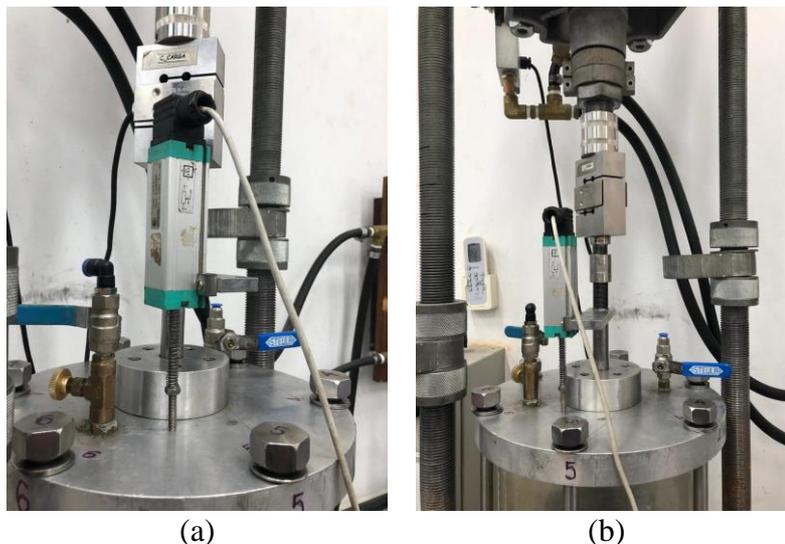


Figura 3.16: Medidor de deslocamento axial. (a) LVDT para medição de deslocamento axial (b) Posição do LVDT na câmara

Já os medidores de deformação internos são os de deformação axial (dois sensores) e radial (um sensor), chamados de sensores de efeito *hall*, posicionados internamente à câmara e aderidos ao corpo de prova. Esses sensores são fixos à membrana durante a montagem do ensaio, como indicado na Figura 3.17.



Figura 3.17: Disposição dos sensores de medidas internas no corpo de prova

No equipamento, os ensaios de carregamento monotônico, tipo triaxial convencional (compressão axial) são realizados sob deformação controlada, com carga aplicada pela prensa

com capacidade de 5 toneladas e diferentes velocidades de cisalhamento (na faixa entre de 0,0006 e 7,6 mm/min). O cisalhamento do corpo de prova ocorre em função da elevação da base da câmara, como ilustra a Figura 3.18 (a), que impõe o movimento contra o pistão fixo ao sistema de reação do equipamento (Figura 3.18 b e c).

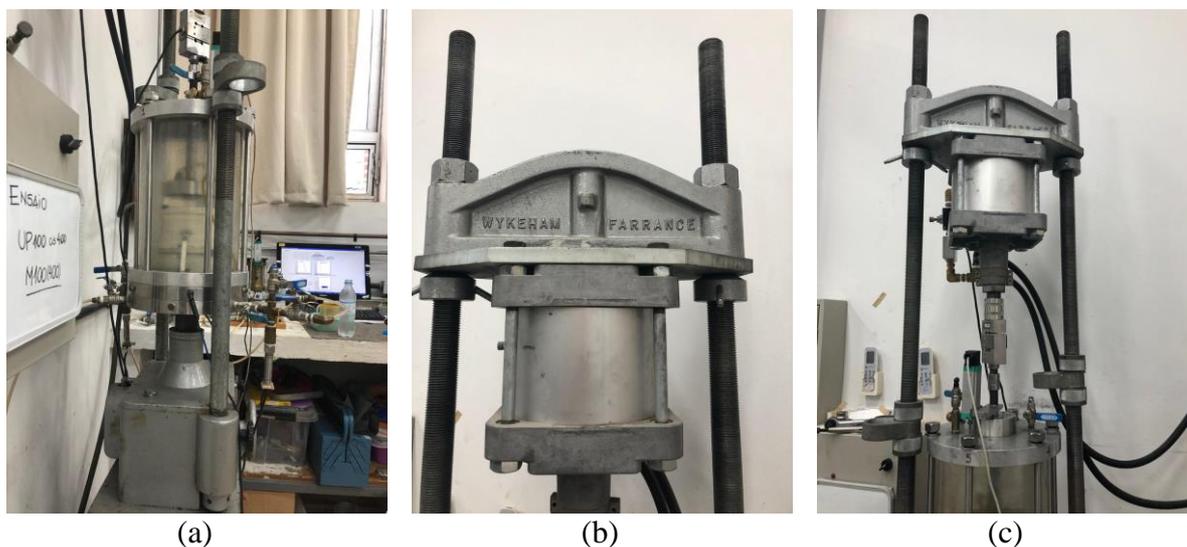


Figura 3.18: Sistema de aplicação da tensão cisalhante. (a) Levantamento da base da câmara. (b) Sistema de reação. (c) Sistema de reação associado à célula de carga e pistão

A medida da carga aplicada à amostra é feita através da célula de carga (Figura 3.19a), acoplada ao pistão da câmara triaxial com capacidade de operação de 30 kN. No carregamento cíclico, deve-se observar que os ensaios são executados sob a forma de tensão controlada, sendo assim necessário o uso de um cilindro pneumático que é associado à reação do equipamento. Esse cilindro, indicado na Figura 3.19 (b), controla as tensões aplicadas durante as fases de compressão e extensão da amostra.

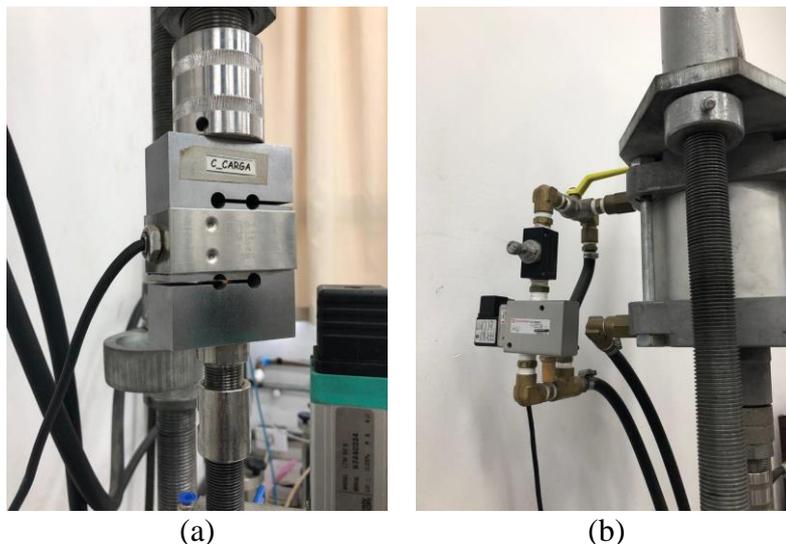


Figura 3.19: (a) Célula de carga da câmara triaxial (b) Cilindro pneumático e válvula de controle de abertura

3.3.3 Ensaios triaxiais monotônicos

Os ensaios triaxiais monotônicos, dos tipos CID (consolidado isotropicamente drenado) e CIU (consolidado isotropicamente não drenado), foram executados conforme as disposições das normas ASTM 7181 (2020), ASTM D4767 (2011), as recomendações de Head (1994, 1998), além dos procedimentos já consolidados, com base na experiência do que já fora aplicado no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG).

As etapas de execução do ensaio consistiram em: moldagem das amostras, cura sob tensão (quando esta for critério de ensaio), percolação, saturação, consolidação e, por fim, cisalhamento. Os procedimentos dos ensaios estão detalhados nos subitens que seguem.

3.3.3.1 Moldagem e preparação das amostras

Os corpos de prova foram moldados em cilindro metálico tripartido, nas dimensões de 100 mm de diâmetro por 200 mm de altura. Inicialmente, separou-se a quantidade de material conforme definição da dosagem (Figura 3.20 a e b). A etapa de moldagem é iniciada após a mistura dos materiais secos (solo residual e cimento Portland - Figura 3.20 c e d) e posterior mistura da água (Figura 3.20 e). Ao adquirir uma massa de material homogêneo (Figura 3.20 f), são pesadas e separadas três camadas iguais de material e compactadas uma a uma por compactação estática.

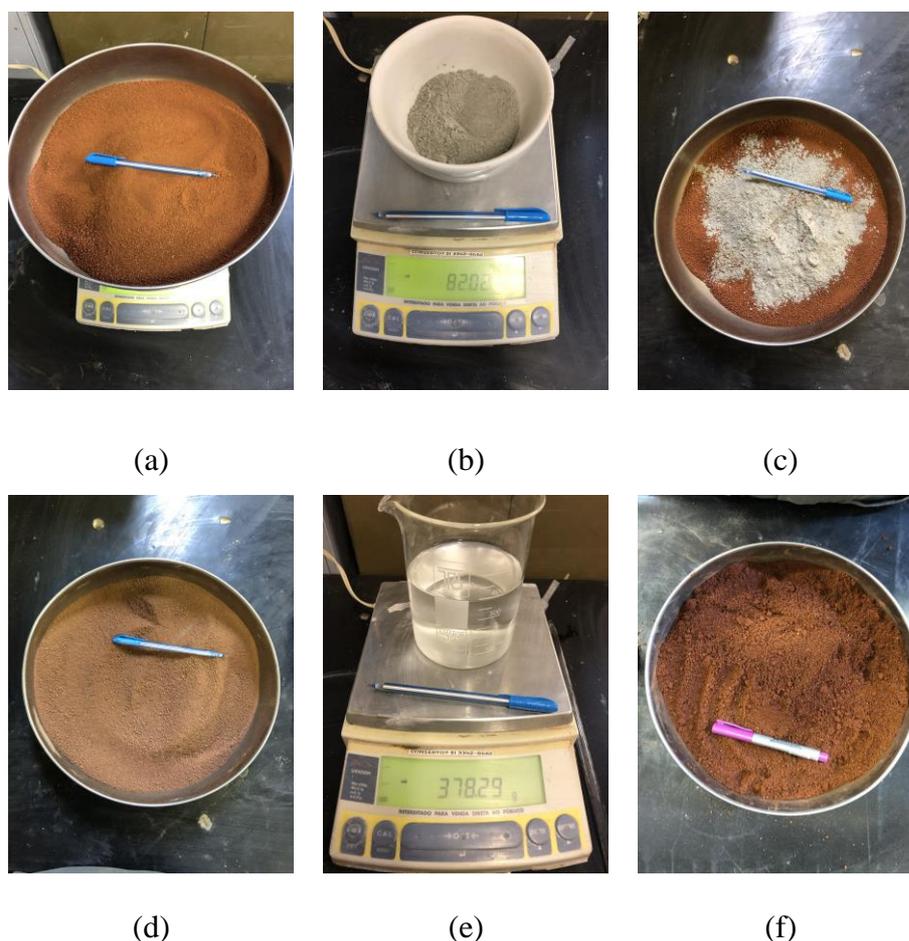


Figura 3.20: Processo de moldagem dos corpos de prova. (a) Separação massa de solo. (b) Separação da massa de cimento. (c) Mistura dos materiais secos. (d) Materiais secos já homogeneizados. (e) Aferição quantidade de água da mistura conforme dosagem. (f) Mistura final

Após a moldagem, faz-se a aferição da massa e do teor de umidade de execução da amostra. O corpo de prova é, então, disposto no equipamento triaxial, como ilustra a Figura 3.21 (a) e parte-se para a montagem do ensaio. A seguir, envolve-se o corpo de prova com membrana de látex e dispõem-se os *o' rings* e o *topcap*, responsáveis pela vedação do corpo de prova e pelo acesso da contrapressão ao topo da amostra, respectivamente (Figura 3.21 b). Então, sobre a membrana de látex, posicionam-se os sensores de medidas internas de deformação (dois sensores de medida de deslocamento axial e um sensor de medida de radial à amostra), como mostrado na Figura 3.21 (c).

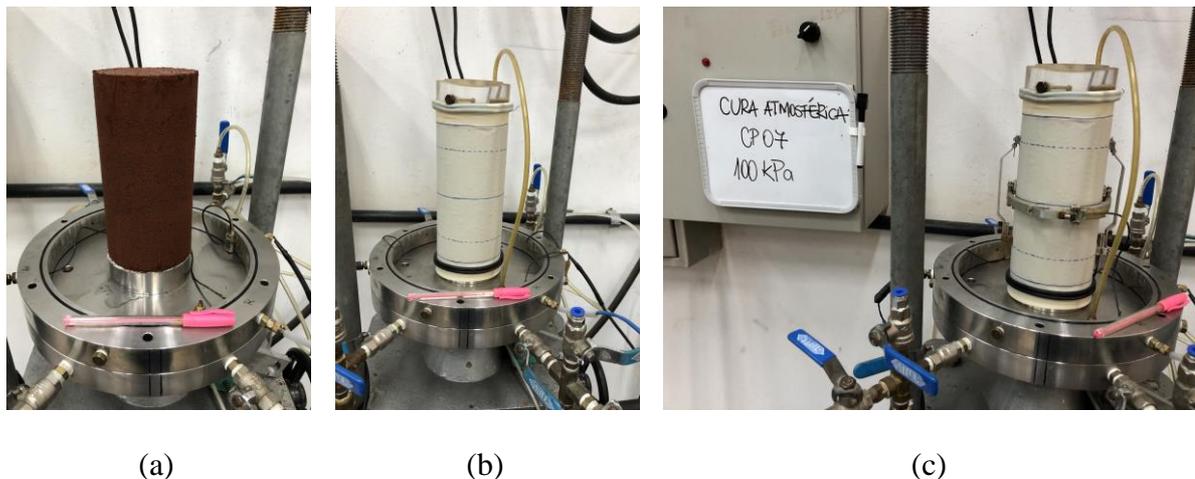


Figura 3.21: Procedimento de montagem equipamento triaxial. (a) Corpo de prova posicionado no pedestal da câmara triaxial. (b) disposição da membrana, *o'rings* e *topcap*. (c) Corpo de prova após colocação da instrumentação interna

Na sequência da montagem, faz-se a colocação da câmara triaxial e procede-se com o preenchimento da mesma com água, como demonstrado na Figura 3.22.



Figura 3.22. Câmara triaxial fechada e preenchida por água

3.3.3.2 Cura sob tensão

Durante a cura, os corpos de prova foram dispostos na câmara triaxial e, logo após, procedia-se com a aplicação de tensão confinante na amostra, conforme especificação de ensaio. As

amostras foram curadas em três diferentes tensões, além da cura atmosférica: 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

Na cura sob tensão, o incremento de pressão é feito através da tensão confinante da câmara triaxial, enquanto que as válvulas de contrapressão, que ligam a amostra ao sistema, são mantidas abertas para a atmosfera durante todo o processo. Assim, após aplicada a tensão confinante de cura, o comportamento das amostras é monitorado através das medidas internas de deformação. Para tanto, obtém-se a variação volumétrica da amostra para as tensões aplicadas durante esse período.

O procedimento de ensaio para as amostras curadas sob tensão seguiu um roteiro de 5 dias, ou 120h, para os ensaios monotônicos. Na etapa inicial, previamente às primeiras 24 horas, procedia-se com a moldagem do corpo de prova e montagem do equipamento triaxial para realização do ensaio. Sem que fosse ultrapassada 1h a partir da adição de água à mistura de solo e cimento, cada amostra moldada foi confinada na respectiva tensão de confinamento de cura. Após 24h, realizou-se a percolação de CO₂, seguida da percolação de água. Ambas as etapas foram executadas mantendo a mesma tensão efetiva de cura para cada ensaio. Após 72h, os corpos de prova foram saturados, ainda mantendo a mesma tensão efetiva da fase de cura até que se atingisse 96h de ensaio. Assim, no terceiro dia, iniciava-se o processo de cisalhamento, transcorrido por mais 24h. A Tabela 3.7 indica o roteiro de ensaio realizado para todas as amostras ensaiadas com cura sob tensão.

Tabela 3.7: Roteiro de ensaio monotônico

| Tempo transcorrido (h) | Dia | Procedimento |
|-------------------------------|------------|------------------------|
| 0h – 24h | 0 | Moldagem e montagem |
| 24h – 48h | 1 | Percolação |
| 48h – 72h | 2 | Saturação |
| 72h – 96h | 3 | Início do cisalhamento |
| 96h – 120h | 4 | Final do cisalhamento |

Ao ensaiar amostras submetidas às etapas de cura sob tensão, seguida da etapa de compressão isotrópica, procedeu-se com um roteiro de ensaio semelhante ao que já vinha sendo adotado

para a cura sob tensão, mas com a inclusão de uma segunda etapa ao dia 2, após a saturação. Assim, o programa de ensaio foi executado conforme indica Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Roteiro de ensaio para amostras curadas sob tensão e consolidadas

| Tempo transcorrido (h) | Dia | Procedimento |
|------------------------|-----|------------------------------------|
| 0h – 24h | 0 | Moldagem e montagem |
| 24h – 48h | 1 | Percolação |
| 48h – 72h | 2 | Saturação Compressão isotrópica |
| 72h – 96h | 3 | Início do cisalhamento |
| 96h – 120h | 4 | Final do cisalhamento |

Ao realizar a consolidação das amostras por compressão isotrópica, optou-se por fazer incrementos de 1kPa/min para avaliação da variação volumétrica em função do aumento de p' . Nessa etapa, as deformações das amostras foram monitoradas através das medidas de sensores internos de deformação e do medidor volumétrico externo.

De forma semelhante, foram realizados os ensaios triaxiais cíclicos, ilustrado na . Contudo, eram necessários 4 dias para a realização dos ensaios, em virtude da fase de carregamento axial cíclico, a qual se iniciava no dia 3 e finalizava no mesmo dia, visto que o critério para finalização do ensaio foi definido conforme a ruptura da amostra ou ao atingir 1000 ciclos. Considerando a frequência de carregamento adotada de 0,1 Hz, os 1000 ciclos eram atingidos ainda no dia 3. Para os ensaios em que se aplicou a trajetória de carregamento p' constante, realizava-se tal carregamento no dia 3, em momento prévio a aplicação dos ciclos de carregamento.

Tabela 3.9: Roteiro de ensaio cíclico

| Tempo transcorrido (h) | Dia | Procedimento (convencional) | Procedimento (com p' constante) |
|------------------------|-----|--------------------------------|-------------------------------------------------------|
| 0h – 24h | 0 | Moldagem e montagem | Moldagem e montagem |
| 24h – 48h | 1 | Percolação | Percolação |
| 48h – 72h | 2 | Saturação | Saturação |
| 72h – 96h | 3 | Início da aplicação dos ciclos | Fase p' constante Início da aplicação dos ciclos |

3.3.3.3 Percolação

No dia seguinte ao início da etapa de cura, executava-se a etapa de percolação da amostra. Primeiramente, fazia-se a percolação de Dióxido de Carbono (CO_2). Esse processo é parte dos procedimentos de ensaio já consolidados e frequentemente adotado por pesquisadores do LEGG (BORTOLOTTI, 2017; GÁLVEZ, 2018; LEON, 2018; CARRETTA, 2018) e também é descrito pelo USACE (1986) como etapa facilitadora da saturação da amostra. Isso porque se considera a maior solubilidade do CO_2 quando comparado ao ar do ambiente. Assim, com o volume de ar da amostra preenchido por Dióxido de Carbono, há uma redução de tempo e de pressão necessária para se obter a saturação do corpo de prova.

Para a realização da percolação de CO_2 , introduz-se o gás pela base, direcionando-o para o topo do corpo de prova. Nesse momento, a pressão de gás é regulada de forma a manter a mesma tensão efetiva da etapa de cura e a mesma pressão a ser aplicada para a fase de percolação da água (aproximadamente 17 kPa). Todas as amostras recebem a inserção do Dióxido de Carbono com pressão constante durante 30 minutos.

Após a percolação de CO_2 , fazia-se a percolação de água nas mesmas condições de pressão (mantendo a mesma tensão efetiva da cura sob tensão). A percolação de água se dava também da base da amostra para o topo, até que fosse percolado pela altura total da amostra pelo menos duas vezes o volume de vazios inicial. Isso corresponde, para a dosagem única adotada no trabalho, a aproximadamente 1800 cm^3 .

3.3.3.4 Saturação

Na fase de saturação, após percolar água pelo corpo de prova, fazia-se a aplicação da contrapressão na amostra utilizando incrementos de pressão confinante iguais, em magnitude, aos incrementos de contrapressão. Dessa forma, mantinha-se constante a tensão efetiva de ensaio. Com essa etapa, a amostra era saturada através do aumento das pressões, sendo que a contrapressão introduz água nos vazios da amostra tanto pela base quanto pelo topo.

A leitura do parâmetro “B”, de Skempton (1954) foi executada para os ensaios realizados de forma a monitorar o processo e garantir que houvesse a completa saturação da amostra. Foram alcançados valores superiores a 0,96, podendo assim afirmar que se atinge um grau de saturação satisfatório, conforme dados de referência demonstrados por Black and Lee (1973) apud Head (1998).

3.3.3.5 Consolidação

Nesse estágio do processo, para os ensaios que contavam com a consolidação, a amostra era consolidada isotropicamente através do incremento gradual da pressão confinante da câmara. No instante inicial, como a amostra se encontra saturada, há um incremento de poropressão de valor igual ao incremento de pressão confinante. Porém, como o incremento é realizado de forma lenta e as válvulas de saída da contrapressão encontram-se abertas, é permitido que haja a dissipação instantânea dessa poropressão através da expulsão da água dos vazios. Assim, tem-se a variação volumétrica do corpo de prova, permitindo que haja o adensamento.

Durante a consolidação, foi estabelecida uma taxa de incremento de pressão confinante e fixada para todas as demais amostras ensaiadas. Essa taxa foi fixada em 1kPa/min, até que se atingisse a tensão efetiva final de ensaio (ou o p' inicial do cisalhamento). Para a finalização desse processo, conforme Head (1998), é desejável que haja 100% da dissipação da poropressão, no entanto, 95% de dissipação já é condição aceitável para o encerramento da fase de consolidação. Seguindo essa recomendação, após o término do incremento de tensão, aguardava-se até que a variação volumétrica estabilizasse para que se pudesse prosseguir à etapa seguinte.

3.3.3.6 Cisalhamento

O cisalhamento é a fase final do ensaio, na qual se faz o incremento de uma força vertical responsável pela aplicação da tensão desvio (σ_d) que irá solicitar o corpo de prova ao cisalhamento. O processo de cisalhamento varia conforme o tipo de ensaio realizado. Os dois tipos de ensaios triaxiais monotônicos executados na pesquisa foram o consolidado isotropicamente drenado (CID) e o consolidado isotropicamente não drenado (CIU).

Quando da realização do ensaio drenado, seguiu-se o que recomenda a norma ASTM D7181 (2020). Nesse ensaio, a drenagem é permitida, podendo o corpo de prova variar de volume durante a execução do cisalhamento. Quando se realiza o ensaio não drenado (CIU), a drenagem é impedida e se tem o monitoramento da geração de poropressão, dada em função da aplicação da tensão desvio. As linhas de drenagem tanto de topo quanto de base permanecem fechadas durante todo o processo.

Uma prensa automática faz com que o conjunto da câmara triaxial se eleve contra o pistão do topo da amostra que, por sua vez, aplica a tensão desvio medida por uma célula de carga. A etapa de cisalhamento realizada é do tipo deformação controlada e a velocidade de carregamento adotada é de 0,03 mm/min.

3.3.4 Ensaios triaxiais cíclicos

Os ensaios triaxiais cíclicos seguiram o disposto na norma ASTM D5311 (2013), e, assim como os monotônicos, os procedimentos já utilizados e consolidados no laboratório LEGG do PPGEC/UFRGS. O equipamento utilizado para os ensaios cíclicos é o mesmo dos ensaios triaxiais monotônicos e que já fora descrito no item 3.3.2. Nesse ensaio, todas as etapas que antecedem o cisalhamento são executadas de forma muito semelhante às etapas do ensaio triaxial monotônico convencional. No entanto, cabe ressaltar pontuais diferenças que ocorrem durante a montagem e o cisalhamento da amostra.

A primeira diferença ocorre durante a montagem e instalação do corpo de prova na câmara. Após dispor a amostra no pedestal, fixa-se o *topcap* de acrílico à membrana e ao corpo de prova (Figura 3.23a) de forma a manter o conjunto unido durante todo o ensaio. Para a aplicação da tensão de extensão do corpo de prova, é necessário que haja conexão entre o pistão e o *topcap*

da amostra. Na Figura 3.23(b), observa-se em detalhe os elementos que compõe o sistema responsável pela associação do pistão com o cabeçote em acrílico da amostra. Com essa finalidade, utiliza-se, ainda, o recurso de sucção, composto por uma válvula conectada à parte externa da câmara (Figura 3.23c). Essa válvula liga a parte externa ao pistão, fazendo que, com o controle de fluxo, seja aplicado o vácuo para que o pistão tenha aderência e conjugue ao sistema de *topcap* do corpo de prova.

Ao controlar o fluxo da válvula, objetiva-se o lento acionamento e a saída de água, para que se aplique a sucção sem haver perdas de pressão na câmara. A partir do instante em que não há mais indício de saída de água pela válvula, assume-se que o pistão e o *topcap* estão totalmente aderidos (Figura 3.23d).

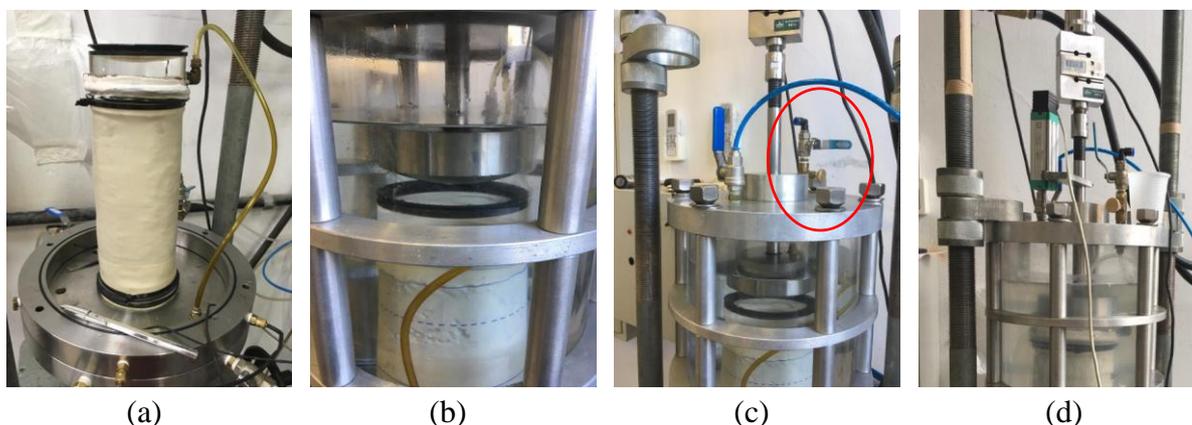


Figura 3.23: Etapas da montagem de ensaio e do sistema *suction cap*.

- a) *Top-cap* e fixação dos o’rings b) Ajuste de espaçamento entre pistão e cabeçote acoplado ao corpo de prova. c) Válvula controladora do sistema *suction cap*. d) Fixação da câmara triaxial (CARRETTA, 2018)

Na etapa seguinte, procede-se com a fixação dos anéis de reação, como pode ser observado na imagem anterior (Figura 3.23d). Esses anéis possuem a finalidade de garantir que não haja movimentação da câmara durante a extensão axial.

A partir de então, inicia-se a fase de aplicação do carregamento axial, fechando a drenagem da amostra para início da aplicação das cargas cíclicas. Esse processo se dá de forma diferente ao ensaio triaxial monotônico. Sendo realizado de forma não drenada, faz-se o cisalhamento sob a forma de tensão controlada, aplicando-se as tensões desvio em trajetória senoidal. Metade da

amplitude da onda senoidal é aplicada na forma de extensão e a outra metade na forma de compressão. A aplicação do carregamento cíclico ocorre com ondas de carregamento atuando em frequência única de 0,1 Hz em diferentes amplitudes de tensão, conforme já ilustrado.

3.3.4.1 Trajetória p' constante

Para os ensaios que empregaram as trajetórias de p' constante previamente à aplicação de carregamento cíclico, realizou-se o procedimento incrementando a tensão axial de compressão através de carga aplicada pelo cilindro pneumático. Nesse tipo de trajetória, a tensão efetiva média deve ser mantida constante, o que ocorre em função da redução da tensão confinante ao passo em que há incremento de tensão desvio. Para que essa compensação seja viável é necessário que as válvulas de drenagem permaneçam abertas, permitindo a variação volumétrica da amostra, a qual é monitorada pelos sensores de medidas internas de deformação e pelo medidor volumétrico externo.

Durante o programa experimental, cada ensaio foi executado com a aplicação de incrementos de 0,5 kPa/min, até que fosse atingida a tensão desvio alvo, para que assim se prosseguisse com a etapa do carregamento cíclico.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Nessa seção, são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples para definição da dosagem, dos ensaios de compressão isotrópica, dos ensaios triaxiais monotônicos e todas as variáveis resposta a esses relacionadas e, por fim, dos ensaios triaxiais cíclicos e as devidas análises no que tange aos objetivos da pesquisa.

4.1 ENSAIOS PARA DEFINIÇÃO DA DOSAGEM

Tendo executado os ensaios de resistência à compressão simples, a fim de constituir uma curva característica $q_u \times \eta/C_{iv}^{0,28}$, e efetuar a definição da dosagem empregada no trabalho, apresentam-se os resultados obtidos na Figura 4.1 e na Tabela 4.1.

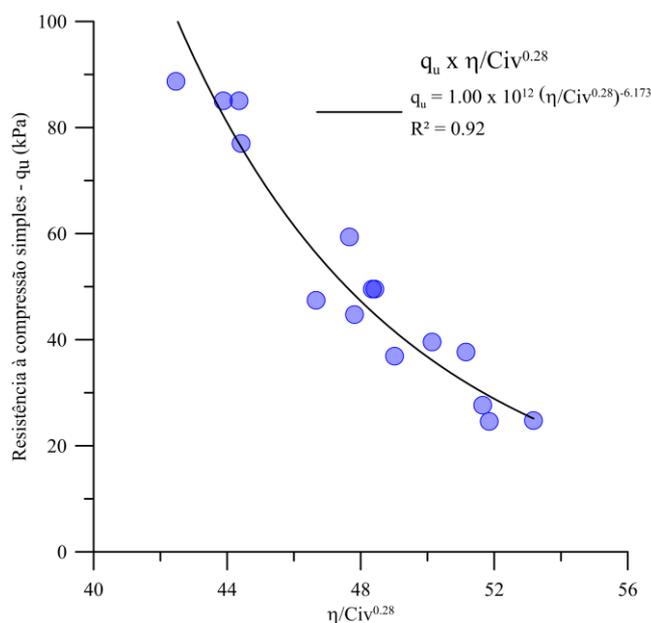


Figura 4.1: Resultados de resistência à compressão simples para os corpos de prova moldados

Para que se constituísse um material de baixa cimentação, foi necessário empregar elevados índices de vazios a fim de se atingir resistências compatíveis com solos fracamente cimentados. Com isso, dado o elevado índice de vazios das amostras moldadas, encontrou-se dificuldade na moldagem precisa das mesmas, conforme projetado. Contudo, ao utilizar a ferramenta de dosagem que relaciona a porosidade e o teor volumétrico de cimento, pode-se construir uma curva característica para o material a ser estudado.

A partir a curva proposta e considerando a variação das tensões de cura a serem aplicadas às amostras para os ensaios triaxiais, optou-se por utilizar um índice $\eta/C_{iv}^{0,28} = 52,4$, a fim de garantir que as amostras moldadas representassem solos de baixa cimentação, uma vez que a resistência à compressão simples prevista para esse valor de $\eta/C_{iv}^{0,28}$ é igual a 27 kPa. Com a consequente variação do índice de vazios, em função das diferentes tensões de cura, poderá se atingir menores valores de $\eta/C_{iv}^{0,28}$ e, por conseguinte, maiores resistências.

Uma vez definido o $\eta/C_{iv}^{0,28} = 52,4$, optou-se por atingir essa razão a partir do índice de vazios $e = 1,35$ e o teor de cimento de 4%. Da mesma forma, também se definiu o teor de umidade de moldagem em 20%. Conforme as classificações sugeridas por Rad e Clough (1982) e Hardingham (1994), essa dosagem classifica o solo estudado como fracamente cimentado. Pela classificação sugerida por Collins e Sitar (2009), o solo se caracteriza por fracamente cimentado.

Tabela 4.1: Corpos de prova moldados para definição da dosagem

| CP | Índice de vazios obtido (e) | γ_d (kN/m ³) | q_u (kPa) | $\eta/Civ^{0,28}$ |
|-----|-----------------------------|---------------------------------|-------------|-------------------|
| 1a | 1.255 | 11.754 | - | 50.539 |
| 2a | 1.302 | 11.513 | 27.658 | 51.653 |
| 3a | 0.947 | 13.609 | 88.713 | 42.468 |
| 4a | 1.139 | 12.389 | - | 47.674 |
| 5a | 1.139 | 12.392 | 59.378 | 47.665 |
| 6b | 1.444 | 10.841 | - | 54.857 |
| 7b | 1.230 | 11.885 | - | 49.938 |
| 8b | 1.238 | 11.841 | 39.572 | 50.136 |
| 9b | 1.192 | 12.089 | 36.904 | 49.014 |
| 10c | 1.310 | 11.471 | 24.599 | 51.849 |
| 11c | 1.324 | 11.405 | - | 52.158 |
| 12c | 1.280 | 11.620 | 37.677 | 51.153 |
| 13a | 1.165 | 12.238 | 49.554 | 48.348 |
| 14c | 1.368 | 11.190 | 24.764 | 53.175 |
| 15d | 1.114 | 12.536 | 85.058 | 44.357 |
| 16d | 1.116 | 12.522 | 77.006 | 44.417 |
| 17d | 1.095 | 12.651 | 85.058 | 43.883 |
| 18e | 1.289 | 11.578 | 49.554 | 48.424 |
| 19e | 1.261 | 11.718 | 44.742 | 47.813 |
| 20e | 1.211 | 11.986 | 47.438 | 46.664 |

4.2 CÁLCULOS E DEFINIÇÕES FUNDAMENTAIS

Ao apresentar os gráficos dos ensaios realizados no presente trabalho, são ilustrados dados na trajetória de tensões, indicados por q (tensão desvio) e p' (tensão efetiva média); dados de deformabilidade, como ε_s (deformação distorcional), ε_v (deformação volumétrica) e volume de vazios específico, indicado por v . Além disso, nos ensaios não drenados, pode-se indicar a variação de poropressão, dada pela simbologia Δu . Esses parâmetros podem ser calculados a partir das Equações 4.1, 4.2, 4.3, 4.4 e 4.5.

$$q = \sigma'_a - \sigma'_r \quad (\text{Equação 4.1})$$

$$p' = \frac{(\sigma'_a + 2\sigma'_r)}{3} \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_a - \frac{\varepsilon_v}{3} \quad (\text{Equação 4.3})$$

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2 \varepsilon_r) \quad (\text{Equação 4.4})$$

$$v = 1 + e \quad (\text{Equação 4.5})$$

Nas equações supracitadas, são:

σ'_a = tensão efetiva axial;

σ'_r = tensão efetiva radial;

ε_a = deformação total axial;

ε_r = deformação total radial;

ε_v = deformação total volumétrica;

e = índice de vazios.

Para os ensaios de compressão isotrópica, a proposição da linha isotrópica de compressão é proposta a partir da Equação 4.6.

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (\text{Equação 4.6})$$

Nessa equação, N representa a interseção do volume de vazios específico para $p' = 1$ kPa e λ representa o gradiente de inclinação da LIC.

Para análise da rigidez das amostras, calculou-se o módulo cisalhante secante e tangente, conforme as equações 4.7 e 4.8.

$$G_{\text{sec}} = \frac{q}{3 \varepsilon_s} \quad (\text{Equação 4.7})$$

$$G_{\tan} = \frac{\Delta q}{3 \Delta \varepsilon_s} \quad (\text{Equação 4.8})$$

Ao calcular os parâmetros necessários para a demonstração gráfica do comportamento do solo residual cimentado, nas etapas seguintes, realizou-se a correção de área das amostras por ruptura do tipo embarrigamento, conforme sugerido por La Rochelle (1988), uma vez que essa foi a forma identificada após o cisalhamento de todos os ensaios executados, a exemplo da Figura 4.2.



Figura 4.2: Forma típica do corpo de prova após os ensaios

Para determinar os parâmetros de resistência do solo, coesão efetiva (c') e ângulo de atrito interno efetivo (ϕ'), foram utilizadas correlações de ajuste das envoltórias de resistência no espaço $p' \times q$, conforme critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e sugerido por Wood (1994), Figura 4.3.

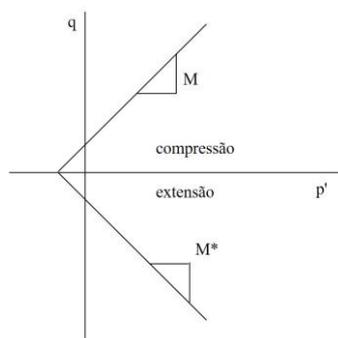


Figura 4.3: Envoltória de resistência para o critério de Mohr-Coulomb (adaptado de WOOD, 1994)

Para a Figura 4.3, M corresponde à Equação 4.9 e indica a relação entre q e p' na envoltória de resistência à compressão:

$$M = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad (\text{Equação 4.9})$$

No ponto em que a envoltória de resistência toca o eixo das ordenadas, para $p' = 0$, tem-se um valor específico de q e o intercepto coesivo (c') pode ser determinado a saber da Equação 4.10 dada por Wood (1994):

$$\frac{q}{p' + c' \cotg \phi'} = \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} = M \quad (\text{Equação 4.10})$$

Isolando c' , considerando q um valor conhecido e $p' = 0$, tem-se a Equação 4.11.

$$c' = \frac{q}{M + \cotg \phi'} \quad (\text{Equação 4.11})$$

4.3 ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÔNICOS

Foram realizados os 12 primeiros ensaios triaxiais monotônicos, além de um único ensaio executado somente até a fase de compressão isotrópica, conforme demonstrado no item 3.1.2, Tabela 3.2. Nesta seção, são descritos, primeiramente, os cálculos e definições fundamentais para a análise dos resultados. A seguir, são expostas algumas considerações iniciais a respeito das decisões da pesquisa e do controle das amostras analisadas, seguido da exposição do resultado dos ensaios que ilustram o comportamento do solo fracamente cimentado estudado.

Os resultados dos ensaios triaxiais monotônicos foram interpretados através dos dados obtidos nas etapas de compressão isotrópica e cisalhamento. No cisalhamento, estão englobadas análises das curvas tensão-deformação, deformação distorcional-deformação volumétrica e deformação distorcional-variação de poropressão no que tange aos ensaios drenados e não drenados curados sob tensão; ao efeito da cura sob tensão; ao efeito da tensão confinante em uma mesma tensão de cura e ao efeito da tensão de cura para diferentes tensões de

confinamento. Também são apresentados resultados a respeito das superfícies de plastificação das envoltórias de resistência.

4.3.1 Considerações iniciais

Tendo em vista o que já fora elencado nos trabalhos aqui já citados, desenvolvidos Consoli et al. (2000); Rotta et al (2003); Dalla Rosa et al. (2008); Marques (2016); Marques et al. (2019); e Marques et al. (2021), entre outros autores, cabe ressaltar que grande parte do efeito que a cura sob tensão demonstra nos ensaios em amostras cimentadas se deve ao diferente índice de vazios que o corpo de prova atinge quando se impõe a ele uma tensão de confinamento de cura. Essa redução de vazios é tão maior quanto maior é a tensão aplicada, proporcionando menores índices de vazios, maior quantidade de pontos de contato, um arranjo estrutural mais compacto e, por consequência maior número de ligações cimentantes. Conjectura-se, assim uma estrutura cimentada de maior resistência, rigidez e amplitude da superfície de plastificação. Por esse motivo, optou-se pela moldagem de todas as amostras em uma única dosagem, a qual atingisse aproximadamente o mesmo índice de vazios, de tal forma que esse valor variasse conforme a tensão efetiva aplicada durante a fase de cura ou de consolidação.

Com o objetivo de avaliar o comportamento de um solo fracamente cimentado sob a aplicação de carregamento cíclico, destaca-se a importância do uso da cura sob tensão, no intuito de preservar a estrutura cimentada e avaliar o real comportamento do solo, tal como se dá em campo. É fundamental o uso da cura sob tensão para que se possa trabalhar com tensões acima da tensão de plastificação da estrutura cimentada a ser estudada, tal como já demonstrado por diversos autores. Isso porque tensões acima da tensão de plastificação originam a desestruturação do arranjo dos grãos, induzindo a um comportamento mais deformável e menos resistente, o qual não representa de forma fidedigna o desempenho do solo cimentado *in situ*.

Assim, foram analisados todos esses aspectos em relação à cura sob tensão, à estrutura cimentante formada e às tensões a serem aplicadas em ensaios monotônicos, de forma a caracterizar todos os efeitos que pudessem exercer impacto sobre a fraca cimentação durante os ensaios cíclicos. Para isso, monitorou-se o índice de vazios das amostras na moldagem, após a cura, após a consolidação – para aqueles corpos de prova sujeitos à essa etapa -, constituindo, dessa forma, a Tabela 4.2 apresentada a seguir. A tabela apresenta os índices de vazios de

moldagem, após a cura e após a consolidação. De forma a facilitar as análises, empregaram-se duas razões que relacionam o índice de vazios de cura e o de moldagem, bem como o índice de vazios após a compressão isotrópica e o de moldagem. Assim, chama-se ζ a primeira razão e κ a segunda, conforme demonstram a Equação 4.12 e Equação 4.13.

$$\zeta = e_{\text{cura}}/e_{\text{moldagem}} \quad (\text{Equação 4.12})$$

$$\kappa = e_{\text{CI}}/e_{\text{moldagem}} \quad (\text{Equação 4.13})$$

Tabela 4.2: Índice de vazios atingidos pelas amostras após a fase de cura e/ou consolidação

| Ensaio | p'_{cura} (kPa) | $p'_{\text{consolidação}}$ (kPa) | e_{mold} | $\eta/\text{Civ}^{0.28}$ (mold) | e_{cura} | $\eta/\text{Civ}^{0.28}$ (cura) | ζ | e_{CI} | $\eta/\text{Civ}^{0.28}$ (CI) | κ |
|------------|--------------------------|----------------------------------|-------------------|---------------------------------|-------------------|---------------------------------|---------|-----------------|-------------------------------|----------|
| M000(100)U | 0 | 100 | 1,32 | 51,67 | 1,32 | 51,67 | 1,00 | 1,18 | 46,30 | 0,89 |
| M000(200)U | 0 | 200 | 1,35 | 52,51 | 1,35 | 52,51 | 1,00 | 1,10 | 46,98 | 0,81 |
| M000(400)U | 0 | 400 | 1,34 | 52,21 | 1,34 | 52,21 | 1,00 | 0,93 | 41,71 | 0,70 |
| M100(100)D | 100 | 100 | 1,39 | 53,27 | 1,35 | 52,54 | 0,98 | - | 52,54 | 0,98 |
| M100(100)U | 100 | 100 | 1,38 | 53,10 | 1,35 | 52,35 | 0,98 | - | 52,35 | 0,98 |
| M200(200)D | 200 | 200 | 1,35 | 52,36 | 1,29 | 51,01 | 0,96 | - | 51,01 | 0,96 |
| M200(200)U | 200 | 200 | 1,34 | 52,54 | 1,26 | 50,73 | 0,94 | - | 50,73 | 0,94 |
| M100(200)U | 100 | 200 | 1,41 | 53,78 | 1,38 | 53,03 | 0,98 | 1,34 | 52,18 | 0,95 |
| M400(400)D | 400 | 400 | 1,36 | 52,77 | 1,19 | 48,55 | 0,87 | - | 48,55 | 0,87 |
| M400(400)U | 400 | 400 | 1,35 | 52,42 | 1,17 | 48,03 | 0,87 | - | 48,03 | 0,87 |
| M200(400)U | 200 | 400 | 1,33 | 51,87 | 1,26 | 50,36 | 0,95 | 1,17 | 48,20 | 0,88 |
| M100(400)U | 100 | 400 | 1,45 | 54,74 | 1,42 | 54,07 | 0,98 | 1,25 | 50,00 | 0,86 |
| CI400(600) | 400 | 600 | 1,37 | 52,98 | 1,16 | 47,86 | 0,84 | 1,10 | 46,20 | 0,80 |

As amostras foram unicamente curadas; ou curadas e após consolidadas em compressão isotrópica até tensões de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Cabe ressaltar que, para os casos em que não se executou a etapa de compressão isotrópica após a cura, tem-se que $\zeta = \kappa$. Para o incremento de tensão nas amostras sujeitas à cura sob tensão, fez-se um único incremento de tensão efetiva (p') e monitoraram-se as deformações apresentadas pelo corpo de prova, utilizando os sensores internos de deformação. Esse procedimento se deu em um único

incremento de tensão, de forma rápida, em função da necessidade de impedir que as reações do cimento iniciassem antes da aplicação da tensão confinante final. Assim, as deformações foram aferidas e monitoradas até que estivessem cessadas após o incremento de tensão.

Observou-se, então, que as maiores reduções de índice de vazios durante a cura se deram, como esperado, para as amostras curadas sob maiores tensões de confinamento. Pode-se observar que aquelas amostras curadas sob a mesma tensão, demonstraram redução do índice de vazios em relação ao índice de vazios de moldagem (ζ ou κ) semelhante, conforme ilustra a Figura 4.4. Contudo, as amostras curadas sob condições de pressão atmosférica, apresentaram redução do índice de vazios consideravelmente maior em relação àquelas amostras curadas sob a mesma tensão à qual se impôs, por compressão isotrópica, aos corpos de prova de cura atmosférica.

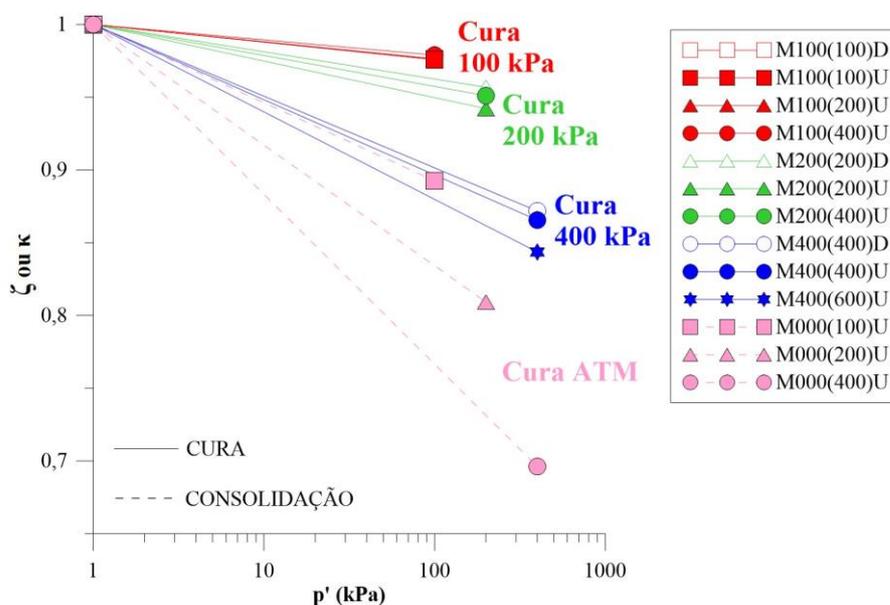


Figura 4.4: Relação entre índice de vazios final e índice de vazios de moldagem para as tensões de cura aplicadas

Plotados graficamente na Figura 4.5, estão o índice de vazios em relação ao índice de vazios de moldagem (ζ ou κ), em função do incremento de tensão confinante durante os processos de simples cura e cura seguida de consolidação até a tensão confinante meta para o cisalhamento. Observa-se, então, a variação do índice de vazios para os incrementos de tensão confinante de 100 kPa (Figura 4.5 – (a)), 200 kPa (Figura 4.5- (b)) e 400 kPa (Figura 4.5 (c)). Verifica-se que, à exceção da cura sob tensão atmosférica, as amostras tendem a uma mesma redução de índice

de vazios, independentemente se o processo de incremento de tensão confinante se dá na etapa de cura ou após, na etapa de consolidação. Pode-se dizer que, para uma mesma tensão efetiva final, atinge-se a mesma condição de índice de vazios, independente se o processo de incremento de tensão efetiva tenha sido pela cura sob tensão ou pela cura sob tensão seguida de consolidação em compressão isotrópica.

Como uma exceção do comportamento observado, destaca-se a cura atmosférica, na qual o corpo de prova atinge tendência de compressão mais acentuada, alcançando índices de vazios menores do que aqueles apresentados para uma mesma tensão efetiva final. Pode-se sugerir que a maior redução do índice de vazios para essas amostras em relação aos curados sob tensão se deve ao fato de que, os últimos, quando sofrem aplicação da tensão de confinamento, apresentam partículas de cimento livres no seu arranjo, as quais funcionam como finos, responsáveis pelo preenchimento dos vazios do solo, permitindo uma menor variação do índice de vazios. Nesse caso, o cimento, correspondente a 4% do teor volumétrico de sólidos, atua inicialmente como *filler*, até que ocorram as reações e a consequente cimentação dos pontos de contato. Já quando ocorre a cura sem tensão, o confinamento é aplicado em momento posterior, na compressão isotrópica, ao terceiro dia de cura, ou seja, quando as reações de cimentação já ocorreram e, portanto, não há mais partículas de cimento livres, para fins de preenchimento da estrutura. O que ocorre, então, é a quebra da estrutura formada pela cimentação, seguida de um rearranjo dos grãos em uma configuração mais compacta e com menor índice de vazios.

A exemplo, destaca-se uma amostra curada a 200 kPa de confinamento – M200(200)U -, como ilustrado na Figura 4.5 (b). O corpo de prova reduz aproximadamente 4% do seu índice de vazios, atingindo 96% do índice de vazios de moldagem. Ao comparar com uma amostra igualmente curada sob tensão de 200 kPa e após consolidada em compressão isotrópica até 400 kPa - M200(400)U, Figura 4.5 (c) -, verifica-se que há uma redução do índice de vazios semelhante ao das amostras simples e unicamente curadas sob tensão de 400 kPa, tal como M400(400)D e M400(400), atingindo em torno de 88% do índice de vazios de moldagem. Corroborando com essa análise, outra amostra ilustrada na Figura 4.5(c), M100(400)U, a qual foi curada sob tensão de confinamento de 100 kPa, atingindo índices de vazios próximos às aquelas simplesmente curadas a 100 kPa (relação 0,98). Ao ser submetida à consolidação por compressão isotrópica após o período de cura, observa-se que o seu índice de vazios tende,

assim como o corpo de prova M200(400)U, ao valor semelhante ao das amostras unicamente curadas sob tensão de 400 kPa (relação 0,86).

Ainda, pode-se observar que a maior redução do índice de vazios sofrida pelas amostras não se deu para a maior tensão de confinamento estudada (600 kPa) e sim para o ensaio realizado com cura atmosférica e consolidado até 400 kPa – M000(400) U. Essa amostra atingiu 70% do índice de vazios inicial, enquanto que a amostra submetida a maior tensão de confinamento (600 kPa) atingiu 80% do índice de vazios inicial. Isso se dá provavelmente porque, essa amostra – CI400(600), foi submetida à cura sob tensão de 400 kPa, a qual forneceu ao corpo de prova um arranjo estrutural menos compressível em função das ligações cimentantes originadas durante a cura sob tensão.

Com base nesses resultados, comprova-se a importância do efeito que a cura sob tensão produz sobre o arranjo estrutural de um corpo de prova cimentado. Cabe também, atentar-se ao fato de que foram atingidas as mesmas condições de consolidação, em um índice de vazios relativamente semelhante para as amostras conduzidas a uma mesma tensão efetiva prévia ao cisalhamento. Porém, o trabalho demonstra, no subitem a seguir, em resultados de compressão isotrópica que, embora se atinjam semelhantes índices de vazios, as amostras curadas a tensões menores do que a tensão de plastificação, tem sua estrutura desfeita, quando submetidas a tensões maiores durante a etapa seguinte de consolidação refletindo em consequências sobre a resistência, rigidez e deformabilidade. Depreende-se, dessa forma, que somente a cura sob tensão é capaz de conduzir o corpo de prova a tensões maiores do que a tensão de plastificação, sem que se produzam efeitos no comportamento do material devido à quebra da estrutura cimentada.

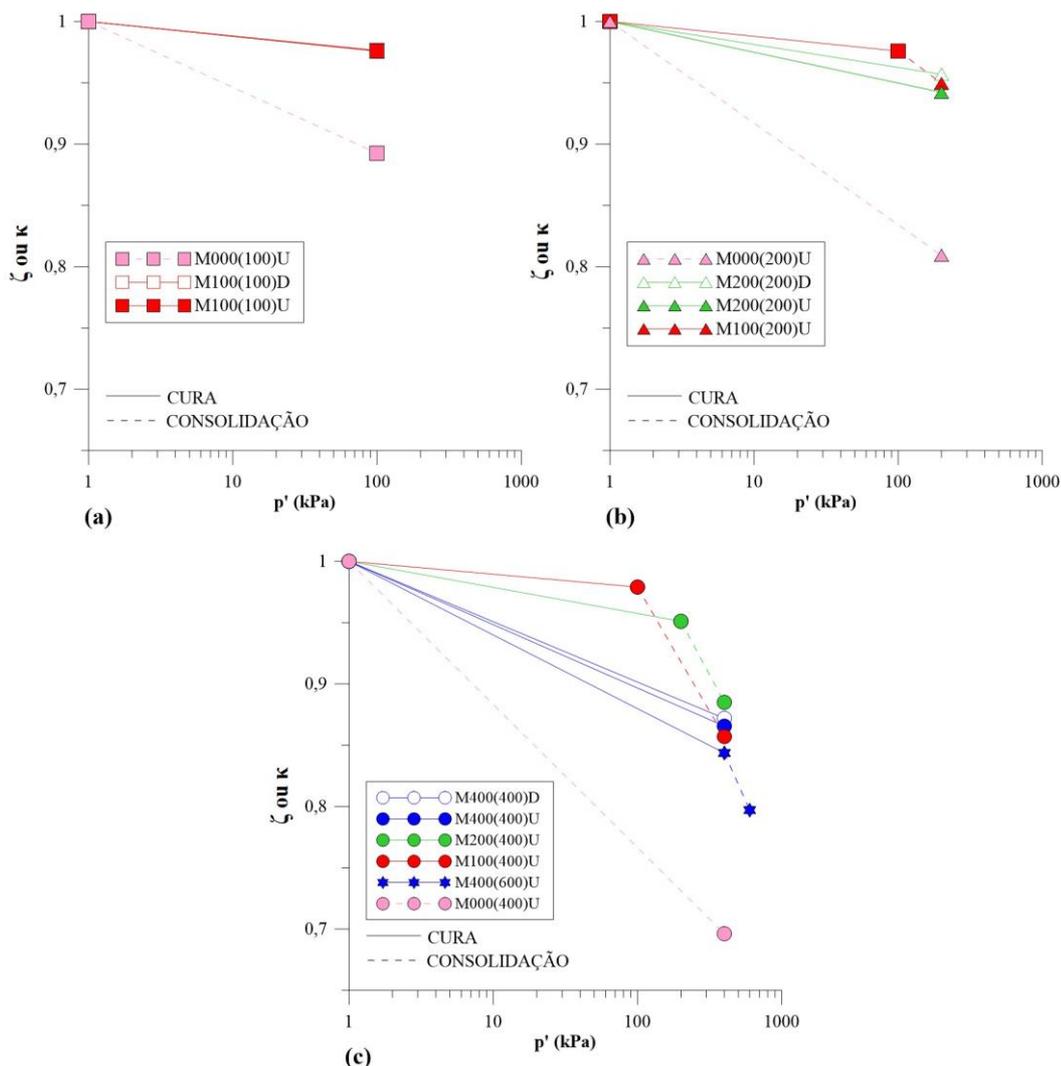


Figura 4.5: Relação entre índice de vazios final e índice de vazios de moldagem para as amostras curadas e a seguir consolidadas a uma mesma tensão. (a) amostras até 100 kPa; (b) amostras até 200 kPa; (c) amostras até 400 kPa e uma amostra até 600 kPa

4.3.2 Compressão isotrópica

Todos os ensaios realizados contaram com, pelo menos, uma etapa de compressão isotrópica, seja durante a cura, realizada sob tensão, ou na etapa que imediatamente antecedia o cisalhamento. Ainda, alguns ensaios foram compostos pelas duas fases, de cura, seguida de compressão isotrópica até que se iniciasse o cisalhamento. Além dos resultados apresentados

anteriormente, a Figura 4.6 apresenta os dados obtidos na compressão isotrópica para as amostras curadas sob tensão atmosférica (M000(100)U; M000(200)U; M000(400)U), para as curadas sob tensão de 100 kPa e após consolidadas a 200 kPa e 400 kPa (M100(200)U e M100(400)U) -, para as curadas a 200 kPa e consolidadas a 400 kPa (M200(400)) -, e, por fim, para aquela amostra que foi sujeita à cura a 400 kPa e à compressão isotrópica até 600 kPa (CI400(600)). Os resultados estão plotados no espaço representado pelo volume de vazios específico (v) e tensão efetiva (p').

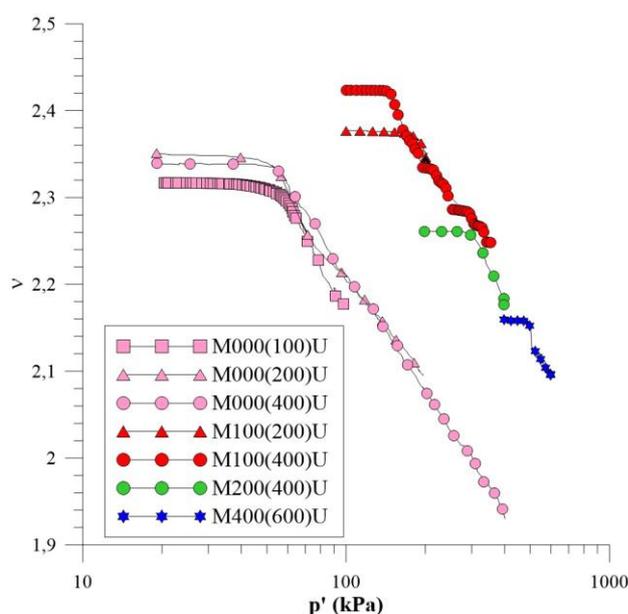


Figura 4.6: Evolução do volume de vazios específico em função do incremento de tensão confinante durante a compressão isotrópica

Para os ensaios com cura sob tensão atmosférica, observa-se, como comportamento comum às amostras, a mudança de comportamento após atingirem determinada tensão e a propensão à variação do volume de vazios específico semelhante para os incrementos seguintes de tensão efetiva. Os demais ensaios apresentam comportamento análogo, iniciando a compressão isotrópica com pequena variação no volume de vazios específico para as tensões mais baixas, até que atingem um nível de tensão no qual o comportamento é alterado, apresentando uma maior variação do volume de vazios específico com o aumento da tensão efetiva. Contudo, essa tensão que demarca a mudança de tendência das curvas, é maior conforme maior é a tensão de cura prévia à compressão isotrópica.

Ao normalizar o volume de vazios específico durante o ensaio, em função do volume de vazios de moldagem das amostras, é possível visualizar de forma mais clara a redução de vazios das amostras em relação à cura atmosférica, cura a 100 kPa, a 200 kPa e a 400 kPa, bem como o comportamento subsequente para cada amostra. Assim, apresenta-se o comportamento das amostras na Figura 4.7, agora para o volume de vazios específico normalizado (v/v_0) em função do incremento de tensão efetiva (p'). Conforme já demonstrado, a maior variação no volume de vazios se dá para as amostras curadas sob tensão atmosférica, seguida das amostras curadas sob tensão e consolidadas até 600 kPa, 400 kPa e, por fim, até 200 kPa.

Também é possível visualizar que as tensões que caracterizam a quebra da estrutura e o comportamento mais deformável são aproximadamente as mesmas para as amostras curadas nas mesmas condições, a exemplo das três amostras curadas sem tensão e das duas amostras curadas a 100 kPa. Essa tendência indica que há uma única tensão responsável pela desestruturação da matriz cimentada originada por cada tensão de cura. Conforme o proposto por autores como Leroueil e Vaughan (1990), Cuccovillo e Coop (1997) e aplicado por Rotta et al (2003), esse comportamento é típico dos materiais cimentados nos quais é possível afirmar que há um ponto representado por uma tensão que manifesta a plastificação da estrutura cimentada. Nas curvas apresentadas, o solo perde sua estrutura, proporcionada pela cimentação e passa a atuar como um material em sua condição desestruturada. Após esse ponto, acredita-se que o solo tende a uma mesma linha de compressão pós plastificação. Sugere-se ainda que essa linha seja a chamada linha isotrópica de compressão (LIC) para o material formado por esse nível de cimentação.

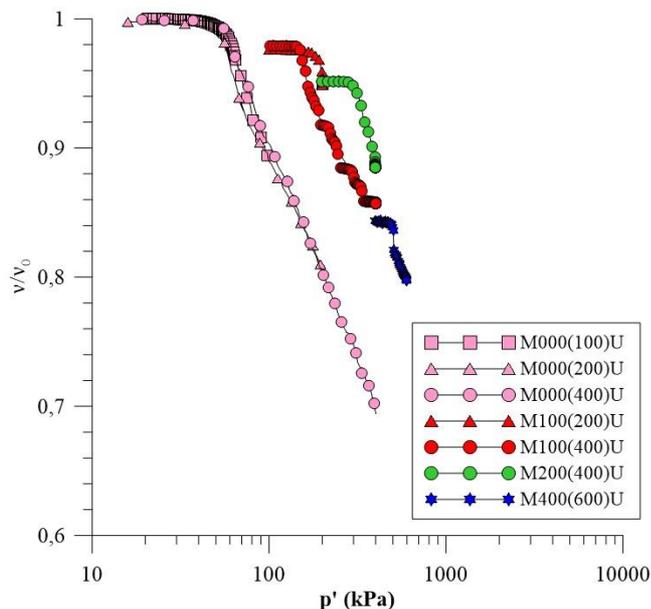


Figura 4.7: Evolução do volume de vazios específico normalizado em função do incremento de tensão confinante durante a compressão isotrópica

Assim sendo, propõe-se, nesse trabalho, a possibilidade de que as amostras curadas sem tensão, já tenham atingido a possível LIC (linha isotrópica de compressão) para a dosagem e o grau de cimentação empregado na pesquisa. Conforme sugere a literatura, a tendência é que, por apresentarem o mesmo material e a mesma cimentação, as amostras uma vez desestruturadas convergem a uma mesma LIC. Dessa forma, conclui-se que, por já se apresentarem em arranjo desestruturado, as demais amostras também atinjam a LIC quando sujeitas a maiores tensões. Pode-se pontuar que, embora ainda não coincidam em uma mesma curva, como as amostras sob cura atmosférica, as curvas dos demais ensaios já apresentam propensão em direção à LIC proposta, conforme apresenta a Figura 4.8.

Assim, a LIC proposta para o solo fracamente cimentado, estudado na presente pesquisa, pode ser descrita, conforme propõe a Equação 4.6, com os valores de N e λ estabelecidos e indicados na Equação 4.14 que segue:

$$v = 3,1184 - 0,1967 \ln p' \quad (\text{Equação 4.14})$$

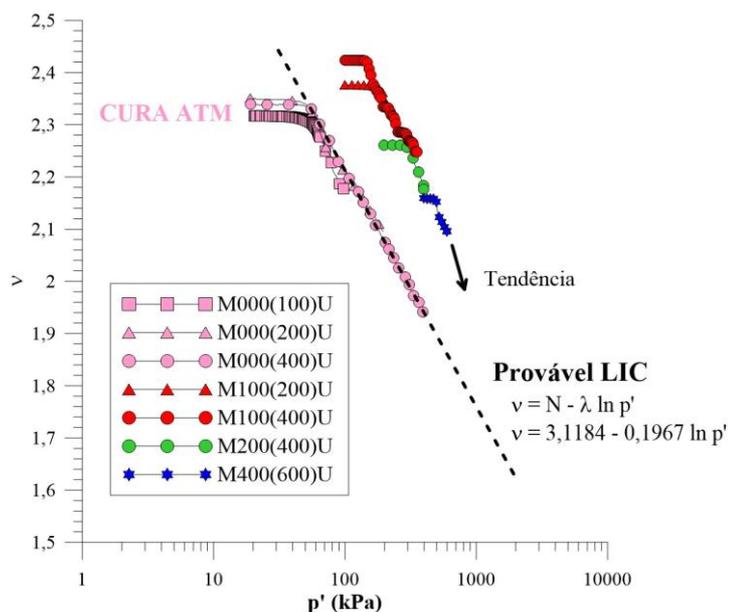


Figura 4.8: Proposição da linha isotrópica de compressão (LIC) do solo cimentado

4.3.3 Cisalhamento

Nessa seção, estão apresentados os resultados obtidos para todos os ensaios monotônicos realizados na pesquisa, quando se trata no seu comportamento durante a etapa de cisalhamento. Assim, se encontram plotados os espaços tensão desvio-deformação distorcional ($q \times \varepsilon_s$) para todos os ensaios; deformação volumétrica-deformação distorcional ($\varepsilon_v \times \varepsilon_s$), para os ensaios drenados e geração de poropressão-deformação distorcional ($\Delta u \times \varepsilon_s$) para os ensaios não drenados. A Figura 4.9 representa, de forma geral, todos os doze ensaios triaxiais monotônicos executados, incluindo os drenados e não drenados, os curados sob tensão e sem tensão. A seguir serão feitas análises focadas no comportamento tensão-deformação dos ensaios drenados e não drenados, na influência da cura sob tensão, na influência da tensão efetiva no cisalhamento e na influência da tensão aplicada na cura. Após, considerações a respeito da rigidez das amostras durante o cisalhamento serão tecidas no subitem.

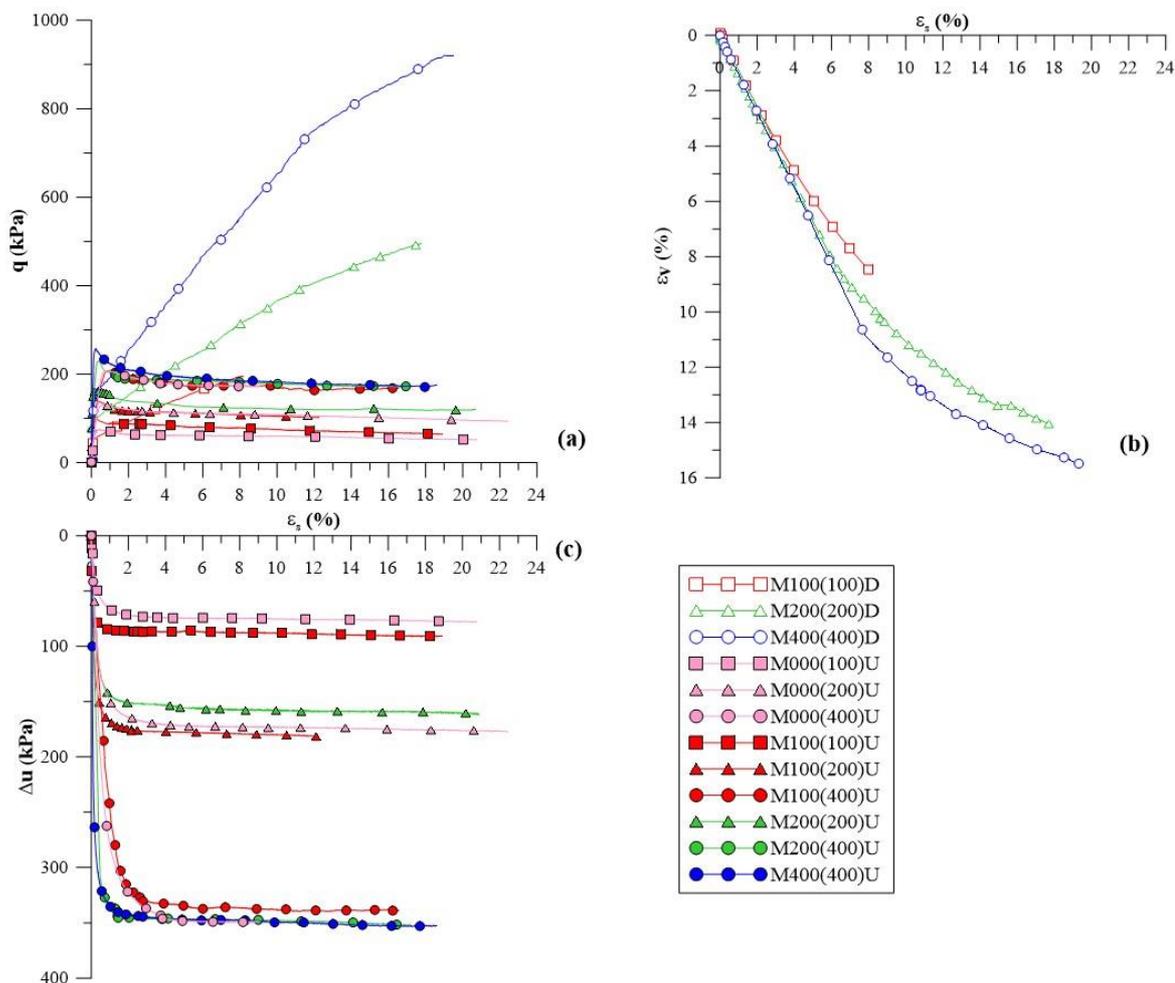


Figura 4.9: Resultados da etapa de cisalhamento para os doze ensaios realizados nos espaços tensão-deformação - $q \times \epsilon_s$ (a); deformação volumétrica-deformação distorcional para os ensaios drenados - $\epsilon_v \times \epsilon_s$ (b); e geração de poropressão-deformação distorcional para os ensaios não drenados - $\Delta u \times \epsilon_s$ (c)

4.3.3.1 Tensão-deformação

Ensaio drenados e não drenados curados sob tensão

Plotados na Figura 4.10, no espaço tensão desvio-deformação distorcional ($q \times \epsilon_s$) - Figura 4.10(a) e deformação volumétrica-deformação distorcional ($\epsilon_v \times \epsilon_s$) - Figura 4.10(b), estão os ensaios drenados, os quais foram curados sob as tensões de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa e, então cisalhados. Identificam-se curvas de tendência em formato correlato para as três amostras, em conformidade com o convencionalmente esperado. Ademais, observa-se que a tensão desvio maior é desenvolvida quanto maior é o confinamento imposto à amostra.

Cabe ressaltar que, nesses resultados se encontram associados os efeitos tanto das tensões de confinamento quanto do índice de vazios inicial de cada amostra, de forma que para cada corpo de prova se atingiu um índice de vazios em função da tensão efetiva de cura. Os ensaios com maior tensão de confinamento atingiram menores índices de vazios e, portanto, comportamento mais resistente. Conforme já apresentado, os corpos de prova tiveram o cisalhamento iniciado com índice de vazios de 1,35; 1,29 e 1,19 para as amostras curadas e cisalhadas a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa de confinamento, respectivamente. A redução do índice de vazios entre a moldagem e o início da cura foi de 98%, 96% e 87% para as três tensões estudadas.

Nesses ensaios, o comportamento *hardening* dos corpos de prova é destacado, demonstrando tensão desvio (q) crescente ao longo da ocorrência de deformação distorcional (ϵ_s) para todas as tensões de confinamento estudadas. Inicialmente, observa-se um comportamento mais rígido, em que as ligações cimentantes, as quais interconectam as partículas de solo, suportam a tensão aplicada durante o cisalhamento. Após, a matriz cimentante começa a sofrer fissuras com o aumento das deformações, até o momento em que ocorre sua desestruturação e a plastificação da cimentação. Com isso, em função da amostra apresentar elevado índice de vazios, as partículas de solo, apesar de terem as ligações cimentantes quebradas, sofrem contração. Essa contração origina um novo intertravamento entre os grãos em um arranjo mais compacto, o qual passa a suportar as solicitações, apresentando maior resistência, embora em uma rigidez inferior àquela apresentada anteriormente à plastificação. Um comportamento muito similar já havia sido demonstrado por Carretta et al. (2021) em ensaios triaxiais drenados para o solo residual de Passo Fundo no estado indeformado.

Quanto à deformação, os resultados apontam a tendência compressiva do material, em função do elevado índice de vazios e da baixa cimentação das amostras ensaiadas. No que cerne à deformação volumétrica, as amostras apresentam comportamento compressivo tanto maior quanto maior for a tensão de confinamento. Assim, ao final do ensaio, as amostras se apresentaram em um estado consideravelmente mais compacto, em formato cilíndrico semelhante ao inicial, com suave embarrigamento e sem qualquer formação de plano de cisalhamento, como ilustra a Figura 4.11.

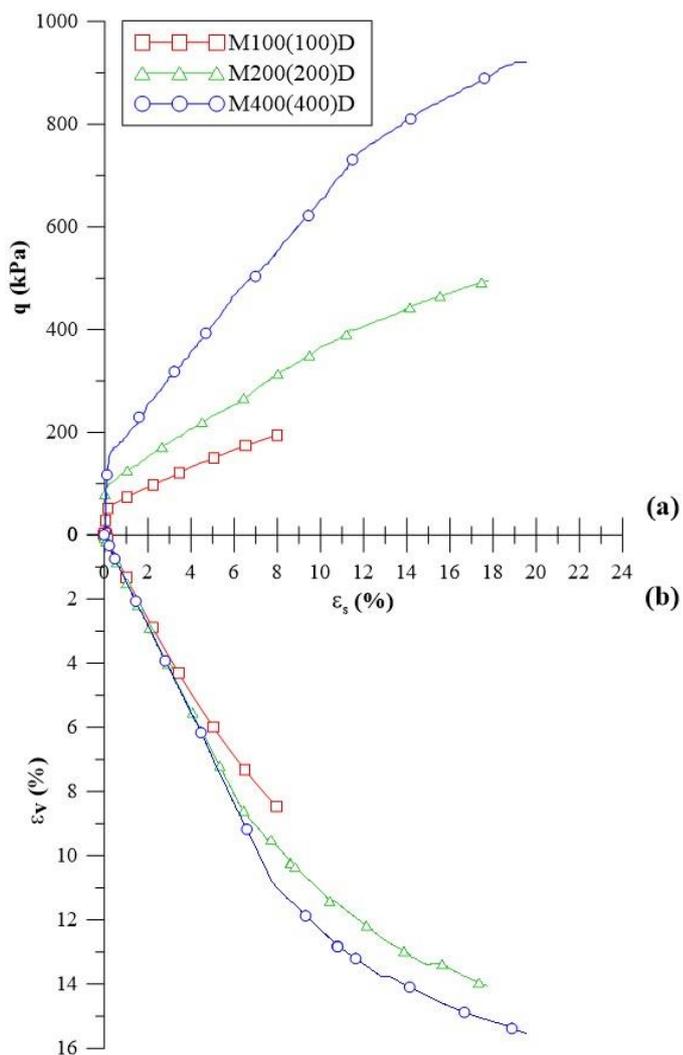


Figura 4.10: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \epsilon_s$ e deformação volumétrica-deformação distorcional – (b) $\epsilon_v \times \epsilon_s$ para os ensaios triaxiais drenados curados sob tensão

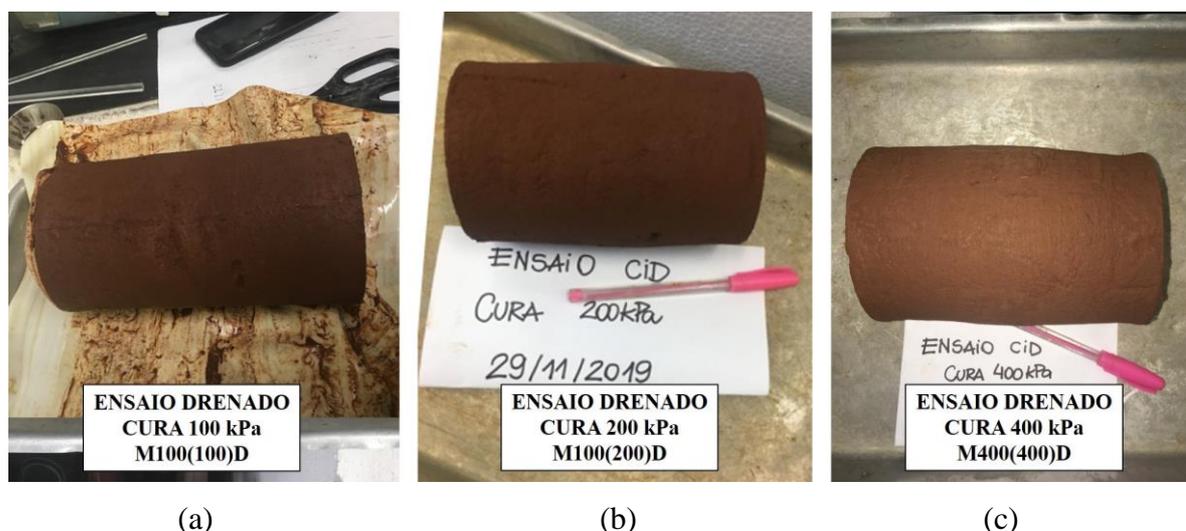


Figura 4.11: Corpos de prova após cisalhamento drenado – (a) Ensaio com cura a 100 kPa; (b) Ensaio com cura a 200 kPa e (c) Ensaio com cura a 400 kPa

Em caráter comparativo aos ensaios drenados, a Figura 4.12 mostra os resultados obtidos para os ensaios não drenados. As amostras foram curadas e após cisalhadas em 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Nesses ensaios é visível a distinção das curvas tensão-deformação em relação aos ensaios drenados. De modo geral, os três ensaios demonstram o mesmo formato as curvas tensão-deformação. Nota-se a presença, agora, de pico de resistência, sendo que a tensão desvio nesse ponto é mais elevada quanto maior é a tensão de confinamento. Para a variação de poropressão, as amostras demonstraram pressões positivas, indicando a mesma tendência a um comportamento compressivo. Por fim, ocorre o comportamento típico, no qual os maiores valores de $p'_{inicial}$ acarretam em maior poropressão gerada. Em detida análise aos corpos de prova após o cisalhamento, verificou-se a tendência ao embarrigamento de todas as amostras apresentadas nessas condições, assim como ilustrado na Figura 4.13, para a amostra M400(400)U.

Da mesma forma que para os ensaios drenados, nesses resultados, estão relacionados os efeitos do índice de vazios de cura e da crescente tensão de confinamento. O que significa dizer que a matriz cimentante para cada ensaio foi concebida sob diferentes condições de cura. Conforme já apresentado, amostras tiveram ensaio realizado com índice de vazios de 1,35; 1,28 e 1,17

para os ensaios de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, o que representa 98%, 94% e 87% do índice de vazios de moldagem, fixado em um mesmo valor, aproximadamente.

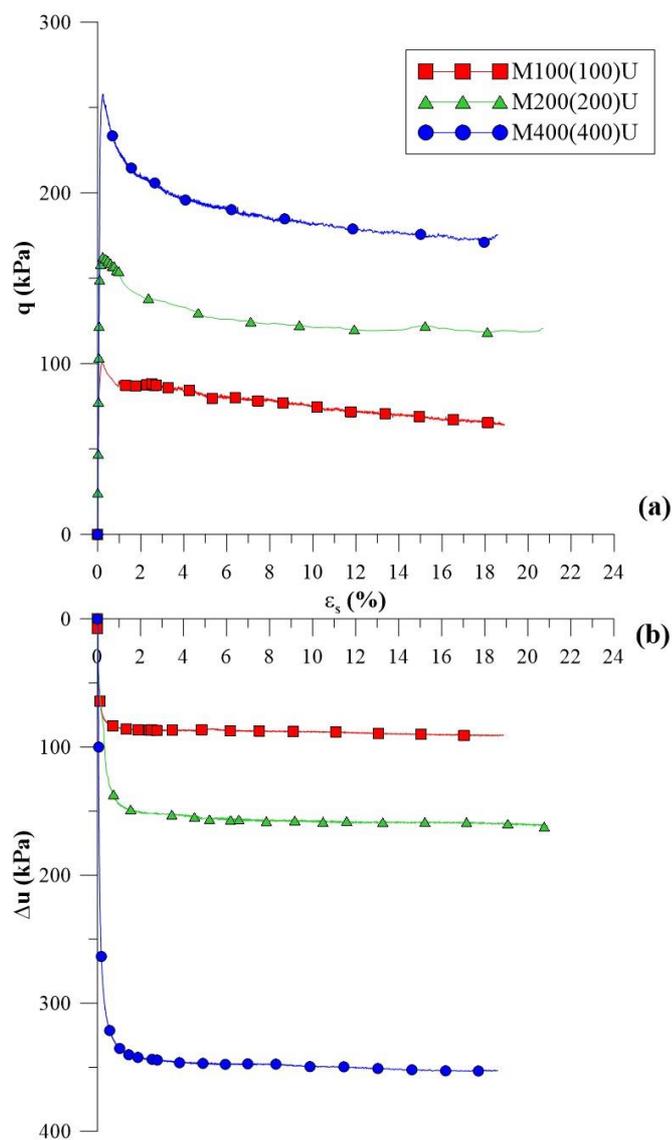


Figura 4.12: Comportamento tensão-deformação – (a) q x ϵ_s e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) Δu x ϵ_s para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão



Figura 4.13: Corpo de prova M400(400)U após o cisalhamento

Efeito da cura sob tensão

Em uma análise da influência da cura sob tensão no comportamento do material cimentado, apresentam-se na Figura 4.14 os ensaios de amostras curadas sem tensão, isto é, sob pressão atmosférica e cisalhados nas mesmas tensões dos ensaios anteriores 100kPa, 200 kPa e 400 kPa – para as amostras M000(100)U; M000(200)U; e M000(400)U. A Figura 4.15 demonstra os corpos de prova para cada ensaio realizado após cura atmosférica.

A Figura 4.14(a) representa os ensaios no espaço tensão-deformação ($q \times \varepsilon_s$), enquanto a Figura 4.14(b) ilustra a variação de poropressão em função da deformação distorcional ($\Delta u \times \varepsilon_s$). De forma a comparar o desempenho dessas amostras, estão plotados juntamente os ensaios com as mesmas tensões efetivas, contudo curados sob tensão e já apresentados na Figura 4.12.

Para as amostras curadas sob pressão atmosférica, observa-se que o comportamento tensão-deformação apresenta tendência análoga aos ensaios curados sob tensão, e formato semelhante para as curvas que demonstram o desempenho de cada amostra. Contudo, é relevante destacar que as tensões desvio de pico atingem valores inferiores às amostras curadas sob tensão. Na variação de poropressão, as amostras demonstraram a mesma tendência ao comportamento compressivo, gerando poropressão positiva. Assim como no comportamento tensão-deformação, verificou-se comportamento típico, no qual se desenvolve maior poropressão para as maiores tensões de confinamento. A medida de poropressão apresentada no pós-pico é aproximadamente equivalente àquela gerada pelos corpos de prova curados sob tensão, quando se considera uma mesma confinante.

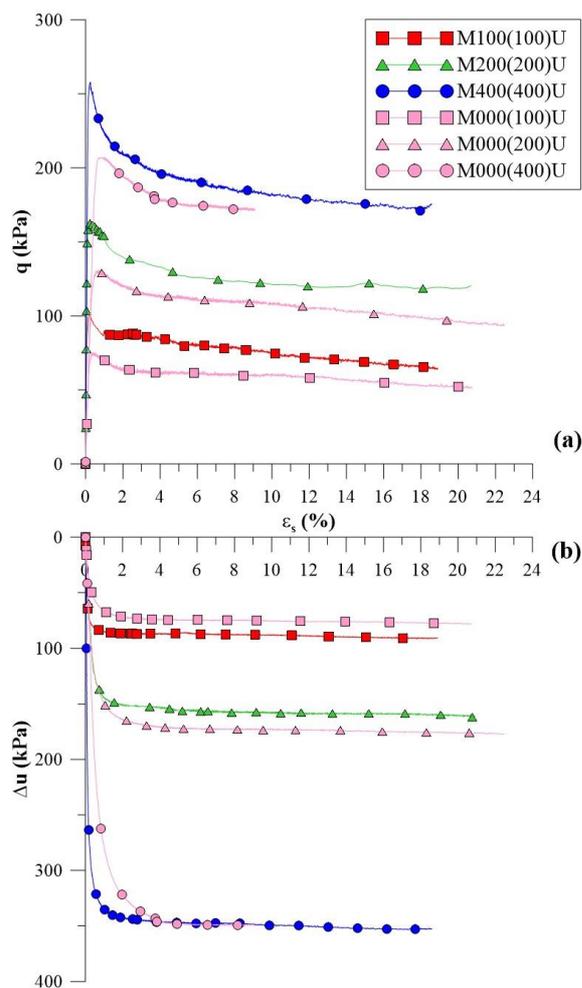


Figura 4.14: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \epsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \epsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão atmosférica em comparativo aos curados sob tensão



Figura 4.15: Corpos de prova cisalhados após cura atmosférica

Efeito da tensão confinante

Em prosseguimento às análises do comportamento tensão-deformação, elenca-se, nesse item o efeito da tensão confinante, avaliando por séries de amostras curadas em uma mesma tensão de cura e para cada tensão efetiva utilizada. Primeiramente, a Figura 4.16 demonstra os resultados para os ensaios M100(100)U, M100(200)U e M100(400)U, em amostras curadas a 100 kPa e cisalhadas a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. A Figura 4.17 apresenta os ensaios realizados em amostras curadas a 200 kPa e cisalhadas a 200 kPa e 400 kPa, representando os ensaios M200(200)U e M200(400)U. A Figura 4.18 ilustra que, mesmo com a tensão efetiva de ensaio maior que a tensão efetiva de cura, para aquelas amostras que passaram pela etapa de compressão isotrópica, a tendência de embarrigamento do corpo de prova é mantida, sem que haja formação de um plano de ruptura durante o cisalhamento.

Agora com efeito único da variação da tensão de confinamento, para uma mesma estrutura cimentada (100 kPa e 200 kPa), é possível avaliar o efeito da tensão de confinamento nos ensaios. Para ambas as tensões de cura houve comportamento trivial para ensaios triaxiais em amostras cisalhadas a diferentes tensões de confinamento em um mesmo material. Houve a ocorrência de pico de resistência para todas as amostras, mais pronunciado para aquelas cisalhadas a maiores tensões efetivas. Além disso, as maiores tensões efetivas proporcionaram as maiores tensões desvio de pico.

Conforme o convencional, a tendência é que quanto maior a tensão de confinamento, mais rígida é a resposta das amostras à aplicação de tensão desvio. Essa premissa se apresentou válida para os resultados apresentados nas Figura 4.16 e Figura 4.17. Contudo, existe aí uma associação de efeitos capaz de influenciar a rigidez dos corpos de prova. Esse efeito se dá pelo fato de que a estrutura cimentada das amostras dos ensaios M100(100)U e M200(200)U ainda está íntegra no início do cisalhamento, já que foram curadas e cisalhadas a uma mesma tensão. Para os demais ensaios M100(200)U; M100(400)U; M200(400), há a plastificação da estrutura, demarcada pela quebra da matriz cimentante ainda na compressão isotrópica, como já enunciado no item 4.3.2. Assim, a amostra tende a um comportamento menos rígido para as amostras curadas sob tensão abaixo da tensão de plastificação do material. Apesar disso, quando

se avalia em relação à tensão de confinamento, a tendência esperada ocorre para o trecho inicial do ensaio.

Em relação à geração de poropressão, a mesma tendência usual se observa. Há a geração de poropressão positiva, típica para materiais com elevado índice de vazios e baixo grau de cimentação. E também, quanto maior a tensão de confinamento, maior é a poropressão gerada pela amostra durante o cisalhamento, denotando uma maior tendência compressiva.

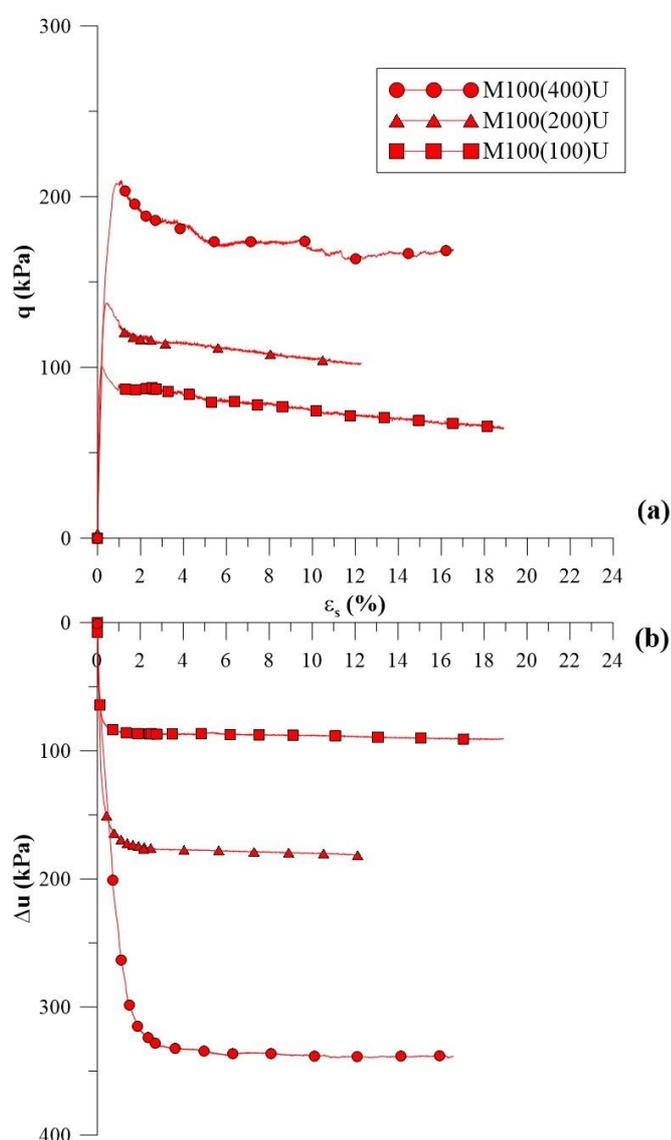


Figura 4.16: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \epsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \epsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão de 100 kPa

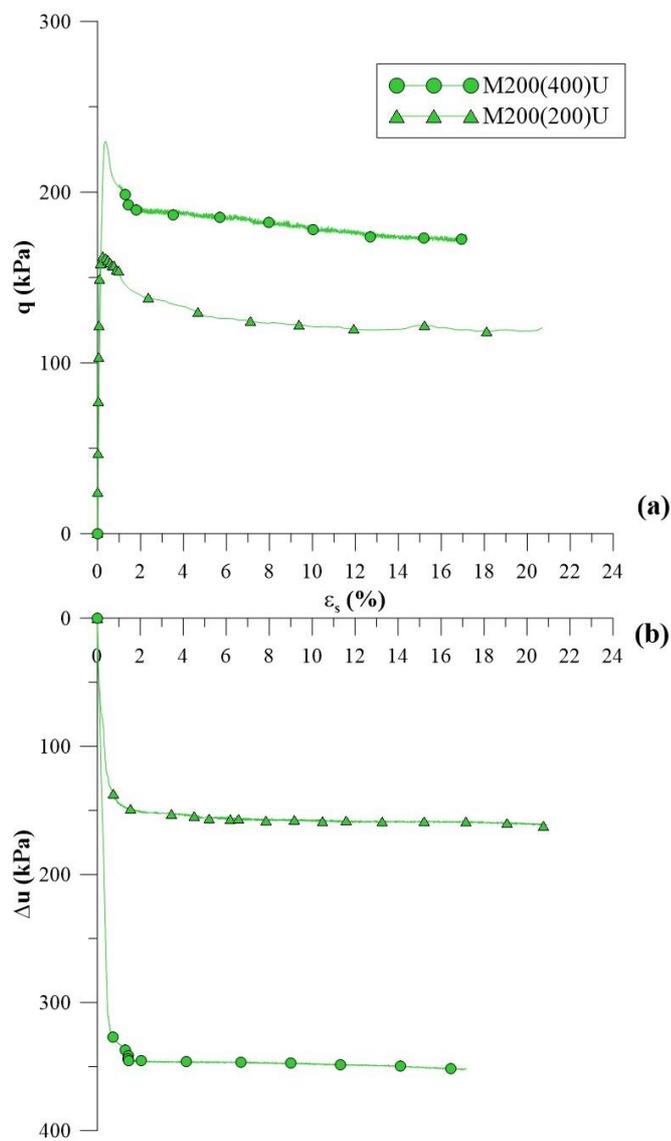


Figura 4.17: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \epsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \epsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados sob tensão de 200 kPa



Figura 4.18: Corpos de prova após o cisalhamento para ensaios com tensão efetiva maior que a tensão de cura

Efeito da tensão de cura

Por fim, com o intuito de avaliar o efeito da tensão de cura, plotou-se na Figura 4.19 os resultados dos ensaios curados a diferentes tensões e cisalhados todos com tensão efetiva inicial igual a 400 kPa ($p'_0 = 400\text{kPa}$). São quatro os ensaios capazes de representar esse efeito: aqueles curados sob pressão atmosférica e sob tensão de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, isto é, aqueles com identificação M000(400)U; M100(400)U; M200(400)U; e M400(400)U.

Foi possível observar que à medida em que se aumenta a tensão de cura, há um aumento na tensão desvio máxima resistida pelo corpo de prova - Figura 4.19 (a). As maiores tensões desvio são verificadas nas amostras curadas a 200 kPa e 400 kPa, respectivamente 255 kPa e 232 kPa. As curadas sob tensão de 100 kPa em cura atmosférica apresentaram tensão desvio de pico muito similar, sendo 210 kPa para a primeira e 208 kPa para a segunda. A Figura 4.20 demonstra, as tensões desvio máximas ($q_{\text{máx}}$) atingidas por cada amostra, em escala ampliada.

O comportamento observado é típico quando analisado conforme o que fora apresentado pelos autores Consoli et al. (2000) e Rotta et al. (2003). Segundo os autores, uma das principais influências da cura sob tensão no comportamento de amostras cimentadas se dá pela estrutura formada pelos grãos em função da variação do índice de vazios que a cura impõe à amostra, conforme a tensão utilizada. Assim, maiores tensões de confinamento durante a cura proporcionariam maior redução do índice de vazios, o que conseqüentemente gera maior número de pontos de contato para a formação da estrutura cimentada. Portanto, amostras com índice de vazios reduzido pela tensão de cura tendem a um comportamento diferenciado em

relação às amostras curadas a menores tensões - ou sem qualquer tensão -, tal como maior resistência e rigidez.

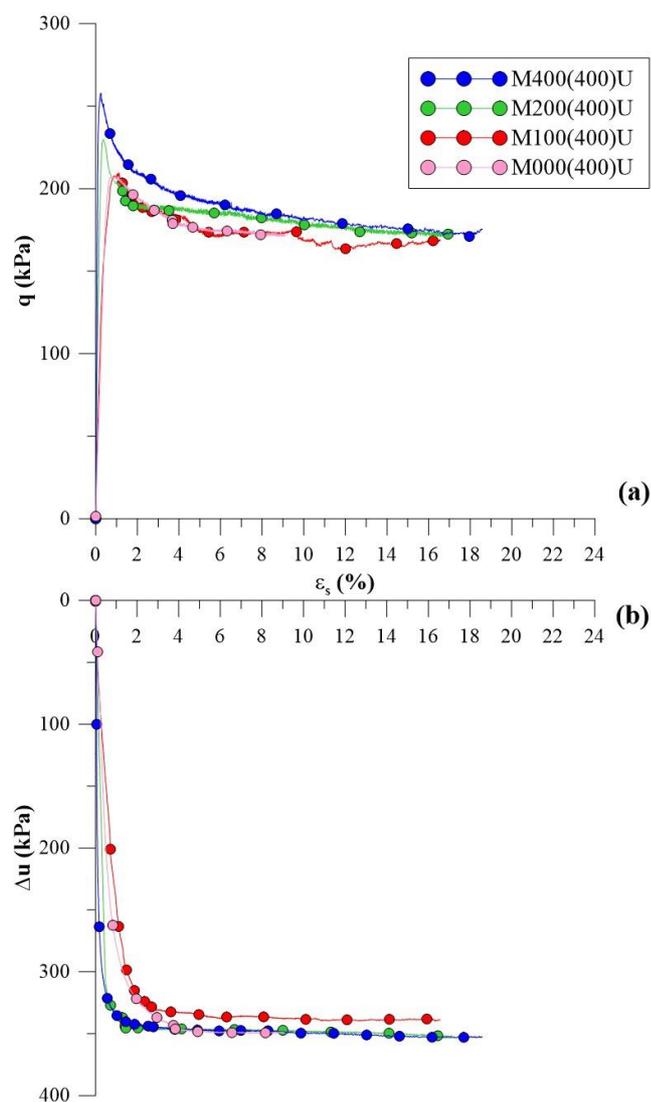


Figura 4.19: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \epsilon_s$ e geração de poropressão-deformação distorcional – (b) $\Delta u \times \epsilon_s$ para os ensaios triaxiais não drenados curados a diferentes tensões e cisalhados a 400 kPa

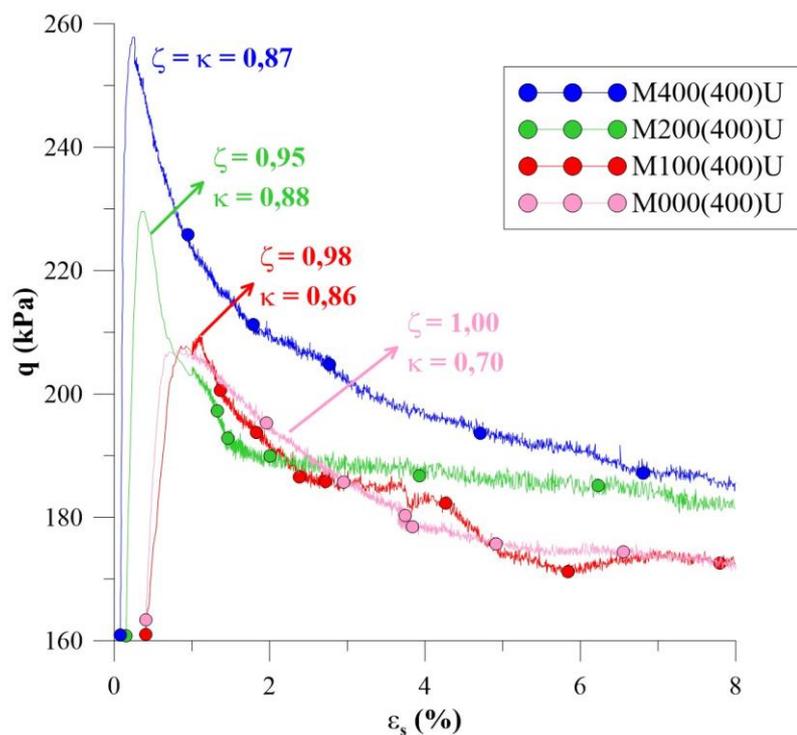


Figura 4.20: Comportamento tensão-deformação ($q \times \varepsilon_s$) em escala ampliada para os ensaios triaxiais não drenados curados a diferentes tensões e cisalhados a 400 kPa

A Figura 4.20 apresenta a relação que indica a redução do índice de vazios atingida durante a cura de cada amostra. Considera-se que a variação do índice de vazios, se caracteriza como a fundamental e provável razão para a ocorrência dos resultados e relações observados. É possível visualizar na figura, também, que as amostras curadas nas duas maiores tensões de confinamento apresentam um comportamento mais rígido, desenvolvendo maiores tensões desvio a menores deformações. Enquanto isso, na condição pós-pico, as amostras M000(400)U, M100(400)U desenvolvem tensões desvio muito semelhantes para as mesmas deformações, denotando uma possível tendência ao estado crítico. Pontua-se, nessa situação, que as três amostras foram cisalhadas acima da tensão de plastificação do material cimentado e, portanto, no início dessa fase já se encontravam na condição desestruturada.

Quando se trata das tensões similares para as duas amostras curadas com tensão de 100 kPa e sem tensão, também é possível sugerir as causas do comportamento por elas apresentado. Ora, o corpo de prova M000(400)U, por ter sido submetido à cura atmosférica, apresenta o mesmo

índice de vazios alvo da moldagem durante o processo de cimentação, indicando uma relação $\zeta = 1,0$. Já o corpo de prova M100(400)U sofreu redução do índice de vazios ao ser aplicada a tensão de cura de 100 kPa, ainda durante a fase de cimentação. Contudo, ao dar vistas a essa redução, verifica-se a relação $\zeta = 0,98$ para o corpo de prova curado a 100 kPa. Esse fato indica que a variação do índice de vazios é muito pouco significativa em relação à amostra curada sem tensão. Ademais, é relevante avaliar que a amostra curada sob tensão de 100 kPa sofreu plastificação ainda em fase de compressão isotrópica anterior ao cisalhamento, degradando assim a estrutura cimentada formada pelo arranjo dos grãos durante a cura. Com isso, ambas tendem a apresentar comportamento correlato.

Em relação à variação da poropressão, em função da deformação distorcional, os resultados apontam para um comportamento muito semelhante, independentemente do tipo e da tensão de cura empregados nos corpos de prova. A poropressão gerada em todos os ensaios é positiva e denota a tendência de compressão do solo, tal como ilustrado na Figura 4.19(b).

4.3.3.2 Rigidez

Os efeitos da rigidez das amostras durante o cisalhamento podem ser observados através dos gráficos a seguir apresentados, nos quais são plotados o módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ϵ_s). Devido à tendência de atingir valores muito baixos de módulo cisalhante após o pico de resistência, que ocorre para quase todas as amostras antes de 1% de deformação distorcional, optou-se por plotar os dados justamente até esse limite de deformação, a fim de avaliar a degradação da rigidez especialmente na fase inicial do cisalhamento.

Inicialmente, em relação ao efeito da cura sob tensão, é possível visualizar, na Figura 4.21, que esse tipo de cura proporciona maior rigidez a menores deformações do que as demais amostras, curadas sem tensão, ou ainda que as amostras curadas sob tensão e consolidadas a maiores tensões. Pode-se perceber que, quanto maior é a tensão de cura, maior é o módulo cisalhante tangente atingido pelo corpo de prova em deformações menores de 0,01%.

A respeito das amostras curadas sem tensão, as quais representam os ensaios M000(100)U, M000(200)U e M000(400)U, foram verificados módulos consideravelmente mais baixos do

que as demais, demonstrando a contribuição que a cura sob tensão exerce sobre a rigidez do material. Como comprovação, é possível observar menores módulos cisalhantes para as amostras as quais, embora curadas sob tensão, foram consolidadas a maiores tensões do que as de cura – ensaios M200(400)U; M100(400)U; e M100(200)U. Há uma similaridade nos valores de módulo cisalhante atingidos por essas amostras, fato que pode ser atribuído ao seu estado desestruturado, já que houve a perda da estrutura cimentada ainda na fase de compressão isotrópica, acarretando na redução da rigidez do solo durante o cisalhamento.

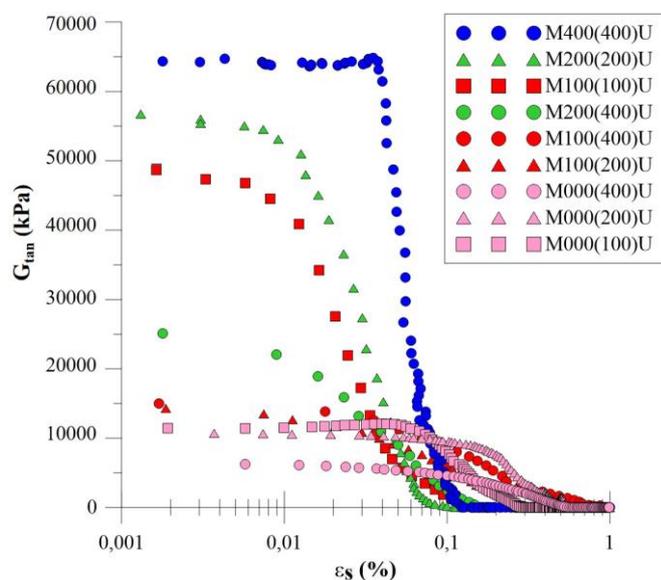


Figura 4.21: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ε_s) para amostras curadas com e sem tensão

Quando se realizam as análises do módulo cisalhante secante para amostras ensaiadas a uma mesma tensão de confinamento (mesmo p'_0), as quais atingem índice κ , muito semelhantes, embora curadas em diferentes tensões, observa-se a contribuição da estrutura cimentada na rigidez, mesmo que as amostras tenham sofrido redução de vazios muito semelhante na etapa que antecede o cisalhamento. Esse efeito pode ser visualizado nas figuras a seguir.

A Figura 4.22 apresenta o módulo cisalhante tangente, para valores de κ muito semelhante atingidos em amostras curadas a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. As amostras curadas a 100 kPa e 200 kPa tiveram sua estrutura cimentante formada sob tensão e, a seguir foram submetidas ao

confinamento de uma mesma tensão de 400 kPa em compressão isotrópica, atingindo κ de 0,86 e 0,88. Enquanto que a amostra curada a 400 kPa teve sua estrutura cimentada sob tensão e após, foi submetida ao cisalhamento, atingindo $\kappa = 0,87$. O que se destaca, nesse caso, é que mesmo as amostras atingindo condições semelhantes na redução de índice de vazios na consolidação, apenas a amostra curada sob tensão e cisalhada na mesma condição preserva a estrutura cimentada, manifestando módulo cisalhante consideravelmente maior do que as demais a pequenas deformações.

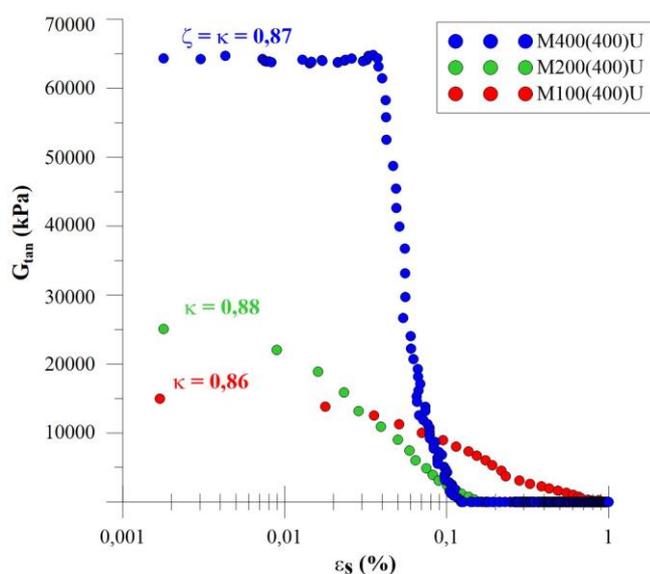


Figura 4.22: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ε_s) para amostras cisalhadas a uma mesma tensão de confinamento ($p'_0 = 400$ kPa)

O mesmo pode ser descrito pelos resultados representados na Figura 4.23, nos quais ambas as amostras, curadas a 100 kPa e 200 kPa, atingem índice κ de 0,95 e 0,94. A primeira, porém, atinge essa condição após etapas de cura e consolidação por compressão isotrópica, enquanto que a segunda tem sua cimentação formada somente na cura sob tensão. Esses dados permitem concluir que, embora se atinja a mesma razão κ entre índice de vazios de moldagem e índice de vazios inicial do cisalhamento, existe uma contribuição mais efetiva para a rigidez a pequenas deformações das amostras, demonstrada pelo módulo cisalhante mais elevado, quando as amostras são unicamente curadas sob tensão. Isso garante a conservação da estrutura cimentada que compõe o solo e reflete diretamente na rigidez do material.

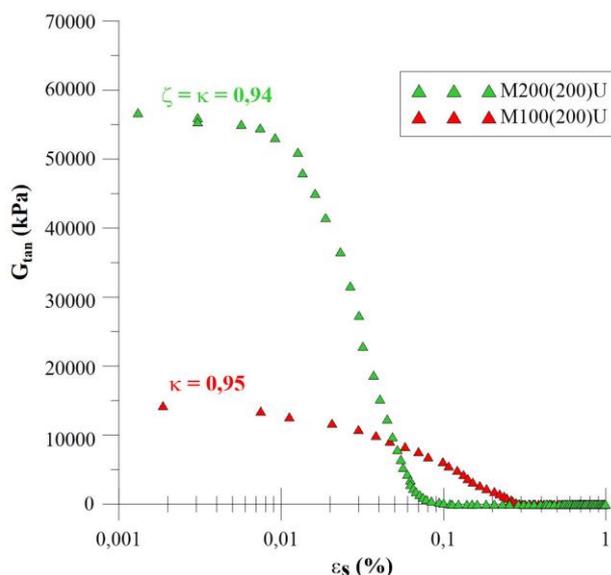


Figura 4.23: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ε_s) para amostras cisalhadas a uma mesma tensão de confinamento ($p'_0 = 200$ kPa)

A seguir, ao analisar os ensaios quando curados sob uma mesma tensão, apresenta-se a Figura 4.24 que ilustra os corpos de prova curados a 100 kPa (Figura 4.24 – a) e curados a 200 kPa (Figura 4.24 – b). O que os gráficos demonstram são módulos menores para aquelas amostras sujeitas à compressão isotrópica após a cura, para as deformações iniciais, quando comparados àquelas simplesmente curadas sob tensão, as quais apresentam os maiores valores de módulo cisalhante. Ainda, quando se elimina o efeito da tensão de confinamento durante o cisalhamento, isto é, analisando-se os ensaios curados sob tensões de 100 kPa e 200 kPa, porém cisalhados a uma mesma tensão ($p'_0 = 400$ kPa) verifica-se a influência da tensão de cura no comportamento apresentado. Ao dar vistas aos ensaios M100(400)U e M200(400)U, os quais atingem κ semelhantes (0,86 e 0,88), o que se observa é uma rigidez relativamente maior para aquele curado a uma tensão de confinamento maior, demonstrando que mesmo após a consolidação acima da tensão de quebra da estrutura cimentada, desfazendo os principais pontos de contato entre as partículas, o solo ainda preserva um arranjo mais estruturado e ligeiramente mais rígido quando curado a maiores tensões.

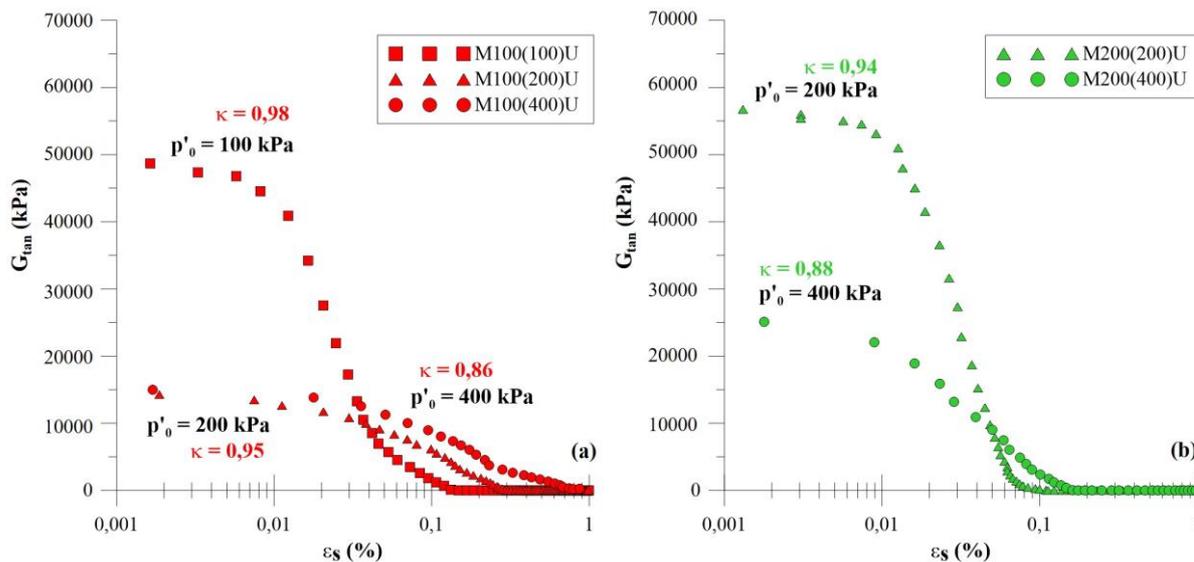


Figura 4.24: Módulo cisalhante tangente (G_{tan}) em função da deformação distorcional (ϵ_s) para amostras curadas a 100 kPa (a) e 200 kPa (b)

Por fim, em uma análise geral em relação ao módulo cisalhante tangente de todas as amostras ensaiadas, pode-se concluir que aquelas curadas a maiores tensões apresentam módulos maiores do que as curadas sem tensão, a pequenas deformações. A perda da estrutura cimentada, que ocorre em virtude do incremento de tensão confinante na fase de compressão isotrópica para cada amostra sujeita a essa etapa, origina um comportamento menos rígido, descrito por menores módulos cisalhantes, mesmo quando comparados com uma amostra que apresente a mesma relação κ . Ademais, é perceptível a tendência de exibir um estado mais rígido quanto maior for a tensão de cura, independente da tensão efetiva a qual a amostra é sujeita no início do cisalhamento, para a faixa de tensões analisada.

4.3.4 Trajetórias de tensão e envoltórias de resistência

Considerando, no presente trabalho, os quatro tipos de cura estudados, isto é, cura atmosférica, cura a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, foram plotadas, no espaço $p' \times q$, as trajetórias de tensão para cada tensão de cura. Além disso, propõe-se as envoltórias de resistência para cada tipo de cimentação originada, através do ajuste das retas que representam as envoltórias.

Para a cura atmosférica, são apresentados na Figura 4.25 as trajetórias de tensão dos ensaios com tensões confinantes de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Ao propor a envoltória de resistência das amostras, verifica-se um intercepto coesivo $c' = 1,5$ kPa e ângulo de atrito efetivo $\phi' = 35,3^\circ$, demonstrando que a resistência ao cisalhamento para essas amostras é comandada pela parcela de atrito, uma vez que a coesão é aproximadamente nula. Nesse caso, observa-se que as ligações cimentantes já foram desfeitas previamente à etapa de cisalhamento.

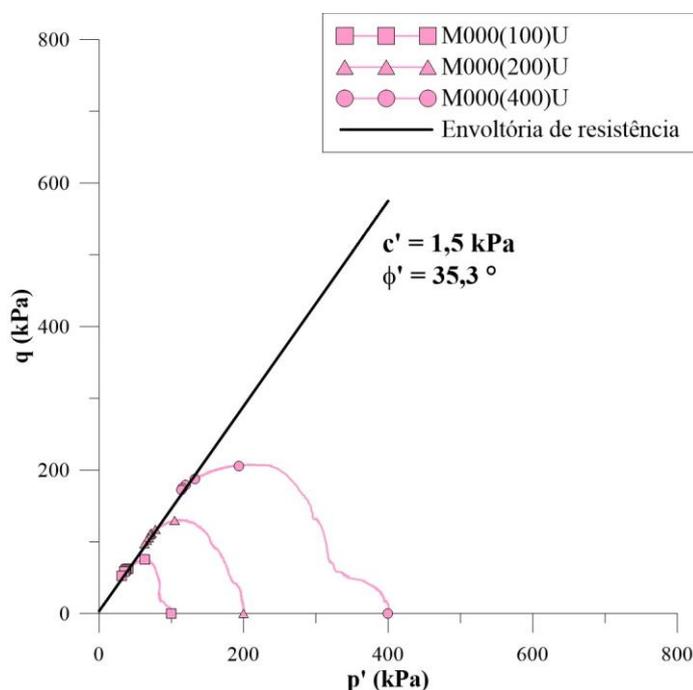


Figura 4.25: Trajetórias de tensão e envoltória de resistência no espaço $p' \times q$ para as amostras submetidas à cura atmosférica

As amostras curadas com tensão de 100 kPa, representadas pelos ensaios M100(100)D, M100(100)U, M100(200)U e M100(400)U, têm suas respectivas trajetórias de tensão e a envoltória de resistência apresentadas e proposta na Figura 4.26. Os ensaios não drenados permitiram que se definisse o ajuste para a envoltória de resistência, no qual se determinou coesão, $c' = 8$ kPa e ângulo de atrito, $\phi' = 34,6^\circ$. Em relação ao ensaio drenado, foi possível tão somente sugerir uma tendência provável de trajetória até a envoltória de resistência, já que a amostra não atingiu a tensão desvio última para as tensões e deformações limites do ensaio.

No que diz respeito aos parâmetros de resistência obtidos, observa-se que há, agora, a contribuição de maior relevância da parcela coesiva do material a qual não se verifica nas amostras curadas sob tensão.

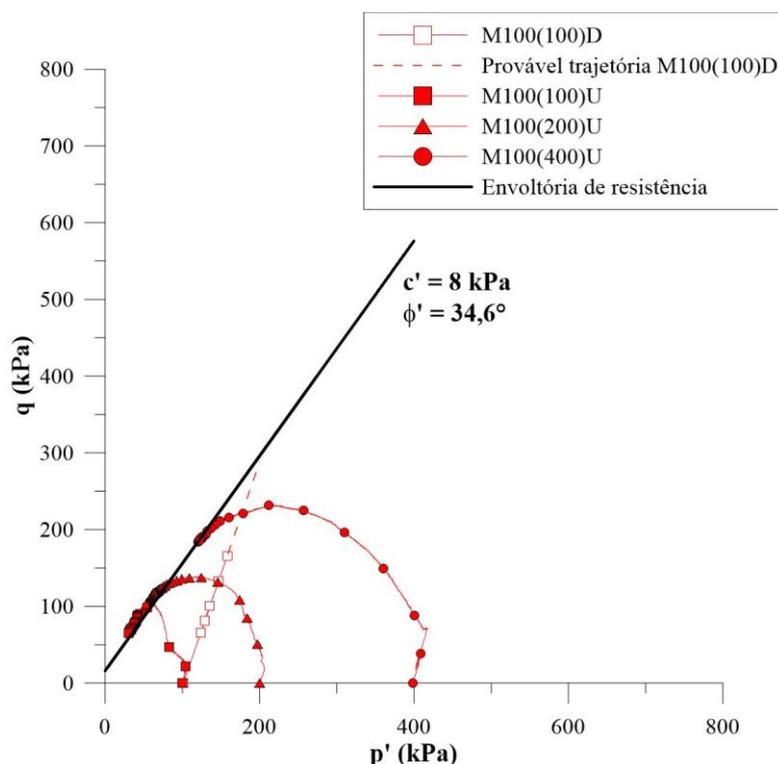


Figura 4.26: Trajetórias de tensão e envoltória de resistência no espaço $p' \times q$ para as amostras submetidas à cura sob tensão de 100 kPa

Para a cura sob tensão de 200 kPa, foram plotados no espaço $p' \times q$ (Figura 4.27), os resultados das amostras curadas a 200 kPa e cisalhadas a 200 kPa e 400 kPa entre ensaios não drenados – M200(200)U, M200(400)U -, e drenado – M200(200)D. As trajetórias de tensão obtidas permitem a proposição da envoltória de resistência última com os pontos de tensão desvio última dos ensaios não drenados. Como a amostra ensaiada sob condições drenadas não atingiu seu estado último, apenas pode-se apontar a tendência de comportamento, a partir da premissa de que o corpo de prova atingiria essa condição a maiores tensões e deformações, acima dos limites possíveis para o equipamento utilizado.

Assim, propôs-se, com dois pontos (oriundos dos ensaios não drenados) e um potencial ponto de tensão desvio última (para o ensaio drenado), uma envoltória a qual apresenta coesão, $c' = 13$ kPa e ângulo de atrito, $\phi' = 34,8^\circ$. O que se verifica, nesse caso, é um aumento do ângulo de atrito efetivo e muito próxima àquela observada nos ensaios curados a 100 kPa.

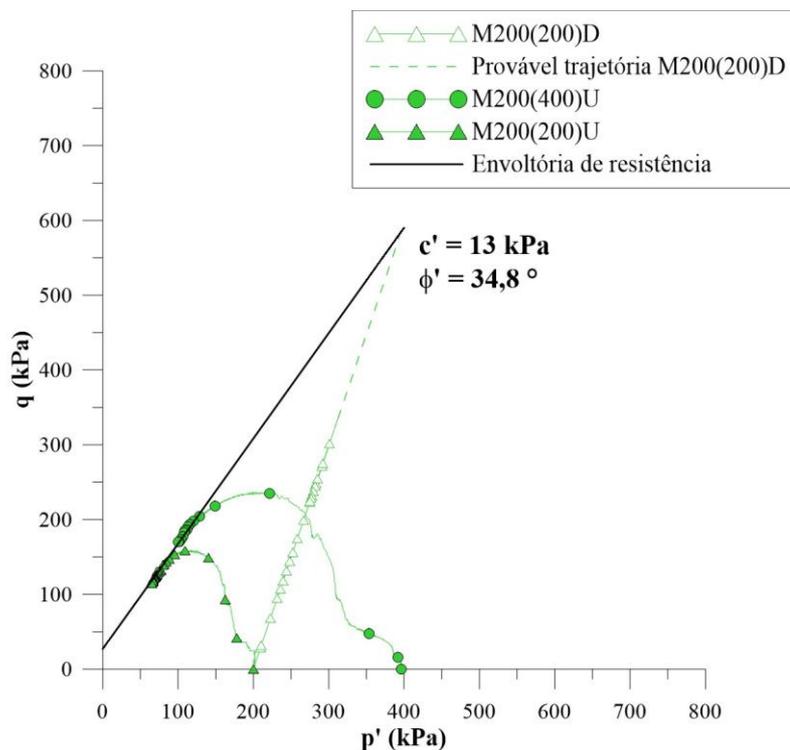


Figura 4.27: Trajetórias de tensão e envoltória de resistência no espaço $p' \times q$ para as amostras submetidas à cura sob tensão de 200 kPa

Nas análises de amostras curadas a 400 kPa, são ilustradas duas trajetórias de tensão, correspondentes aos ensaios cisalhados a 400 kPa (p' inicial) nas condições drenada e não drenada – M400(400)D e M400(400)U -, Figura 4.28. Considerando que a amostra M400(400)D, assim como as demais amostras drenadas, não atingiu a tensão desvio máxima, nem mesmo última de resistência, não foi possível que se propusesse a envoltória de resistência baseada em mais de uma trajetória. Contudo, é possível conjecturar, com base na tendência observada para os demais ensaios e tipos de cura. Após a tensão desvio de pico, as amostras na condição última de resistência, sobrepõe sua trajetória à envoltória de resistência, perfazendo-a em uma tensão desvio (q) e, por consequência tensão efetiva média (p'), cada vez menor.

Nessa provável envoltória de resistência última, a coesão é sugerida em $c' = 18$ kPa e o ângulo de atrito efetivo, $\phi' = 34,9^\circ$. Verifica-se, portanto, incremento na contribuição da parcela coesiva para a resistência, ao passo que há uma tênue redução do ângulo de atrito, para as amostras curadas a 400 kPa. Cabe ressaltar que, uma vez realizados os ensaios cíclicos, novas trajetórias de tensões serão delineadas para as amostras curadas a 400 kPa, e será possível, portanto, com esses resultados, ratificar a envoltória proposta na Figura 4.28.

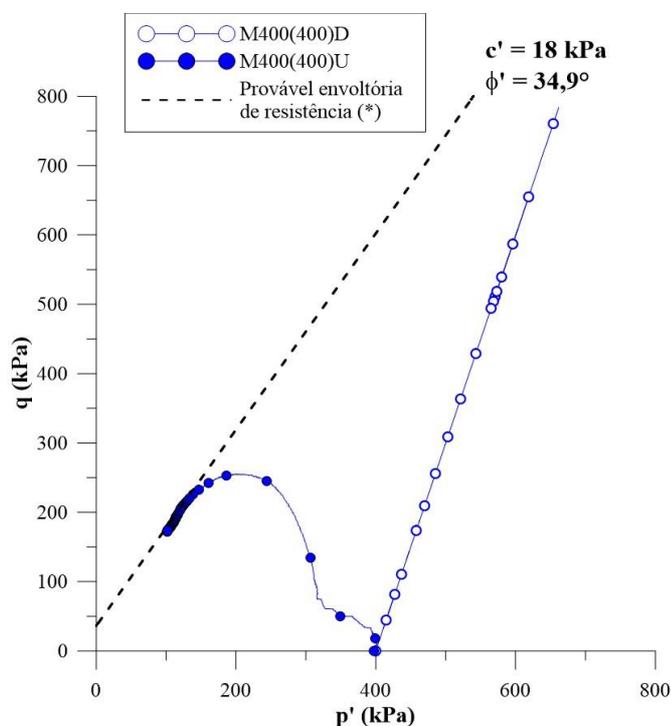


Figura 4.28: Trajetórias de tensão e provável envoltória de resistência no espaço $p' \times q$ para as amostras submetidas à cura sob tensão de 400 kPa

Por fim, a Figura 4.29 apresenta as quatro envoltórias de resistência propostas, assim como a Tabela 4.3 demonstra os parâmetros de resistência correspondentes para cada tensão de cura estudado. Cabe ressaltar que o símbolo (*) indica que os parâmetros de resistência sugeridos para a cura a 400 kPa de tensão foram determinados com base em apenas um ensaio, cabendo ratificação a seguir, após a apresentação dos resultados dos ensaios cíclicos realizados. Além disso, a envoltória de resistência para a cura a 200 kPa foi definida a partir de dois ensaios e também cabe certificação após apresentados os resultados de novas trajetórias sob carregamento cíclico.

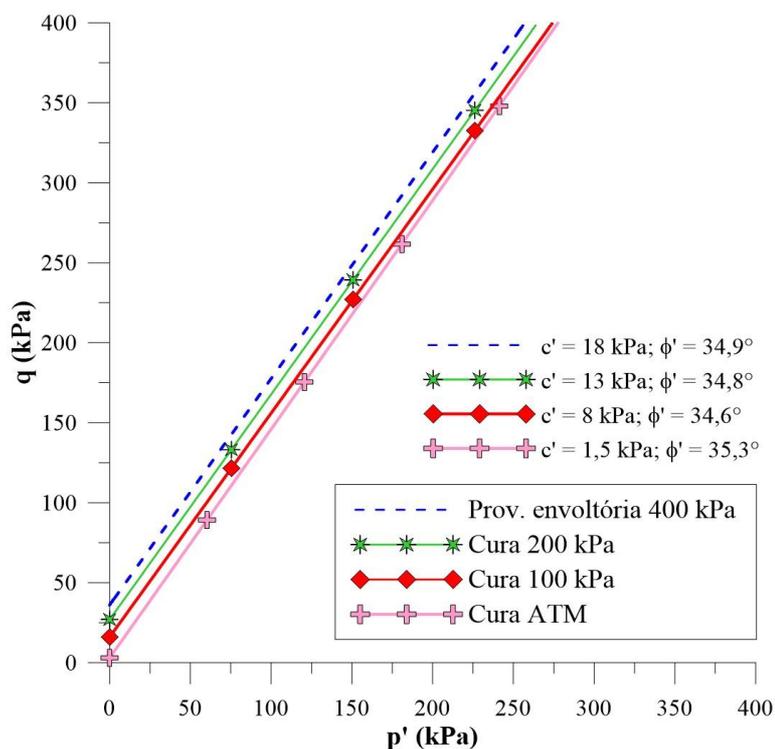


Figura 4.29: Envoltórias de resistência para todos os tipos de cura

Tabela 4.3: Parâmetros de resistência das amostras cimentadas para cada tensão de cura

| Tensão de cura | Coessão - c' (kPa) | Ângulo de atrito - ϕ' (°) |
|----------------|----------------------|--------------------------------|
| Atmosférica | 1,5 | 35,3 |
| 100 kPa | 8 | 34,6 |
| 200 kPa | 13 | 34,8 |
| 400 kPa | 18(*) | 34,9(*) |

4.3.5 Definição da superfície de plastificação

A partir dos ensaios triaxiais e de compressão isotrópica realizados, pôde-se definir o ponto em que se dá início à degradação da cimentação originada para os diferentes tipos de cimentação estudados. Foram assim definidas as superfícies de plastificação para as tensões de cura de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Tal como sugerem autores como Leroueil e Vaughan (1990), Coop e Atkinson (1993), Rotta et al. (2003), Marques (2016), Carretta et al. (2021), definiu-se como ponto de plastificação de uma amostra, a tensão que leva o material a apresentar uma descontinuidade em relação ao comportamento inicialmente linear na curva tensão-deformação.

Para algumas tensões, essa condição ocorreu já na fase de compressão isotrópica, podendo assim definir a tensão de plastificação por meio da curva $p' \times v$, em escala linear. É o caso dos ensaios curados a uma tensão específica e cisalhados em tensão efetiva média (p') acima da tensão de cura. Para aquelas amostras que foram curadas e cisalhadas a uma mesma tensão efetiva média, o ponto de plastificação foi definido no espaço $\varepsilon_s \times q$, demonstrando que a plastificação ocorre somente durante o cisalhamento. A seguir, são apresentados os resultados obtidos para cada tensão de cura, incluindo os ensaios realizados em cura atmosférica.

4.3.5.1 Cura atmosférica

Na cimentação originada sob cura atmosférica, ao consolidar as amostras em compressão isotrópica, pôde-se verificar o ponto em que ocorre a plastificação desse tipo de vínculo em cada curva $p' \times v$, tal como ilustram as Figura 4.30, Figura 4.31 e Figura 4.32. Embora conduzidas até tensões de confinamento diferentes, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, os ensaios demonstram o ponto de plastificação para uma mesma cimentação e, portanto, em valores semelhantes de tensão necessários para que o vínculo entre as partículas comece a se desfazer.

Assim, no ensaio M000(100)U, definiu-se a tensão de plastificação como $p' = 38$ kPa; no ensaio M000(200)U, a tensão foi de $p' = 40$ kPa e no ensaio conduzido até 400 kPa, M000(400)U, a tensão de plastificação foi definida em $p' = 41$ kPa. Os valores estão apresentados na Tabela 4.4.

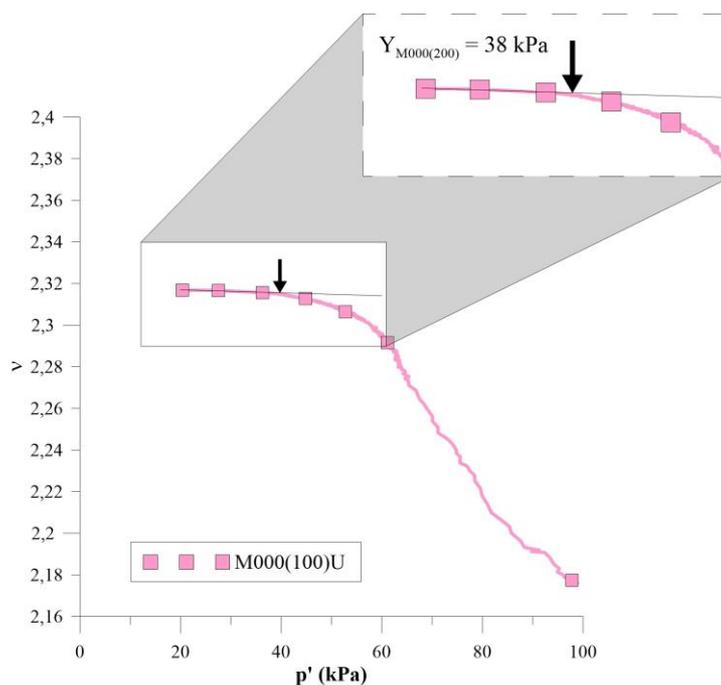


Figura 4.30: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M000(100)U

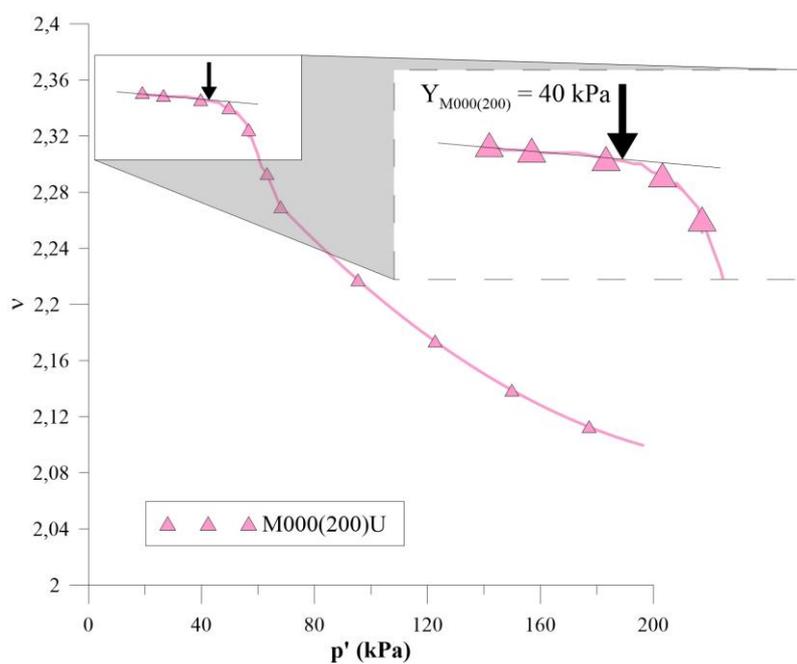


Figura 4.31: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M000(200)U

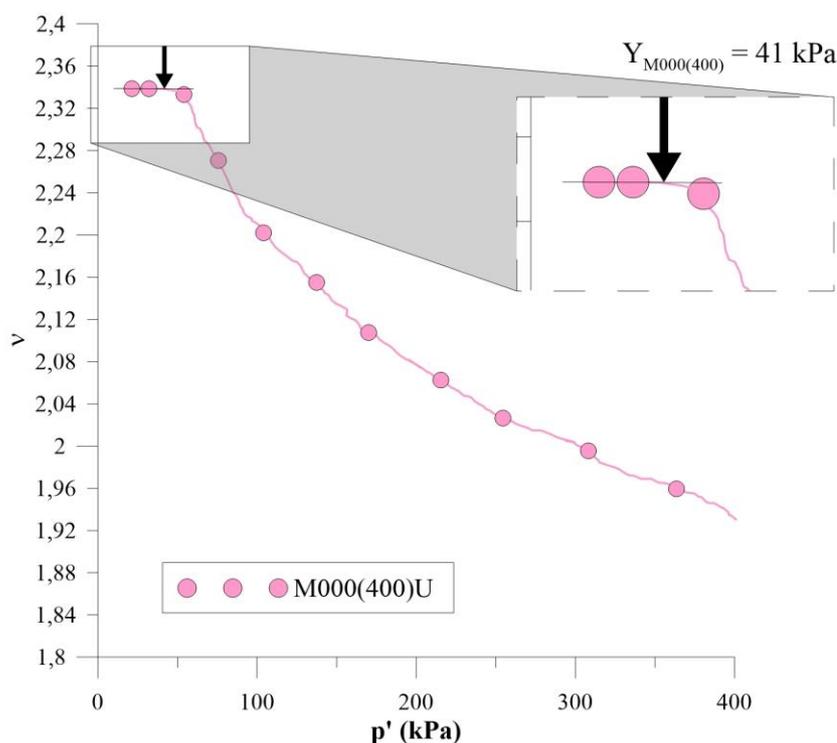


Figura 4.32: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M000(400)U

Tabela 4.4: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura atmosférica

| Cura | Ensaio | p' final (kPa) | Etapa plastificação | $p'_{(Y)}$ (kPa) |
|------|------------|------------------|---------------------|------------------|
| ATM | M000(100)U | 100 | Consolidação | 38 |
| ATM | M000(200)U | 200 | Consolidação | 40 |
| ATM | M000(400)U | 400 | Consolidação | 41 |

4.3.5.2 Cura 100 kPa

A cimentação originada sob cura a 100 kPa teve a superfície de plastificação proposta a partir dos resultados de compressão isotrópica ($p' \times v$), para as amostras submetidas a essa etapa, previamente ao cisalhamento, como no caso dos ensaios M100(200)U e M100(400)U e do cisalhamento ($\varepsilon_s \times q$), para os ensaios drenado M100(100)D e não drenado M100(100)U. Assim, as Figura 4.33 e Figura 4.34, apresentam as tensões de plastificação, as quais se verificou quebra da cimentação na compressão isotrópica. Os pontos representados por uma seta e definidos

como “Y”, representam o ponto em que há a perda de linearidade da curva, tendo demonstrado valores de $p' = 157$ kPa para o ensaio M100(200)U e $p' = 141$ kPa para o ensaio M100(400)U.

A seguir, nas amostras em que a degradação da cimentação ocorreu durante o cisalhamento, os pontos de plastificação estão ilustrados nas Figura 4.35 e Figura 4.36, ensaios M100(100)D e M100(100)U, respectivamente. A imagem aproximada ilustra o ponto em que houve a perda de linearidade da curva no espaço $\varepsilon_s \times q$, na qual a tensão de plastificação é indicada pelo ponto “ q_Y ”, seguido de sua respectiva deformação ($\varepsilon_{s(Y)}$). As tensões de plastificação foram definidas em $q_Y = 38$ kPa, para o primeiro e $q_Y = 75$ kPa para o segundo. Esses resultados estão apresentados na Tabela 4.5.

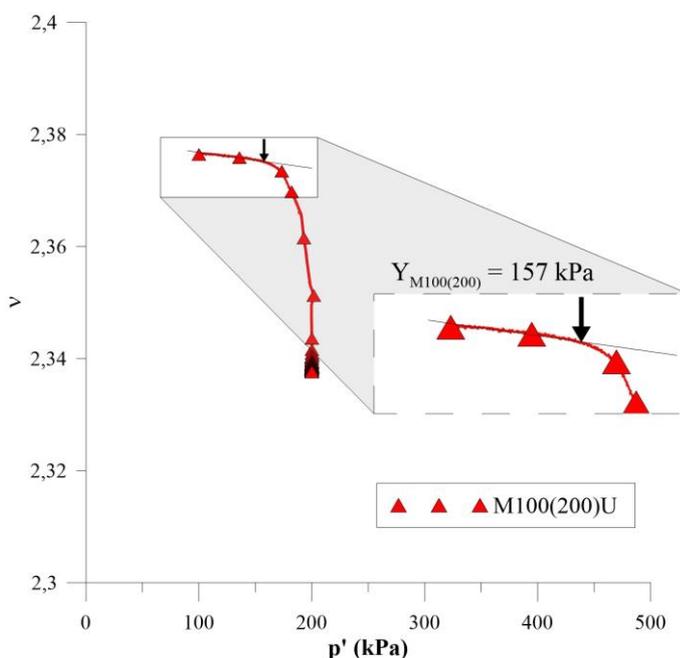


Figura 4.33: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M100(200)

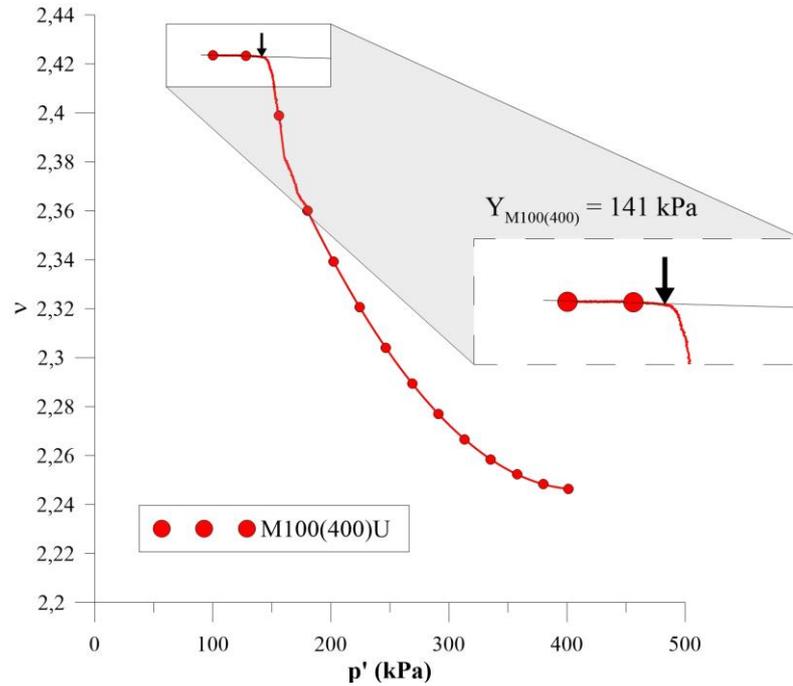


Figura 4.34: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M100(400)U

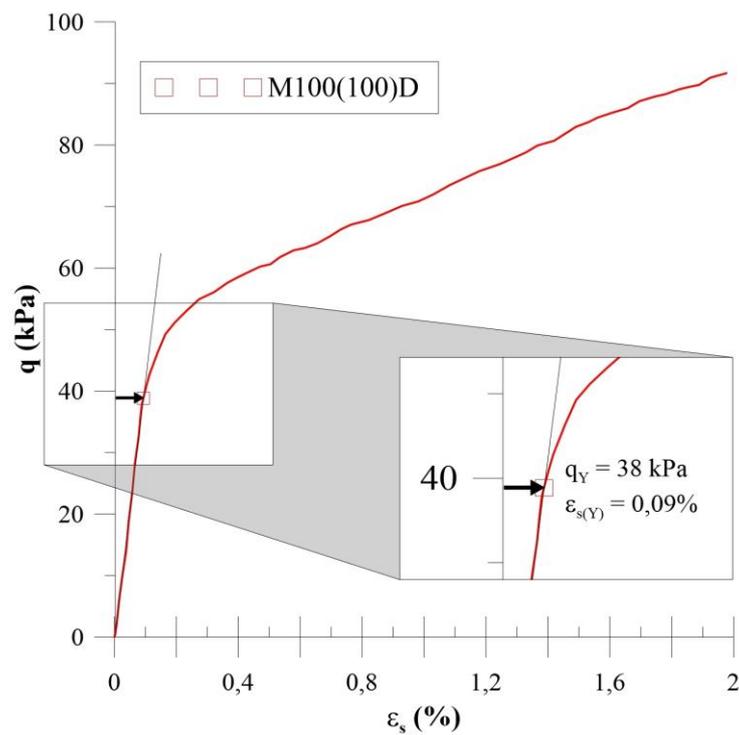


Figura 4.35: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M100(100)D

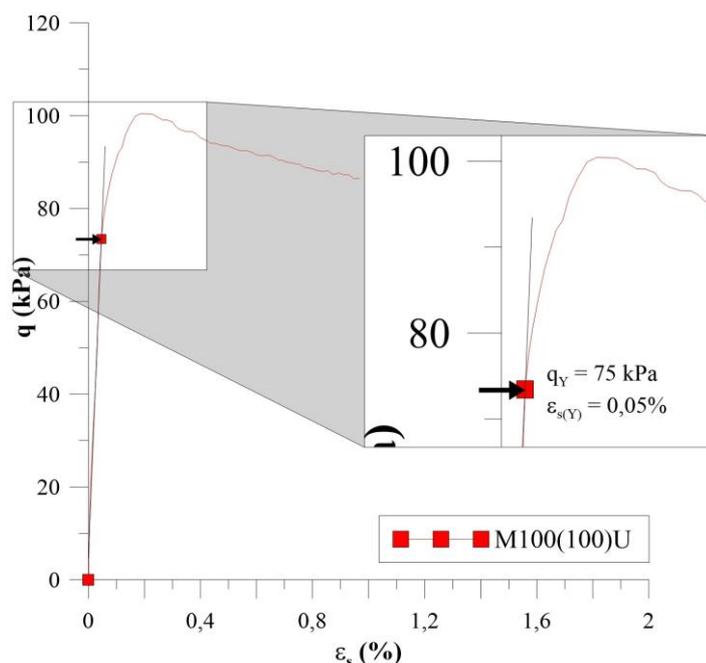


Figura 4.36: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M100(100)U

Tabela 4.5: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura sob tensão de 100 kPa

| Cura | Ensaio | p' final (kPa) | Etapa plastificação | $p'_{(Y)}$ (kPa) | $q_{(Y)}$ (kPa) |
|------|------------|------------------|-----------------------|------------------|-----------------|
| 100 | M100(200)U | 200 | Compressão isotrópica | 157 | - |
| 100 | M100(400)U | 400 | Compressão isotrópica | 141 | - |
| 100 | M100(100)D | 100 | Cisalhamento | 115 | 38 |
| 100 | M100(100)U | 100 | Cisalhamento | 77 | 75 |

Com os resultados obtidos, foi possível propor a superfície de plastificação para a cimentação formada sob cura de 100 kPa no espaço $p' \times q$, a fim de definir os níveis de tensão em que o material apresenta o comportamento elástico, previamente ao início das deformações plásticas. Essa superfície pode ser visualizada na Figura 4.37.

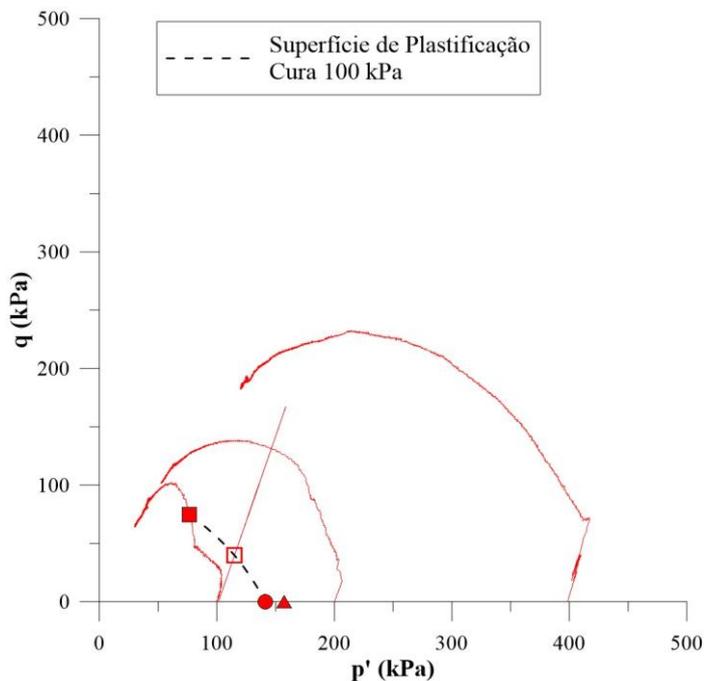


Figura 4.37: Definição da superfície de plastificação para a cura a 100 kPa

4.3.5.3 Cura 200 kPa

Em relação à cura realizada sob tensão de 200 kPa, também pôde-se propor a superfície de plastificação com base nos resultados dos ensaios de compressão isotrópica e cisalhamento das amostras curadas sob essa tensão, quais sejam: M200(400)U; M200(200)D; M200(200)U. O primeiro permitiu que se definisse a tensão de plastificação durante a compressão isotrópica, a qual foi executada, após a cura, até atingir a tensão efetiva de 400 kPa. Já os demais, os quais foram curados e cisalhados a uma mesma tensão, porém sob condições de drenagem diferentes, permitiram que se definisse o ponto de plastificação durante o cisalhamento, através da curva tensão-deformação.

As figuras a seguir ilustram a definição dos pontos de plastificação de cada amostra. Para a amostra M200(400)U, a Figura 4.38 define pela curva de compressão isotrópica a tensão efetiva média de plastificação de $p' = 272$ kPa. Já no espaço tensão-deformação, têm-se definidas as tensões de plastificação da amostra M200(200)D, na Figura 4.39, como $q_Y = 80$ kPa; além da amostra M200(200)U, Figura 4.40, como tensão $q_Y = 141$ kPa. Os resultados obtidos se

encontram apresentados na Tabela 4.6, a partir qual pode se propor a superfície de plastificação no espaço $p' \times q$ das amostras curadas a 200 kPa, como demonstrado na Figura 4.41.

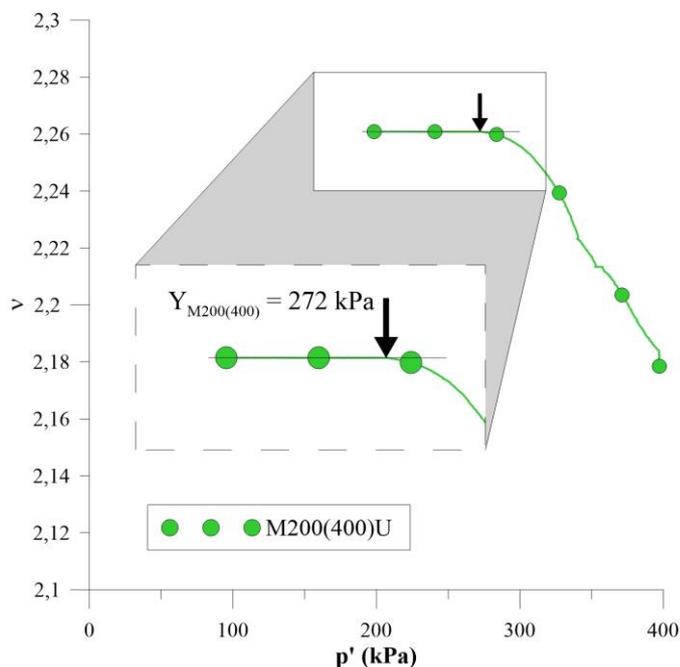


Figura 4.38: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M200(400)U

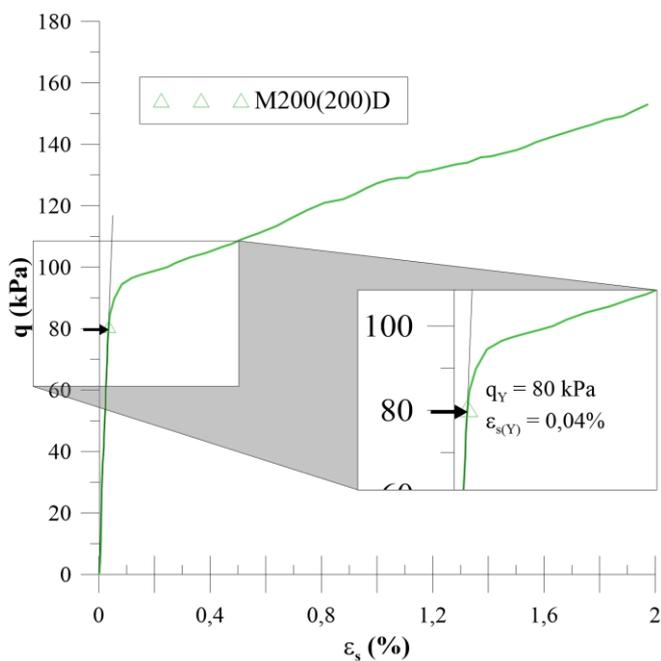


Figura 4.39: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M200(200)D

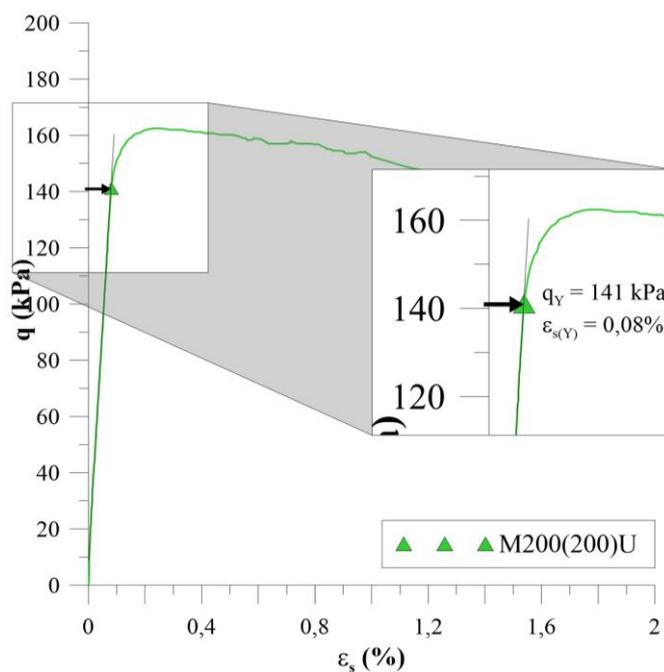


Figura 4.40: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M200(200)U

Tabela 4.6: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura sob tensão de 200 kPa

| Cura | Ensaio | p' final (kPa) | Etapa plastificação | $p'_{(Y)}$ (kPa) | $q_{(Y)}$ (kPa) |
|-------------|---------------|------------------------------------|----------------------------|------------------------------------|-----------------------------------|
| 200 | M200(400)U | 400 | Compressão isotrópica | 272 | - |
| 200 | M200(200)D | 200 | Cisalhamento | 226 | 80 |
| 200 | M200(200)U | 200 | Cisalhamento | 148 | 141 |

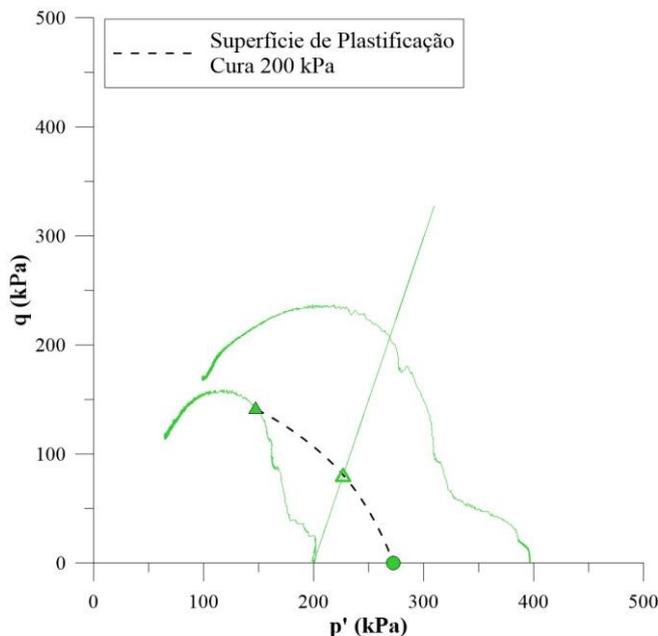


Figura 4.41: Definição da superfície de plastificação para a cura a 200 kPa

4.3.5.4 Cura 400 kPa

Por fim, as amostras curadas a 400 kPa têm a definição das respectivas tensões de plastificação ilustradas nas figuras a seguir. Para identificar os pontos de quebra da estrutura cimentada, foram analisados os resultados de compressão isotrópica da amostra curada a 400 kPa e levada até a tensão de confinamento de 600 kPa, durante o ensaio CI400(600), além dos resultados do cisalhamento drenado e não drenado, dos ensaios M400(400)D e M400(400)U.

A Figura 4.42 ilustra a perda de linearidade durante a compressão isotrópica, ilustrada no comportamento $p' \times v$ para uma tensão de confinamento $p' = 486$ kPa. Já para o cisalhamento, no espaço tensão-deformação, as tensões de plastificação foram definidas para M400(400)D, na Figura 4.43, como $q_Y = 90$ kPa; assim como para a amostra M400(400)U, ilustrada na Figura 4.44, como tensão $q_Y = 233$ kPa. Com os pares de tensões efetiva média e desvio, demonstrados na Tabela 4.7, traça-se no espaço $p' \times q$ a superfície de plastificação para a cura 400 kPa, conforme Figura 4.45.

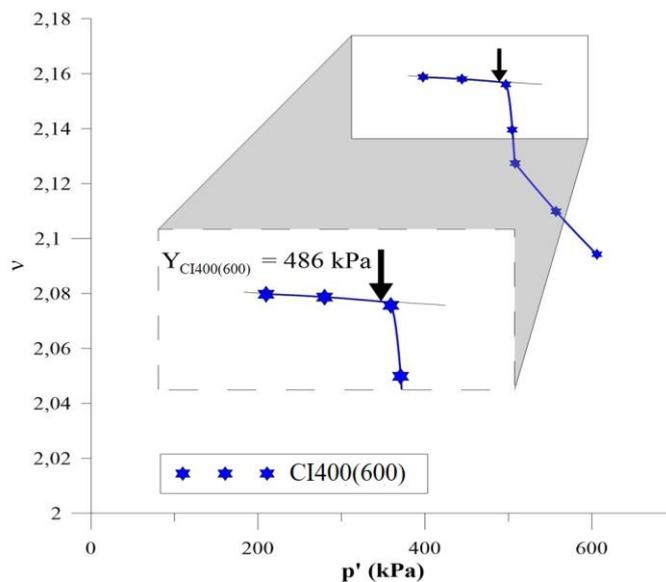


Figura 4.42: Curva de compressão isotrópica para definição do ponto de plastificação da amostra M400(600)U

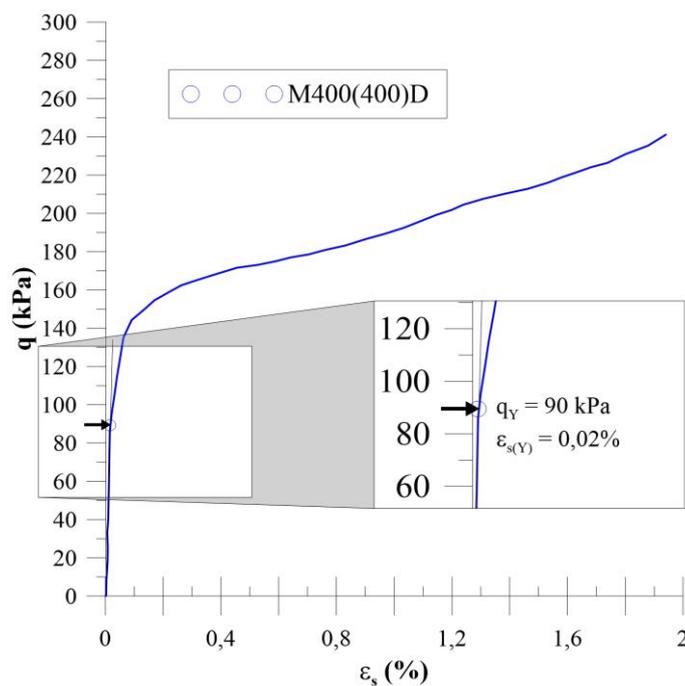


Figura 4.43: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M400(400)D

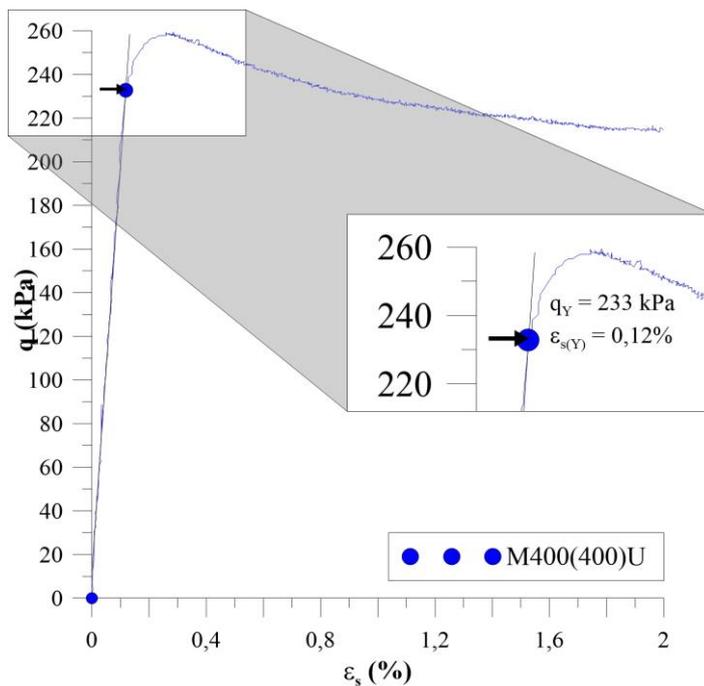


Figura 4.44: Curva tensão-deformação para definição do ponto de plastificação da amostra M400(400)U

Tabela 4.7: Tensões de plastificação definidas para as amostras submetidas à cura sob tensão de 400 kPa

| Cura | Ensaio | p' final (kPa) | Etapa plastificação | $p'_{(Y)}$ (kPa) | $q_{(Y)}$ (kPa) |
|------|------------|------------------|-----------------------|------------------|-----------------|
| 400 | M400(600) | 600 | Compressão isotrópica | 486 | - |
| 400 | M400(400)D | 400 | Cisalhamento | 428 | 80 |
| 400 | M400(400)U | 400 | Cisalhamento | 233 | 258 |

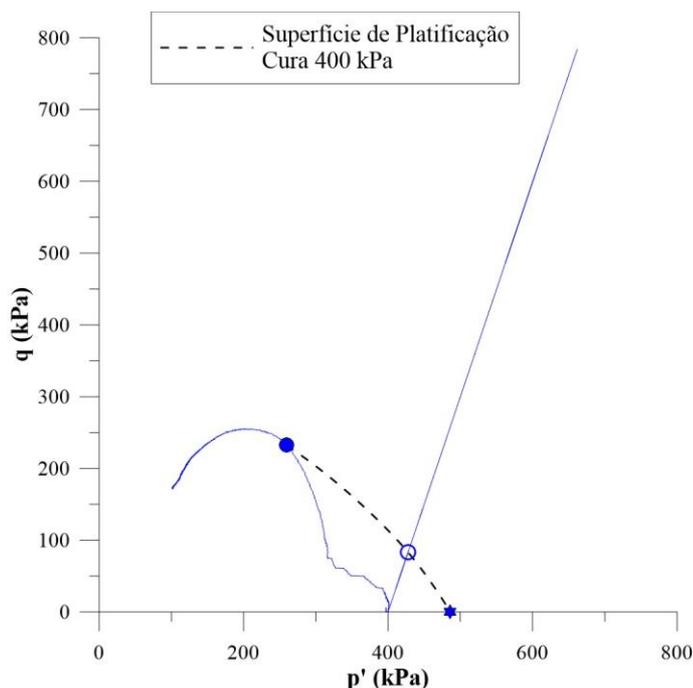


Figura 4.45: Definição da superfície de plastificação para a cura a 400 kPa

Após definidos os pontos de início de plastificação para cada um dos tipos de cura e o traçado das respectivas superfícies de plastificação, é possível verificar, conforme ilustra a Figura 4.46, que há uma expansão da superfície de plastificação quanto maior é a tensão de cura empregada para as amostras. Esse resultado já havia sido demonstrado por Rotta (2005), a partir da redução do índice de vazios, isto é, quanto menor o índice de vazios no qual se formava a estrutura cimentante, mais se expandia a superfície de plastificação, não apenas no eixo isotrópico, como também na direções positivas estudadas para o espaço de tensões $p' \times q$.

A partir das superfícies de plastificação apresentadas, é possível determinar, para esse nível de tensões, o espaço em que o comportamento do material é, em tese, elástico, com o solo permanecendo em comportamento rígido, abaixo da envoltória de plastificação, bem como em qual ponto se dá a transição para o comportamento plástico, em que o material apresenta deformações permanentes, acima da superfície de plastificação definida.

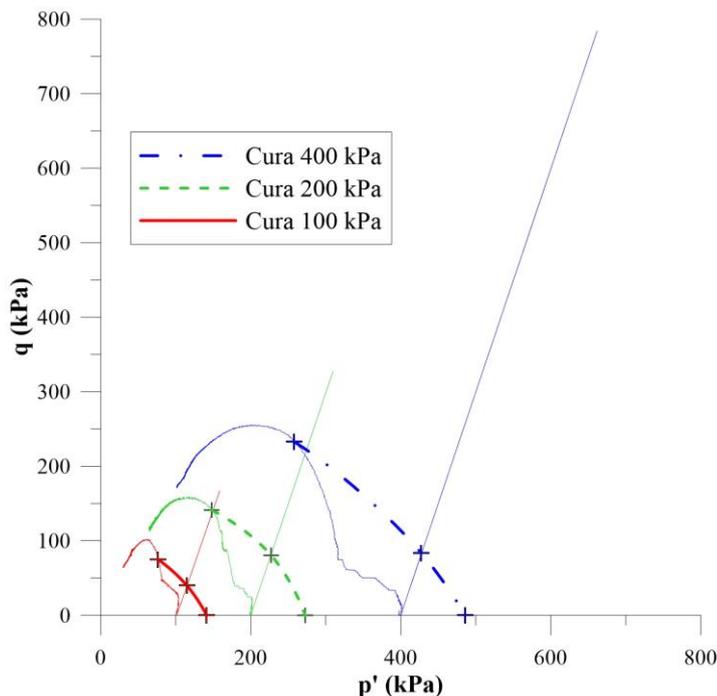


Figura 4.46: Pontos e superfície de plastificação para os ensaios realizados

4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Após realizados os ensaios triaxiais monotônicos, idealizou-se a realização dos ensaios cíclicos de forma que fossem satisfeitas três configurações de carregamento para cada tensão de cura, a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, tal como ilustra a Figura 4.47. A primeira das condições consistia em impor os ciclos de carregamento a partir da tensão desvio nula ($q_0 = 0$), de forma que se aplicasse uma amplitude de tensão desvio em compressão e outra em extensão. Como foi definido anteriormente, a amplitude das tensões desvio utilizadas correspondem sempre a 10% da tensão efetiva de cura ($\Delta\sigma_d = \pm 0,1 \sigma'_c$). Assim, a critério de exemplo, aplicar-se-ia, para um ensaio C100(100)0, $\Delta\sigma_d = \pm 10$ kPa, sendo $\sigma_d = +10$ kPa em compressão e $\sigma_d = -10$ kPa em extensão da amostra. Esse ensaio tem por objetivo analisar o comportamento, em tese elástico, da amostra antes de atingir a superfície de plastificação, assim como também se teria por objetivo para a segunda condição de carregamento. Para essa, também avaliando o comportamento pré-plastificação, procedeu-se com uma etapa anterior ao carregamento cíclico, que consistia em um incremento de tensão axial (tensão desvio), até que se atingisse uma tensão

desvio inicial, ou tensão desvio alvo, igual a 30% da tensão efetiva ($q_0 = 0,3 \sigma'_c$), em uma trajetória p' constante. Com isso, a exemplo do ensaio C400(400)120, executava-se a etapa de carregamento axial em p' constante, até que se atingisse a tensão desvio de 120 kPa ($q_0 = 120$ kPa), para após, efetuar a aplicação dos ciclos de carregamento em uma amplitude $\Delta\sigma_d = \pm 40$ kPa.

Para uma terceira condição de carregamento, em um estado de tensões superior à superfície de plastificação, os ensaios foram conduzidos, também em trajetória p' constante até a condição em que a tensão desvio inicial correspondia ao mesmo valor da tensão confinante efetiva, isto é, $q_0 = \sigma'_c$. A partir daí, aplicavam-se os ciclos de carga em amplitude de tensão desvio correspondente a 10% da tensão confinante efetiva. Dessa forma, para um ensaio C200(200)200, a amostra era conduzida em trajetória p' constante até que se atingisse $q = 200$ kPa e a seguir, aplicavam-se os ciclos para $\Delta\sigma_d = \pm 20$ kPa. Cabe ressaltar, que embora acima da superfície de plastificação, todos os ensaios foram realizados abaixo da envoltória de resistência para cada tensão de cura.

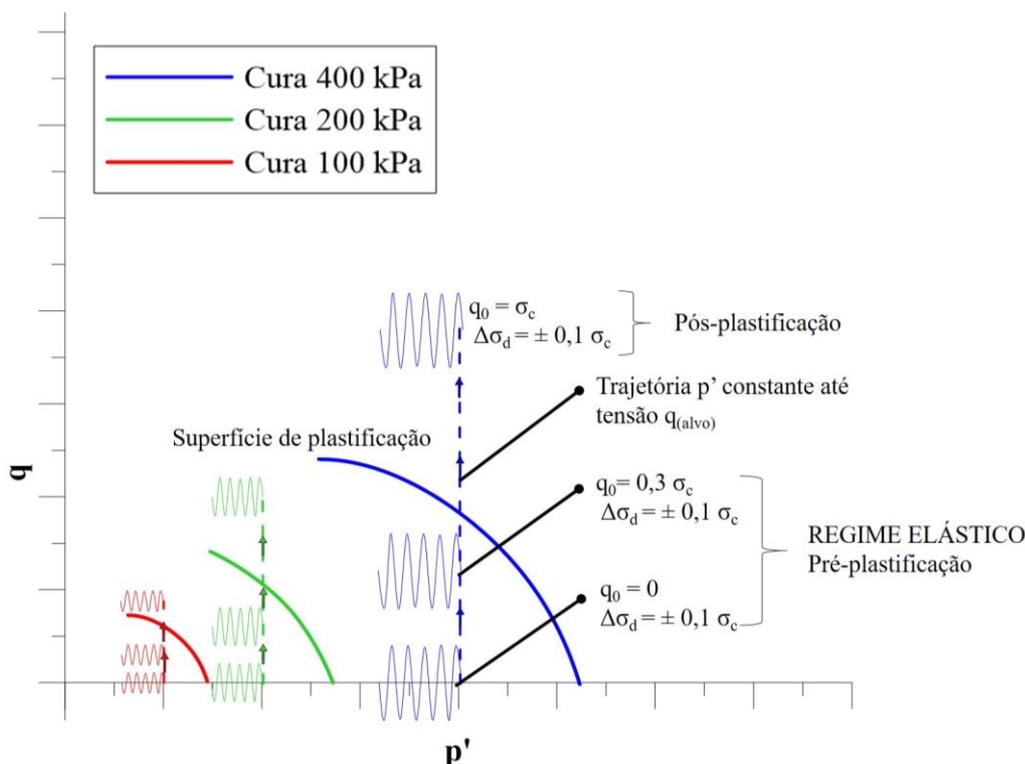


Figura 4.47: Modelo idealizado ensaios cíclicos

A critério de caracterização do comportamento do material, ainda foi executado um ensaio extra: em cura sob tensão de 200 kPa – C200(200)0±40 -, também sujeito a ciclos de carregamento a partir de $q_0 = 0$, porém, com amplitude de carregamento de 20% da tensão de confinamento, ou seja, $\Delta\sigma_d = \pm 40$ kPa. O resumo dos ensaios triaxiais cíclicos, realizados, bem como as condições de carregamento impostas são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Configuração dos ensaios triaxiais cíclicos

| Ensaio | Tensão confinante de cura (kPa) | Tensão confinante inicial (kPa) | Trajectoria p' constante | Tensão desvio inicial – q_0 (kPa) | Razão q_0/σ'_c | Amplitude de tensão desvio - $\Delta\sigma_d$ (kPa) |
|---------------|---------------------------------|---------------------------------|----------------------------|-------------------------------------|-----------------------|-----------------------------------------------------|
| C100(100)0 | 100 | 100 | - | 0 | - | ±10 |
| C100(100)30 | 100 | 100 | Sim | 30 | 0,3 | ±10 |
| C100(100)100 | 100 | 100 | Sim | 100 | 1,0 | ±10 |
| C200(200)0 | 200 | 200 | - | 0 | - | ±20 |
| C200(200)60 | 200 | 200 | Sim | 60 | 0,3 | ±20 |
| C200(200)200 | 200 | 200 | Sim | 200 | 1,0 | ±20 |
| C200(200)0±40 | 200 | 200 | - | 0 | - | ±40 |
| C400(400)0 | 400 | 400 | - | 0 | - | ±40 |
| C400(400)120 | 400 | 400 | Sim | 120 | 0,3 | ±40 |
| C400(400)400 | 400 | 400 | Sim | 400 | 1,0 | ±40 |

A seguir, os resultados dos ensaios triaxiais cíclicos são apresentados, a começar pela etapa preliminar em trajetória p' constante para os seis ensaios que contaram com essa fase prévia ao carregamento cíclico.

4.4.1 Trajetória p' constante

Inicialmente são apresentados os resultados dos ensaios em trajetória p' constante, os quais foram executados até que se atingisse a tensão desvio de 30% da tensão efetiva, $q_0 = 0,3 \sigma'_c$. São os resultados correspondentes aos ensaios C100(100)30; C200(200)60 e C400(400)120. Dessa forma, ilustra-se na Figura 4.48, o comportamento tensão-deformação (Figura 4.48(a)), deformação distorcional-deformação volumétrica (Figura 4.48(b)) e as trajetórias de tensão (Figura 4.48(c)). Considerando que os ensaios foram executados a uma trajetória p' constante, e, portanto, em tensão controlada, os resultados demonstram o incremento de tensão, à medida

que se desenvolve a deformação distorcional (ε_s), e as amostras denotam tendência compressiva.

Verifica-se que, embora levada a uma menor tensão desvio, a amostra curada a 100 kPa apresenta maior deformação distorcional, assim como maior deformação volumétrica do que as demais. Da mesma forma a amostra curada a 400 kPa apresentou menor deformação distorcional e volumétrica, desenvolvendo maiores tensões para uma mesma deformação em relação às demais. Enquanto isso, amostra curada a 200 kPa apresentou comportamento intermediário. Observa-se que foram atingidas deformações distorcionais relativamente pequenas, menores de 0,3% para todas as amostras ensaiadas nessas condições.

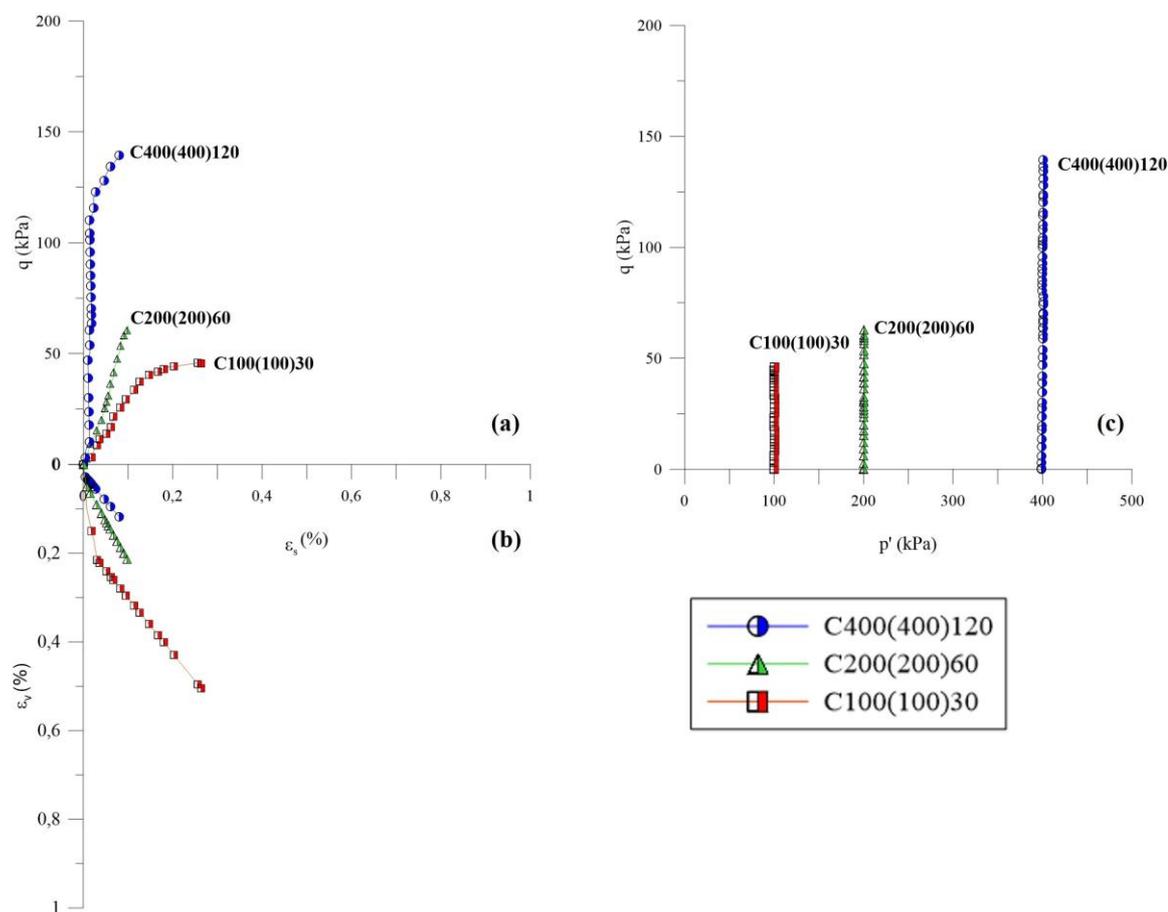


Figura 4.48: Comportamento tensão-deformação – (a) q x ε_s ; deformação volumétrica-deformação distorcional – (b) ε_v x ε_s e trajetórias de tensão – (c) p' x q , para a trajetória p' constante dos ensaios $q_0 = 0,3 \sigma'_c$

Ao plotar as trajetórias de tensão juntamente com as superfícies de plastificação definidas no item 4.3.5 acima, apresenta-se a Figura 4.49, na qual é possível verificar posição dos ensaios em relação ao ponto de plastificação da estrutura cimentada originada na cura sob tensão. O que se observa é que para a amostra curada a 400 kPa, houve a extrapolação da tensão desvio em relação à superfície de plastificação, indicando que, provavelmente, tenha havido a quebra da cimentação, no ponto em que a trajetória atinge a envoltória de plastificação ilustrada. O mesmo pode ser verificado para a amostra com cura a 100 kPa. Já a amostra curada a 200 kPa, verifica-se o nível de tensões situado ainda dentro da superfície de plastificação proposta.

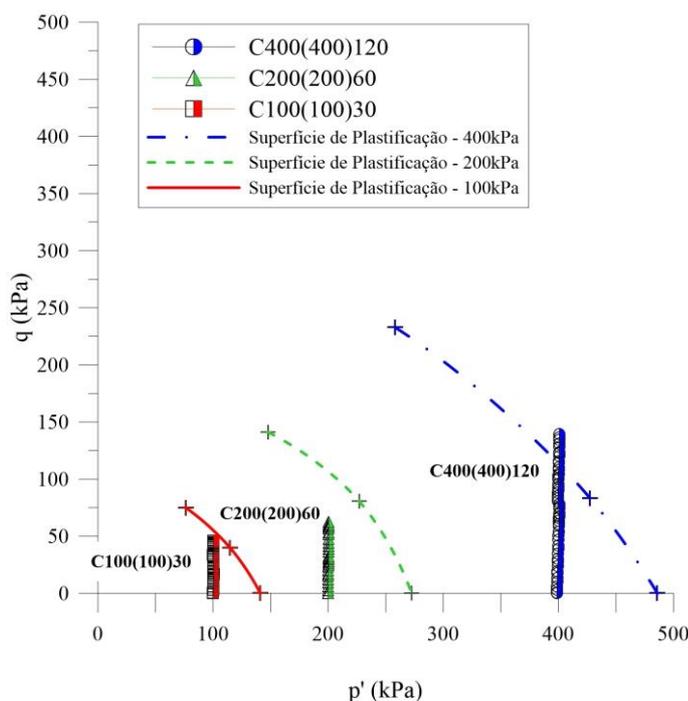


Figura 4.49: Trajetórias de tensão p' constante para $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ em relação às superfícies de plastificação propostas

Em detida análise ao comportamento tensão-deformação das amostras curadas a 100 kPa e 400 kPa, ilustradas anteriormente, verifica-se, de fato, uma perda de linearidade da curva, o que pode denotar, conforme já demonstrado e difundido por diversos autores, a quebra da estrutura cimentada ao atingir determinado nível de tensões coincidente com a superfície de plastificação. É o que pode ser visualizado na Figura 4.50, na qual o provável ponto de plastificação para a cura a 100 kPa pode ser definido para uma tensão $q_Y = 40$ kPa e na Figura 4.51, para a amostra

curada a 400 kPa com tensão desvio de plastificação $q_Y = 110$ kPa. O ensaio da amostra curada sob tensão de 200 kPa, tal como é demonstrado na Figura 4.48 e Figura 4.49, segue tendência de comportamento tensão-deformação em trajetória linear, sem haver qualquer ponto de inflexão, bem como se situa distante do limiar de plastificação definido pela envoltória traçada na figura. Garantindo-se assim a preservação da estrutura cimentada e a manutenção do estado de tensões ainda sob a superfície de plastificação.

Então, a seguir destacou-se na Figura 4.52, os potenciais pontos de plastificação para as referidas amostras, na qual se pode visualizar que a amostra C400(400)120 ultrapassa a envoltória de plastificação pré-definida em um ponto destacado na figura como ponto de plastificação e ainda demonstra continuidade da trajetória para além da superfície. A amostra C100(100)30, por sua vez, não chega a ultrapassar a envoltória de plastificação pré-definida, embora apresente pontos muito próximos a essa. Assim, a Figura 4.52 também apresenta em destaque a tensão em que se define como ponto de plastificação na Figura 4.50, ainda no espaço $p' \times q$.

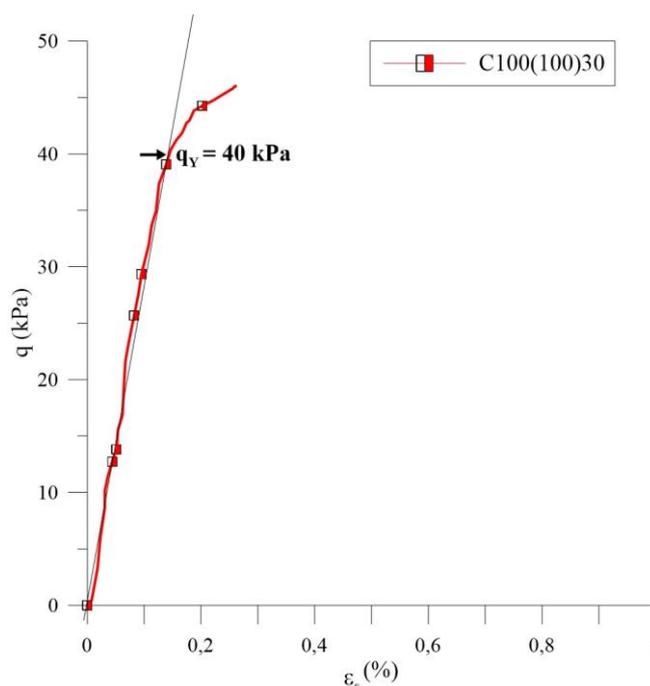


Figura 4.50: Provável ponto de plastificação em trajetória p' constante para a amostra C100(100)30

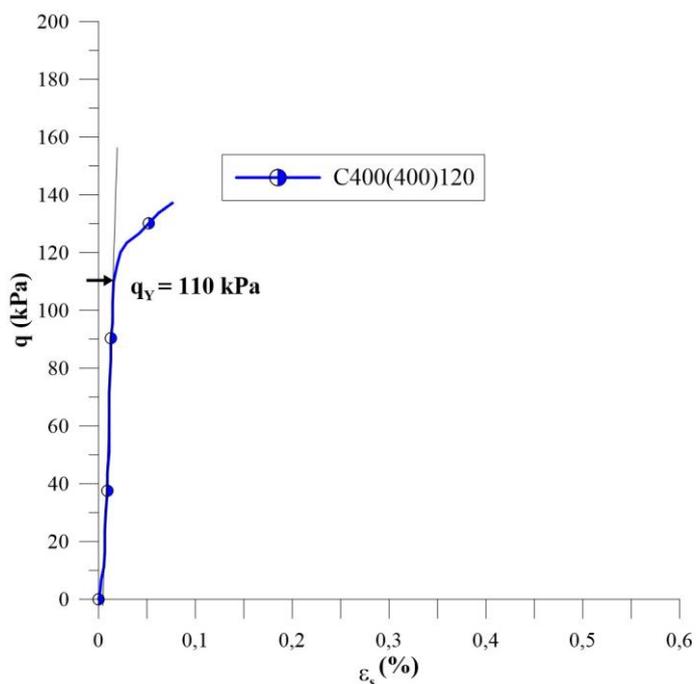


Figura 4.51: Provável ponto de plastificação em trajetória p' constante para a amostra C400(400)400

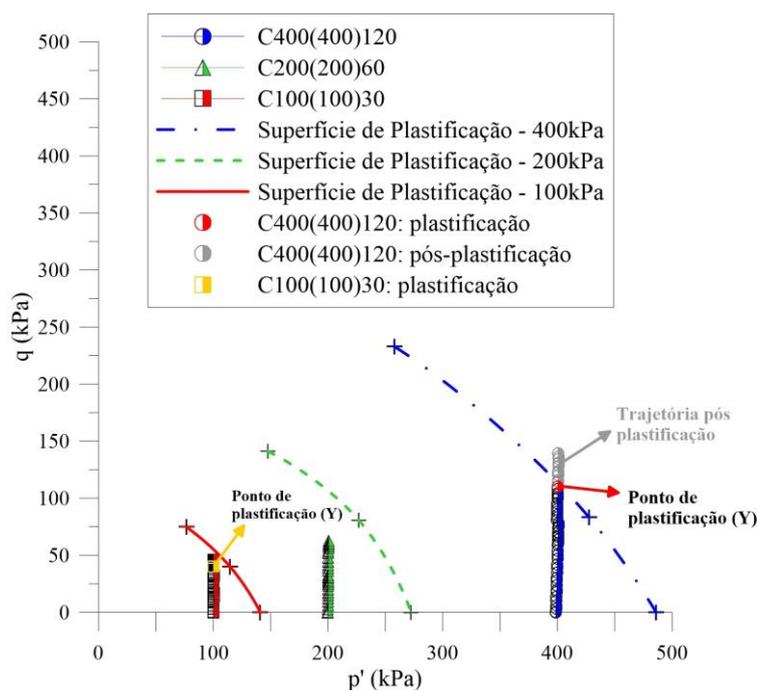


Figura 4.52: Pontos de plastificação a partir das trajetórias de tensão dos ensaios p' constante para $q_0 = 0,3 \sigma'_c$

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios em que a tensão desvio foi levada até o mesmo valor de tensão efetiva ($q_0 = \sigma'_c$), dentre esses C100(100)100; C200(200)200 e C400(400)400. Na Figura 4.53, ilustra-se o comportamento tensão-deformação (a), demonstrando a evolução da tensão desvio e da deformação distorcional, seguido da evolução da variação volumétrica em relação à deformação distorcional (b) e, por fim as trajetórias de tensão que conduziram as amostras até a tensão desvio alvo de ensaio.

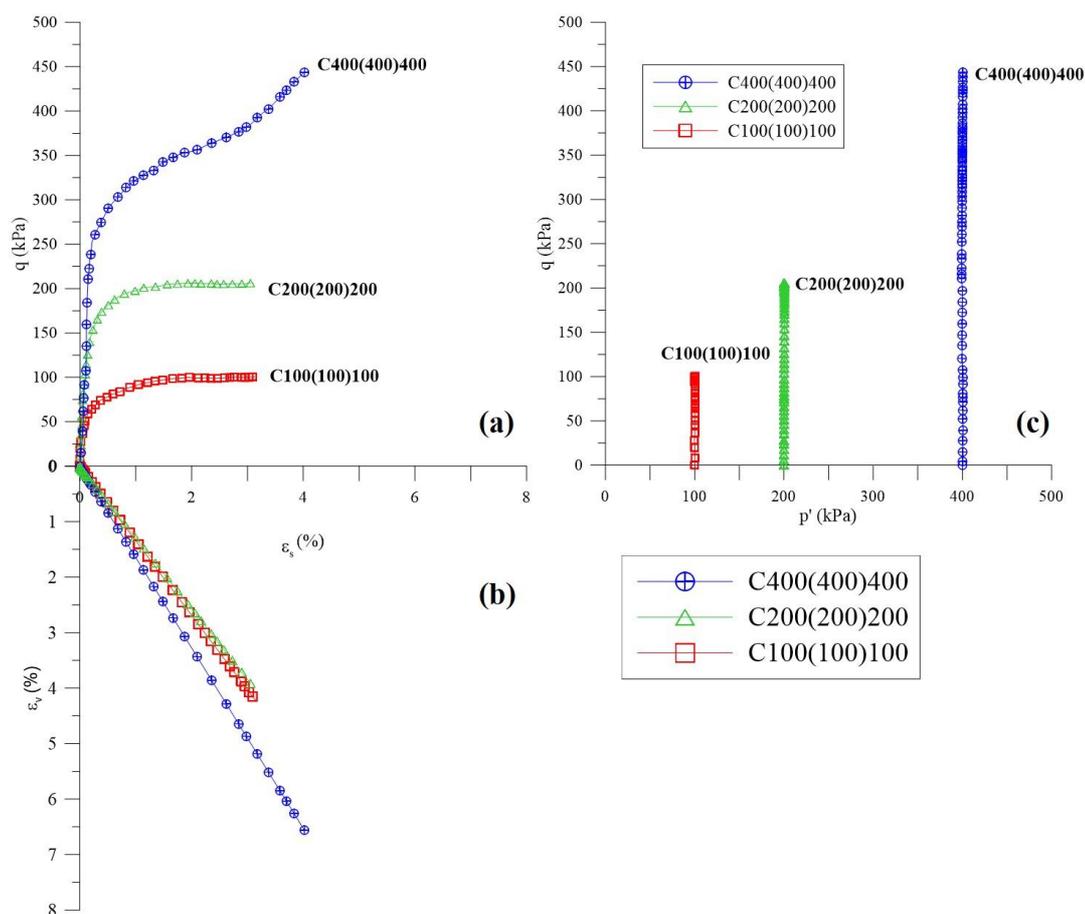


Figura 4.53: Comportamento tensão-deformação – (a) $q \times \varepsilon_s$; deformação volumétrica-deformação distorcional – (b) $\varepsilon_v \times \varepsilon_s$ e trajetórias de tensão – (c) $p' \times q$, para a trajetória p' constante dos ensaios $q_0 = \sigma'_c$

O que se verifica, agora, são maiores deformações, sendo que a amostra curada a 400 kPa apresenta uma tendência de comportamento de endurecimento, à medida que as deformações vão ocorrendo. Já as amostras curadas a 100 kPa e 200 kPa apresentam curva tensão-

deformação sem pico pronunciado para tensões desvios constantes a partir de aproximadamente 1% de deformação. Observa-se, como demonstra a Figura 4.54, que as trajetórias de tensão ultrapassam a superfície de plastificação, situando-se, porém, em um estado de tensões abaixo das envoltórias de resistência para cada tensão de cura estudado. Assim, é viável garantir que já houve plastificação e desestruturação da estrutura cimentada, sem haver, no entanto, ruptura das amostras.

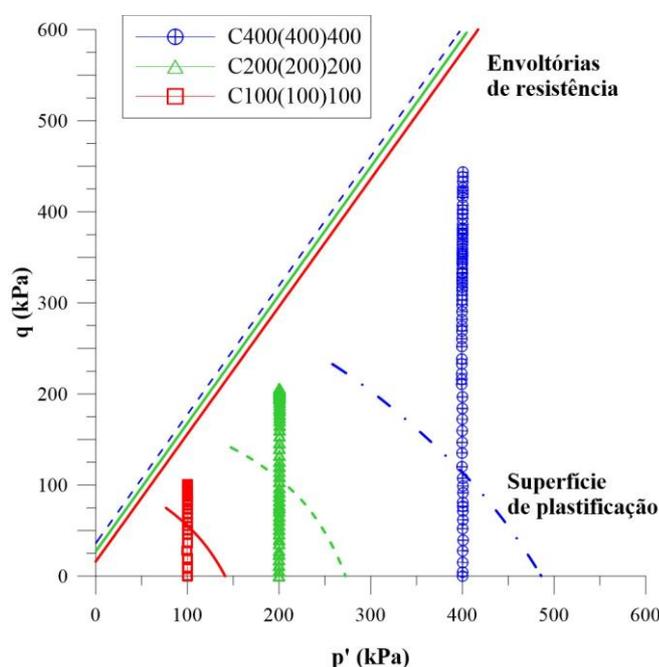


Figura 4.54: Trajetórias de tensão dos ensaios p' constante para $q_0 = \sigma'_c$ em relação à superfície de plastificação e envoltórias de resistência

4.4.2 Carregamento cíclico

A partir das condições de ensaio determinadas e já apresentadas neste capítulo, passa-se a apresentar os resultados da fase de aplicação das cargas cíclicas às amostras. Cabe ressaltar que os ensaios foram realizados a partir do controle das tensões, sob condições não drenadas e conduzidos até que se atingissem 1000 ciclos, ou até que a amostra apresentasse considerável incremento de deformação, ultrapassando o limite de medição de deslocamento do equipamento (CARTER et al., 1988; FESTUGATO et al., 2015; SCHULZ, 2020). Em relação à definição da ruptura e do critério de parada de ensaio cíclico, autores como Airey e Fahey (1991), Ishihara (1996), Marto et al. (2015 e 2016) e Carretta et al. (2021) determinam que a ruptura de amostras

ensaiadas sob condições cíclicas possa ser definida por duas vertentes: (a) quando a razão entre o excesso de poropressão gerado por ciclo e a tensão efetiva de início do cisalhamento ($\Delta u/\sigma'_o$) seja igual ou próxima de 1, alcançando uma condição temporária de valor nulo, ou (b) quando a dupla amplitude de deformação de 5% for atingida.

Inicialmente, os ensaios serão apresentados em função da tensão de cura utilizada, a seguir, faz-se uma análise em função do estado de tensões ao qual as amostras são submetidas anteriormente ao início do carregamento cíclico e, por fim, são apresentadas as considerações a respeito da rigidez das amostras.

4.4.3 Cura 100 kPa

A fim de avaliar o comportamento a solicitações cíclicas das amostras ensaiadas após cura de 100 kPa, foram realizados ensaios cíclicos sob tensões efetivas iguais às tensões de cura, porém com tensões desvio iniciais (q_0) iguais a 30 kPa e 100 kPa, além de um ensaio com tensão desvio inicial nula. Para todos esses ensaios, a amplitude de tensão desvio aplicada às amostras correspondeu a $\Delta\sigma_d = \pm 10$ kPa. Os resultados para as fases de p' constante já apresentados no item 4.4.1 também estão ilustrados nesta seção, a critério de contextualização da continuidade da etapa cíclica, ora apresentada.

A Figura 4.55 demonstra os resultados obtidos após a conclusão dos ensaios cíclicos em amostras curadas a 100 kPa. A Figura 4.55(a) aborda o comportamento tensão-deformação; a Figura 4.55(b), o detalhamento das curvas tensão-deformação, para as amostras C100(100)0 e C100(100)30, já que essas apresentaram pequenas deformações e, portanto necessitam de

ampliação da escala para melhor visualização; e a Figura 4.55(c), as trajetórias de tensão às quais as amostras foram submetidas ao longo de todo processo de ensaio.

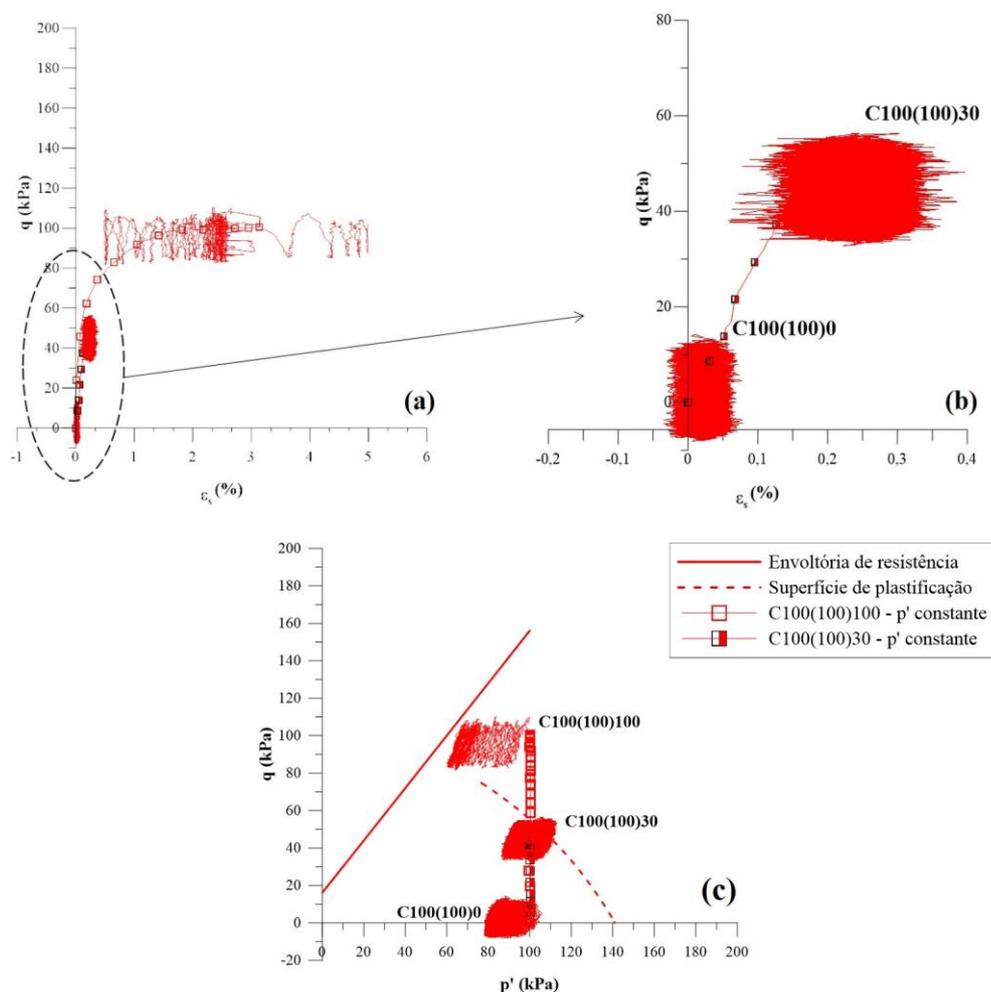


Figura 4.55: Ensaio cíclico das amostras curadas sob tensão de 100 kPa. (a) Comportamento tensão-deformação: $q \times \varepsilon_s$; (b) Comportamento tensão-deformação em detalhe para amostras C100(100)0 e C100(100)30; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$

Analisando as curvas apresentadas em (a) e (b), é possível verificar que quanto menor é a tensão desvio inicial, menores são as deformações apresentadas pelos corpos de prova, no carregamento cíclico, sendo que para o ensaio em que a tensão desvio inicial é nula ($q_0 = 0$) - C100(100)0 -, as deformações são menores de 0,1%, tanto em extensão (ε_s negativa), quanto em compressão. Da mesma forma ocorre para o ensaio C100(100)30, em que a amplitude das deformações é da ordem de 0,1%. Para essas duas amostras, é possível verificar que a aplicação

dos 1000 ciclos de carregamento não foi suficiente para que o material atingisse a ruptura, ou apresentasse deformações excessivas. Já para a amostra conduzida em trajetória p' constante até a tensão desvio de 100 kPa ($q_0 = 100$ kPa), pode-se observar que a curva tensão-deformação indica consideráveis deformações já na aplicação dos primeiros ciclos de carregamento, conduzindo a amostra à ruptura nos ciclos seguintes.

Em uma análise das trajetórias de tensão, apresentadas na parte (c) da figura, verifica-se, em relação à plastificação, que a amostra C100(100)0 ainda se encontra na face interna à superfície, apresentando, portanto, pequenas deformações para o trecho elástico; que a amostra C100(100)30 ultrapassa em parte a envoltória de plastificação proposta, conduzindo o ensaio a estados de tensão ora internos, ora externos ao limiar, até que em dado trecho do ensaio, a histerese de tensões perfaz o trajeto interno à superfície de plastificação. O ensaio C100(100)100 apresenta trajetória em constante redução da tensão efetiva principal (p'), em virtude dos ciclos de carregamento aplicados e da geração de poropressão da amostra, até atingir a ruptura. Observa-se que diante da ruptura, o ensaio se aproxima da envoltória de resistência proposta a partir dos ensaios monotônicos, porém, estimando-se que apesar de não tocar a envoltória, esteja muito próxima a essa.

A seguir, apresenta-se a Figura 4.56, a qual demonstra através do número de ciclos, como se dá a evolução das deformações Figura 4.56(a) e da poropressão Figura 4.56(b) dos ensaios realizados em amostras curadas a 100 kPa. O que se verifica em relação às deformações é que os ensaios para as menores tensões desvio iniciais apresentam considerável estabilidade das deformações que se estende ao longo dos 1000 ciclos aplicados durante o ensaio. O mesmo não ocorre para amostra ensaiada a uma tensão desvio inicial de 100 kPa ($q_0 = \sigma'_c$), que apresenta elevada amplitude de deformação, atingindo deformação distorcional de 5% no ciclo número 36, definido como ciclo de ruptura da amostra (N_f). Em relação à geração de poropressão, detecta-se uma amplitude da ordem de 12kPa para o ensaio C100(100)0, após estabilidade em aproximadamente 100 ciclos que se mantém até o final do ensaio. A amostra C100(100)30 apresentou comportamento peculiar, no qual ocorre inicialmente a geração de poropressão positiva, a qual reduz e após 400 ciclos se torna negativa. O terceiro ensaio apresentado, C100(100)100, por sua vez, apresenta relevante incremento da poropressão no ciclo correspondente à ruptura da amostra.

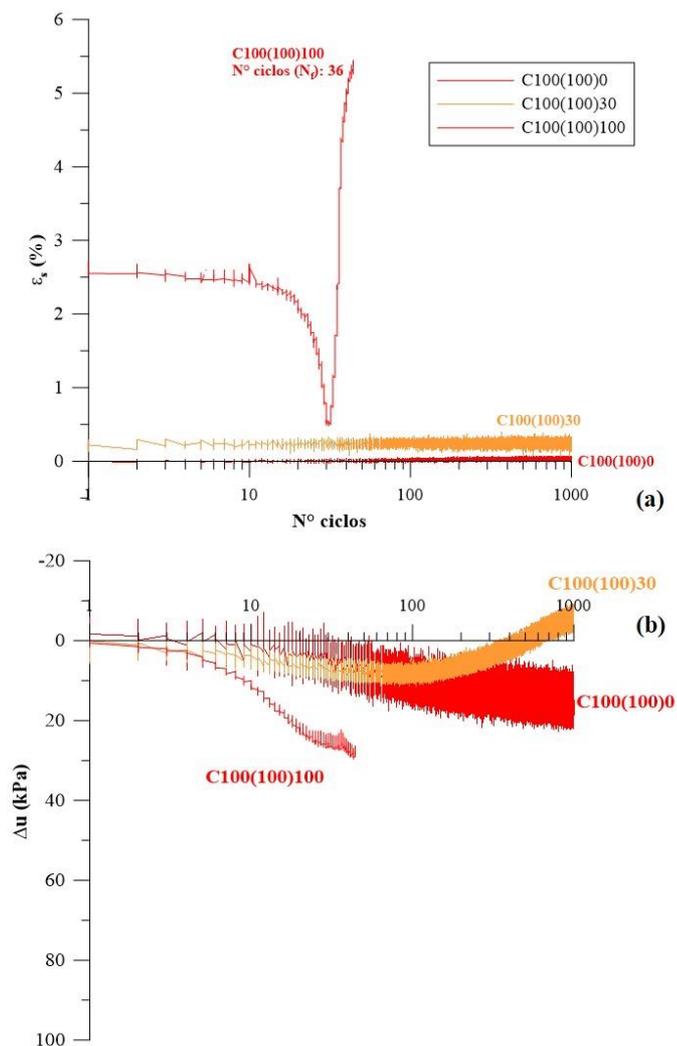


Figura 4.56: Resposta cíclica das amostras curadas a 100 kPa, em função do número de ciclos aplicados. (a) Evolução da deformação ao longo dos ciclos; (b) Evolução da poropressão ao longo dos ciclos

4.4.4 Cura 200 kPa

As amostras curadas a 200 kPa demonstraram comportamento análogo às amostras apresentadas no item anterior, sendo então apresentados, nesta seção, os resultados obtidos para os ensaios C200(200)0; C200(200)0±40; C200(200)60 e C200(200)200. Nessa sequência de ensaios, as tensões desvio iniciais também corresponderam a 30% e 100% da tensão efetiva,

além da tensão desvio inicial nula, também estudada. A amplitude das tensões desvio foi de $\Delta\sigma_d = \pm 20$ kPa, à exceção de uma das amostras, na qual se aplicou $\Delta\sigma_d = \pm 40$ kPa.

A Figura 4.57 apresenta os resultados obtidos para (a) comportamento tensão-deformação; (b) o detalhamento das curvas tensão-deformação, para as amostras C200(200)0; C200(200)0 \pm 40 e C200(200)60, em virtude das pequenas deformações e, necessidade de ampliação da escala para melhor visualização; e (c) as trajetórias de tensão às quais as amostras foram submetidas ao longo de todo processo de ensaio.

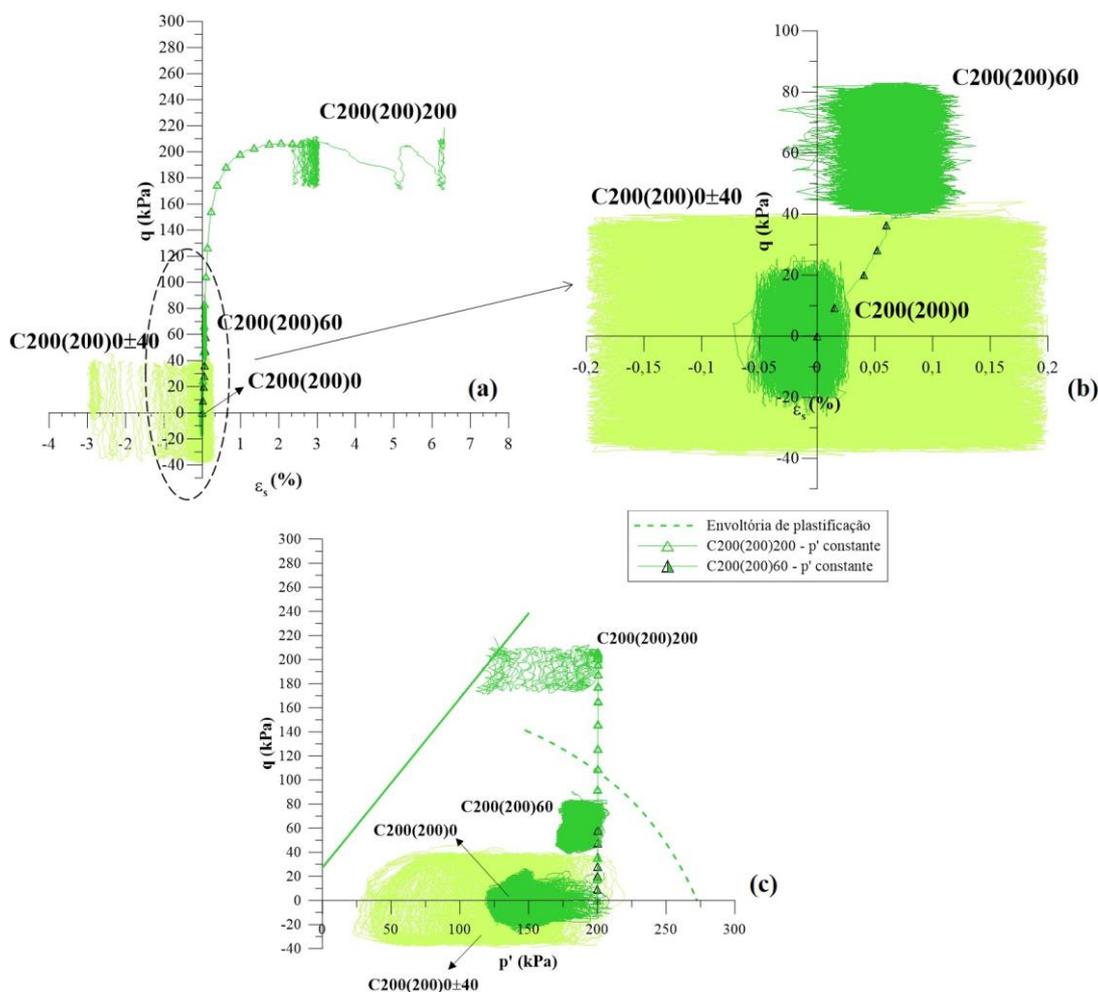


Figura 4.57: Ensaio cíclico das amostras curadas sob tensão de 200 kPa. (a) Comportamento tensão-deformação: $q \times \epsilon_s$; (b) Comportamento tensão-deformação em detalhe para amostras C200(200)0, C200(200)0 \pm 40 e C200(200)60; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$

Da mesma forma que na análise anterior, pode-se afirmar que quanto maior é a tensão desvio inicial (q_0), ou, nesse caso acrescenta-se também a amplitude de tensão desvio ($\Delta\sigma_d$), maiores são as deformações apresentadas pelas amostras. Aquelas que apresentam estado de tensões dentro da envoltória de plastificação, à exceção da C200(200)0±40, apresentam pequenas deformações, com amplitude máxima de 0,2%, atingindo condição de histerese no comportamento até o final do ensaio. A amostra C200(200)200, em contrapartida, sofreu relevantes deformações, já no início dos ciclos, as quais conduziram o material à ruptura, ilustrada também na Figura 4.57(c), quando a trajetória de tensões toca a envoltória de resistência anteriormente proposta.

O que se verifica para o ensaio em que se considerou uma maior amplitude de tensão desvio, $\Delta\sigma_d = 40$ kPa, é que há um incremento nas deformações ao longo dos ciclos, ocorrendo amplitude de 3,2% até a parada do ensaio em 520 ciclos. Em função do posicionamento da instrumentação, especificamente para esse ensaio, houve extrapolação do limite de leitura do sensor, impossibilitando a continuidade do carregamento.

Por conseguinte, a Figura 4.58 apresenta a evolução das deformações (a) e a geração de poropressão (b) ao longo dos ciclos. Da mesma forma é possível destacar a considerável estabilidade das deformações das amostras C200(200)0 e C200(200)60 para os 1000 ciclos aplicados, de forma que esses não foram suficientes para que ocorresse a ruptura dessas amostras. Já a amostra C200(200)0±40 apresenta um considerável incremento de deformação a partir do ciclo 500. O corpo de prova C200(200)200, já no 24º ciclo manifesta as deformações que levam à ruptura. Em relação às poropressões, verifica-se que a amostra com maior amplitude de tensão desvio apresenta também maiores poropressões, com notável amplitude, até o ciclo ensaiado. Ademais, aquelas que tiveram tensão desvio inicial nula ou de 60 kPa apresentaram geração de poropressão relativamente estável ao longo dos 1000 ciclos, sendo que a primeira apresentou maior amplitude do que a segunda. E, por fim, a amostra com tensão desvio inicial de 200 kPa revelou acentuado incremento de poropressão logo nos primeiros ciclos, chegando a um valor próximo de 80 kPa, que levou o material à ruptura após 24 ciclos.

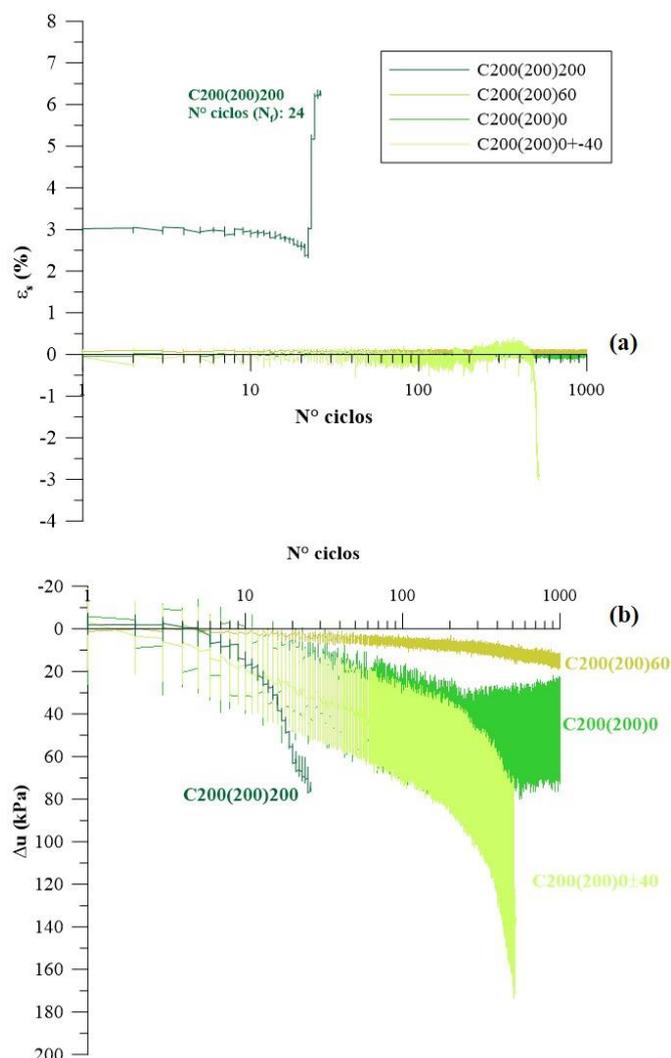


Figura 4.58: Resposta cíclica das amostras curadas a 200 kPa, em função do número de ciclos aplicados. (a) Evolução da deformação ao longo dos ciclos; (b) Evolução da poropressão ao longo dos ciclos

4.4.5 Cura 400 kPa

Para as amostras curadas a 400 kPa, é possível perceber que a tendência é mantida em relação às demais tensões de cura. A Figura 4.59 corrobora com as afirmativas já apresentadas na pesquisa, nos subitens 4.4.3 e 4.4.4. Os gráficos demonstram o comportamento dos ensaios realizados a partir da cura sob tensão de 400 kPa e cisalhados a diferentes tensões desvio iniciais: $q_0 = 0$; $q_0 = 120$ kPa e $q_0 = 400$ kPa. A amplitude de tensão desvio desses ensaios corresponde a 10% da tensão efetiva, sendo, portanto, $\Delta\sigma_d = \pm 40$ kPa. Após o ensaio

C400(400)120, em virtude da não ocorrência de ruptura, optou-se por prosseguir ao cisalhamento da amostra, em condições monotônicas, após concluídos os 1000 ciclos de ensaio pré-estabelecidos. Assim, esse resultado também pode ser visualizado nos gráficos a seguir. Outros detalhes a respeito desse ensaio, especificamente, estão ilustrados no subitem 4.4.5.1 que segue.

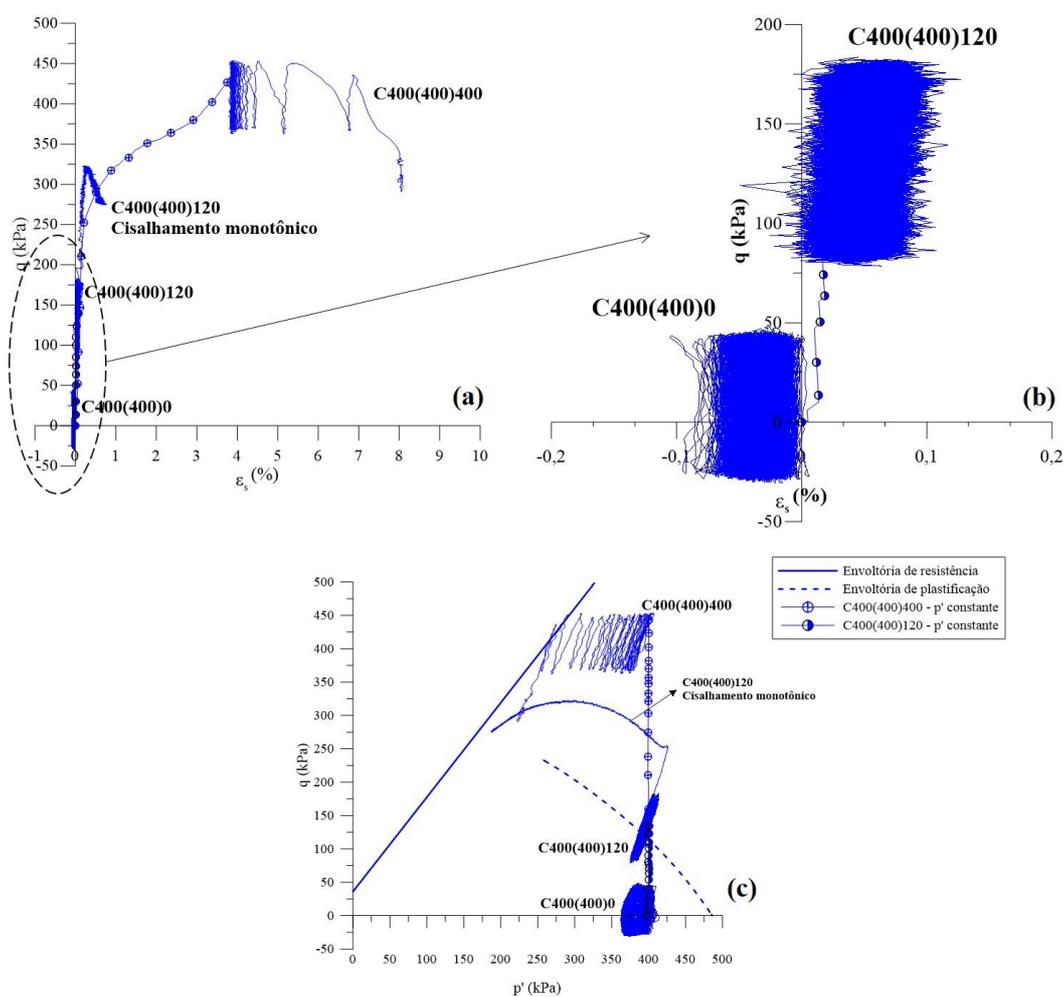


Figura 4.59: Ensaio cíclico das amostras curadas sob tensão de 400 kPa. (a) Comportamento tensão-deformação: $q \times \varepsilon_s$; (b) Comportamento tensão-deformação em detalhe para amostras C400(400)0 e C400(400)120; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$

Na Figura 4.59(a), na qual se apresentam as curvas tensão-deformação, assim como na Figura 4.59(b), podem ser visualizadas pequenas deformações para as amostras ensaiadas a uma tensão desvio menor, em relação às amostras ensaiadas com tensão desvio inicial $q_0 = 400$ kPa. A

última apresenta grandes deformações, que denotam a ruptura da amostra nos primeiros ciclos de carregamento. A amplitude de deformação dessa amostra é da ordem de 4% e a trajetória de tensões, apresentada na Figura 4.59(c) indica que as tensões desenvolvidas no ensaio ultrapassam a envoltória de resistência para a cura a 400 kPa. Já as outras amostras apresentaram amplitude de deformações menores de 0,1%, além de relativa estabilidade de deformação ao longo dos 1000 ciclos impostos.

Na Figura 4.60 são ilustradas as deformações e a geração de poropressão ao longo dos ciclos para Figura 4.60(a) e Figura 4.60(b), respectivamente. O que se verifica é a mesma tendência de comportamento já apresentada, qual seja: pequenas deformações para as amostras ensaiadas sob menores tensões desvio cíclicas e considerável deformação, a partir do ciclo 24 para a amostra sujeita a ciclos em tensão desvio inicial igual a 400 kPa, conduzindo o corpo de prova C400(400)400 à ruptura. A mesma tendência já demonstrada também ocorre para as poropressões geradas durante os ensaios. As amostras ensaiadas a menores tensões desvio iniciais, ou seja, C400(400)0 e C400(400)120 apresentam estabilidade na geração de poropressão ao longo dos 1000 ciclos, os quais não foram suficientes para ocasionar a ruptura desses corpos de prova. A amostra que atingiu a ruptura apresenta abrupto incremento de poropressão, quando chega a aproximadamente 130 kPa de poropressão no 24^o ciclo.

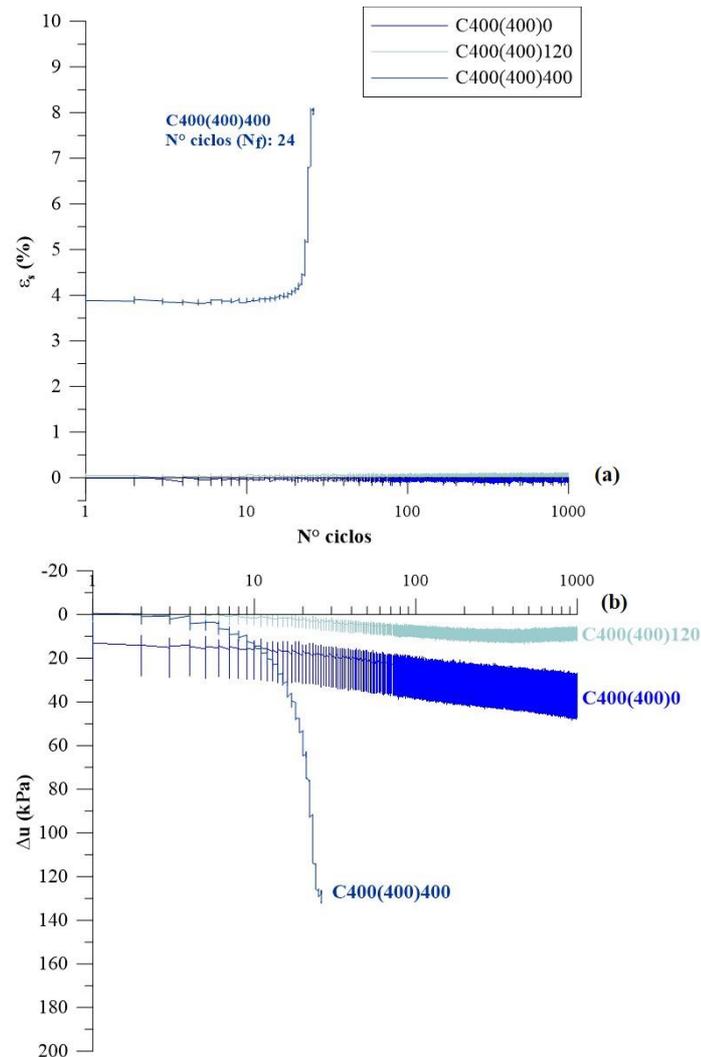


Figura 4.60:Resposta cíclica das amostras curadas a 400 kPa, em função do número de ciclos aplicados. (a) Evolução da deformação ao longo dos ciclos; (b) Evolução da poropressão ao longo dos ciclos

4.4.5.1 Cisalhamento pós-cíclico

Seguido de um dos ensaios cíclicos dos quais o material não atingiu a ruptura, optou-se por dar prosseguimento ao ensaio, porém aplicando carregamento monotônico não drenado à amostra, após findados os 1000 ciclos pré-definidos. Assim, o ensaio C400(400)120 foi submetido ao cisalhamento monotônico pós-cíclico para que se avaliasse o seu comportamento. A Figura 4.61 apresenta os resultados obtidos sendo que estão ilustrados em (a) a curva tensão-deformação; (b) a geração de poropressão ao longo da deformação; (c) a trajetória de tensões de ensaio.

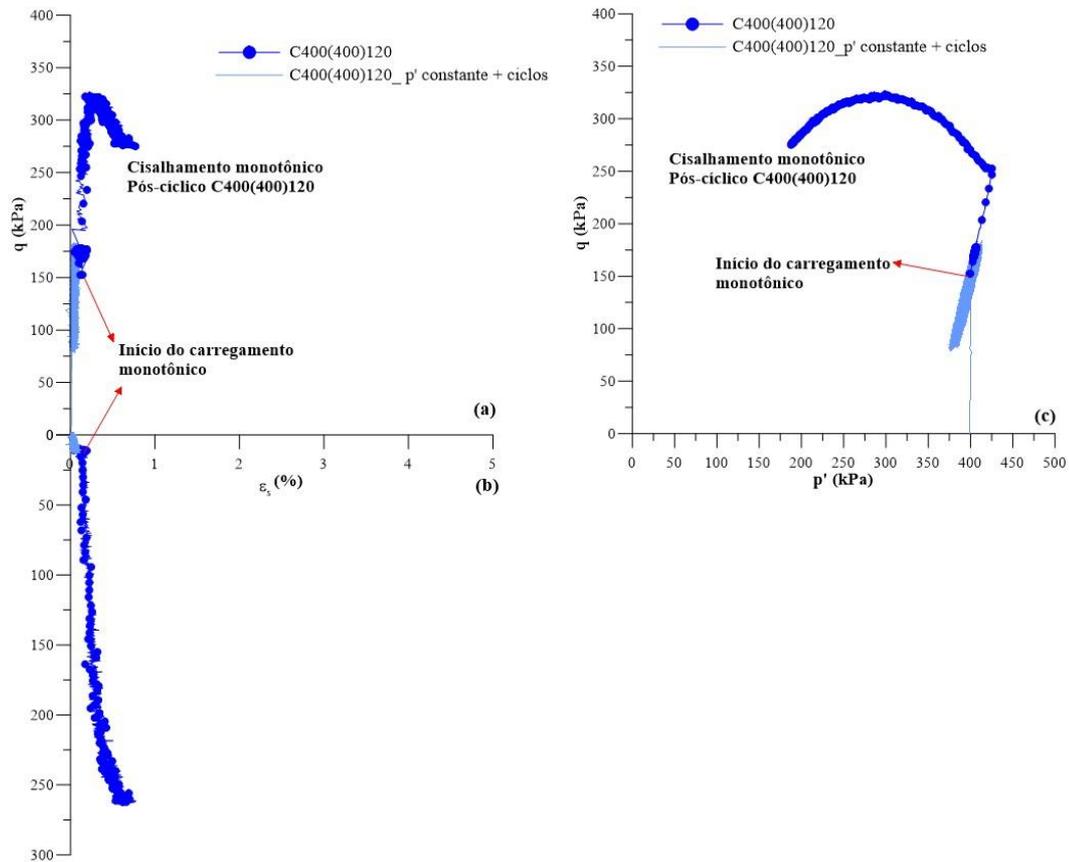


Figura 4.61: Comportamento pós-cíclico para a amostra C400(400)120. (a) Curvas tensão-deformação: $q \times \varepsilon_s$; (b) Geração de poropressão-deformação: $\Delta u \times \varepsilon_s$; (c) Trajetórias de tensão: $p' \times q$

Observa-se, pela curva tensão-deformação, que a amostra apresenta, mesmo após os ciclos, a mesma tendência dos ensaios monotônicos de apresentar pico de resistência, seguido da redução das tensões até uma provável estabilidade. Da mesma forma ocorre para a geração de poropressão que incrementa até a condição pós-pico, na qual apresenta tendência de estabilidade. Cabe ressaltar que o ensaio foi realizado após o carregamento cíclico e mantendo o mesmo estado de tensões na qual se encontrava aos 1000 ciclos. Assim, a tensão desvio foi incrementada a partir de 150 kPa, a poropressão apresentava acúmulo de 10 kPa e a deformação distorcional se mostrava na ordem de 0,1%. A trajetória de tensões também se mostrou muito semelhante à trajetória ilustrada pelos ensaios monotônicos, reduzindo o valor de p' ao longo do carregamento, em função da geração de poropressão positiva.

Em análise à Figura 4.59(c), em que a trajetória da fase pós-cíclica é apresentada, verifica-se que a amostra se apresenta muito próxima à envoltória de resistência última do material. Supõe-se que maiores deformações seriam necessárias para que a amostra atingisse essa condição, embora a tendência de comportamento indique essa trajetória esperada.

4.4.6 Efeito do estado de tensões

Após a análise dos ensaios, pôde-se verificar que o comportamento do material, sob carregamento cíclico se dá em função do estado de tensões em que o corpo de prova se encontra previamente ao carregamento. Isto é, observou-se tendência de comportamento muito semelhante para todas as amostras ensaiadas sob tensão desvio inicial nula, assim como para tensões desvios iniciais correspondentes a 30% da tensão efetiva ($q_0 = 0,3\sigma'_c$) e 100% da tensão efetiva ($q_0 = \sigma'_c$), entre si, independente da tensão de cura. Evidentemente, entre as tensões de cura, a magnitude das tensões e deformações se difere. No entanto, destaca-se que a tendência de comportamento é muito similar. Esse fato permite inferir que o comportamento do solo fracamente cimentado estudado é dependente do estado de tensões e da posição em que se encontra em relação à envoltória de resistência e, principalmente em relação à superfície de plastificação. Podendo, dessa forma, sugerir que o comportamento do material cimentado é totalmente dependente da estrutura formada pela cimentação e, portanto, da condição íntegra ou desarranjada dessa.

A Figura 4.62 ilustra todas as trajetórias de tensão dos ensaios cíclicos realizados no espaço p' \times q . A partir desse gráfico, é possível depreender que para as tensões analisadas, quanto mais distante da superfície de plastificação, mais estável é o comportamento da amostra, assim como é demonstrado para aquelas que tiveram os ciclos aplicados a partir da tensão desvio nula ($q_0 = 0$). Cabe destacar, para essas amostras, tão somente uma pequena variabilidade das tensões ao longo dos ciclos, representadas pela estabilidade da geração de poropressão ao longo dos 1000 ciclos aplicados. Em tese, as amostras que não sofreram plastificação de sua estrutura no nível de tensões aplicado, demonstraram trajetórias de tensão distantes das envoltórias de resistência, representando que não houve ruptura dessas amostras ao longo dos ensaios executados. Nitidamente, quanto maior a amplitude de tensão desvio aplicada, maiores eram as poropressões desenvolvidas. Porém, para todas as amostras ensaiadas em tensão desvio nula,

verificou-se o comportamento em estabilidade, representado pelas curvas em histerese para todas as condições e tensões de cura empregadas.

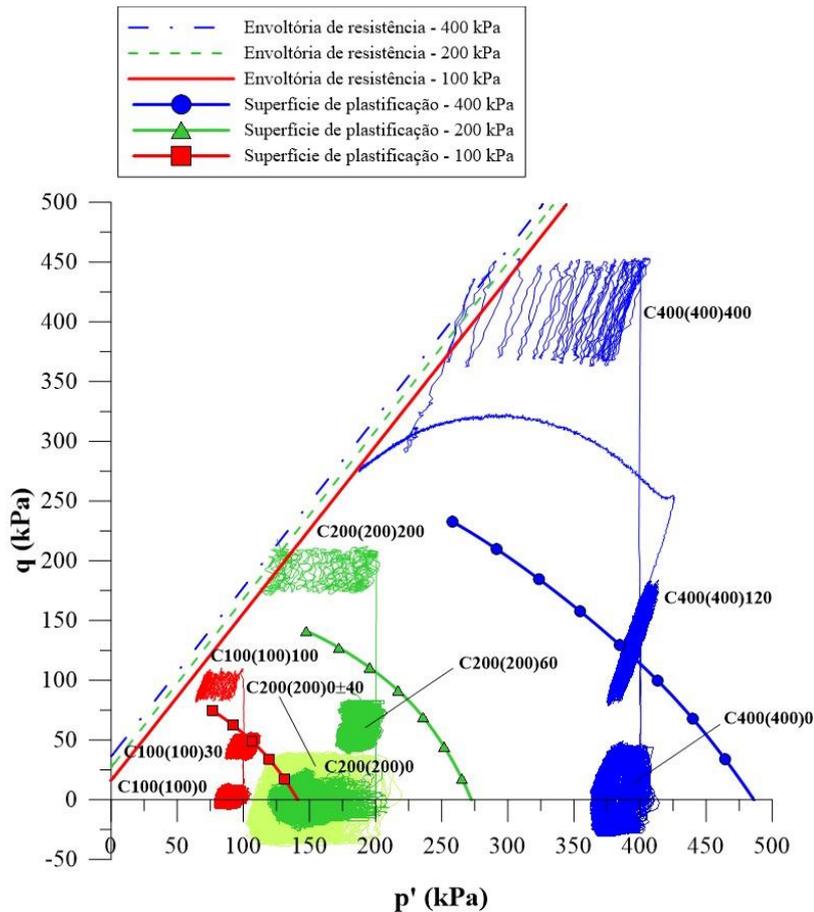


Figura 4.62: Trajetórias de tensão e posição relativa às envoltórias de resistência e de plastificação

Em especial, quando se trata da amostra C200(200)0±40, na qual se variou a amplitude da tensão desvio, notou-se comportamento em parte diferenciado das demais sob condição de tensão desvio inicial nula. Verificou-se, para essa, considerável redução da tensão principal média (p') em função do crescente incremento de poropressão positiva. Nesse caso, cabe ressaltar que houve a interrupção do ensaio ainda em 520 ciclos, devido às limitações do equipamento. Considerando que essa amostra, ensaiada sobre o eixo p' , a partir de uma tensão desvio nula, sofre efeito combinado das solicitações de compressão e extensão, supõe-se que a pesquisa não dispõe de dados suficientes, especialmente no que tange à trajetória em extensão, para identificar eventual ruptura da amostra em caso de continuidade do ensaio. O que se

verificou foi a predominância das deformações em extensão, podendo induzir a amostra à ruptura em uma envoltória de extensão. Contudo, os dados disponíveis com base nos ensaios realizados não fornecem definições para qualquer conclusão acerca dessa amostra.

Para as amostras ensaiadas sob carregamento cíclico em uma condição de tensão desvio inicial igual a 30% da tensão efetiva ($q_0 = 0,3 \sigma'_c$), mesmo que os ensaios tenham virtualmente ultrapassado a envoltória de plastificação para as curas a 100 kPa e 400 kPa (C100(100)30; C400(400)120), verificou-se, para as trajetórias de tensão, um comportamento similar às amostras ensaiadas na condição de $q_0 = 0$, quando se trata da estabilidade das tensões e da histerese originada após alguns ciclos de carregamento. A amostra curada a 200 kPa, que permanece na face interna da envoltória de plastificação proposta, apresenta comportamento típico e similar das demais que não atingiram a plastificação, como mencionadas anteriormente. Há estabilidade na geração de poropressão, nas tensões desenvolvidas, pequenas deformações e histerese ao longo dos 1000 ciclos aplicados.

Para as amostras que ultrapassam a superfície de plastificação até que se atingissem tensões desvio iniciais iguais à tensão de confinamento, verificou-se tendência à ruptura logo nos primeiros ciclos de carregamento e tocam a envoltória de resistência a partir da geração de poropressões positivas. As amostras curadas a 100 kPa suportaram 36 ciclos de carregamento ($N_f = 36$), enquanto que as curadas a 200 kPa e 400 kPa tocaram a envoltória de resistência após 24 ciclos ($N_f = 24$). O que se verifica, dessa forma, é que independente da tensão de cura, as amostras atingem a ruptura em função do nível e do estado de tensões que a essas é imposto, em uma estrutura cimentada já desarranjada, induzindo a amostra a maiores deformações e à consequente falha.

Para análise das deformações desenvolvidas pelas amostras sob mesma condição de carregamento, independente da tensão de cura, apresentam-se as figuras que representam as curvas tensão-deformação e a amplitude de deformações ao longo dos ciclos a seguir. A Figura 4.63 indica as deformações alcançadas no carregamento cíclico, enquanto que a Figura 4.64 ilustra a evolução da amplitude de deformação para um mesmo ciclo, ao longo do desenvolvimento do carregamento, ambas para os pelos quatro ensaios executados a partir da

condição de $q_0 = 0$. A Figura 4.65 apresenta os resultados para a condição de $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ e, por fim, a Figura 4.67, as curvas tensão deformação das amostras em que $q_0 = \sigma'_c$.

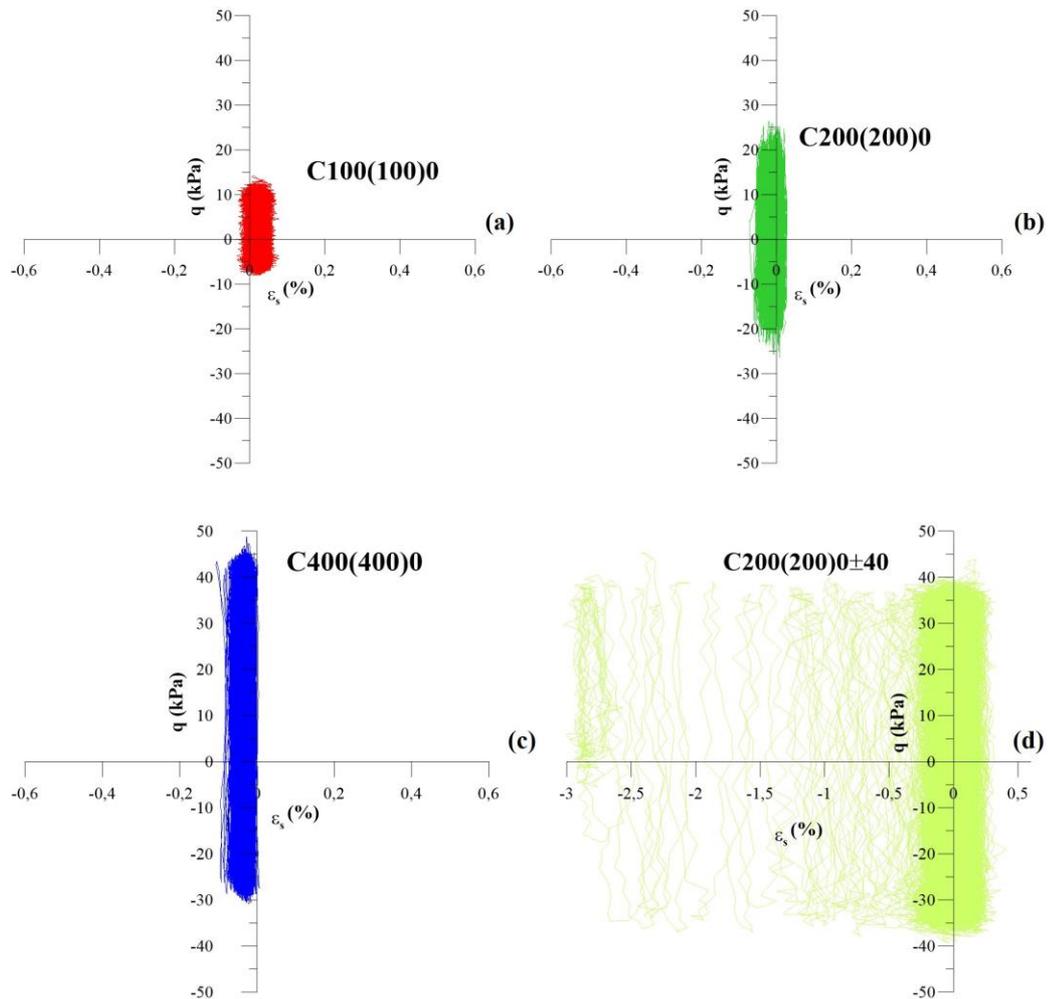


Figura 4.63: Comportamento tensão-deformação para ensaios cíclicos executados a partir de $q_0 = 0$

Em relação aos ensaios com tensão desvio inicial nula ($q_0 = 0$), nos quais a amplitude de tensão desvio proporcionou um estado de tensão em compressão, quando se aplicava meia amplitude de tensão desvio positiva e um em extensão, quando havia a aplicação de meia amplitude de tensão desvio negativa, é possível verificar as deformações na Figura 4.63 ao longo do carregamento e a amplitude das deformações ao longo dos ciclos na Figura 4.64. Ao observar o ensaio C100(100)0, ilustrado na Figura 4.63(a), é possível identificar que as deformações são majoritariamente compressivas, representando aproximadamente 0,04% de deformação

distorcional, enquanto que as deformações negativas, de extensão, correspondem a menos de 0,01%. Em análise à Figura 4.64, é possível constatar que há considerável estabilidade das deformações ao longo dos ciclos em uma amplitude média de aproximadamente 0,06%. No ensaio, C200(200)0, por conseguinte, ilustrado na Figura 4.63(b), notam-se deformações compressivas, da ordem de 0,02% e deformações em extensão, de aproximadamente 0,05%. A amplitude média das deformações, se dá em aproximadamente 0,10% ao longo dos ciclos. A seguir, verifica-se a curva tensão-deformação do ensaio C400(400)0, na Figura 4.63(c). O que se observa, além da mesma tendência à estabilidade de deformações após alguns ciclos e a verificação de pequenas deformações, assim como os demais ensaios, é que, nesse caso, a tendência passa a ser de extensão das amostras, desde os primeiros ciclos de carregamento. O corpo de prova apresenta somente deformações negativas, de extensão até aproximadamente 0,09%. Por fim, a Figura 4.63(d) ilustra o comportamento da amostra C200(200)0±40, assim como a Figura 4.64 apresenta a amplitude de deformação ao longo dos ciclos. O que se observa é que o corpo de prova atinge maiores níveis de deformação (até 3% em extensão), em virtude da maior amplitude de tensão desvio aplicada, apresentando tanto deformações em compressão, quanto em extensão. As primeiras, de menor magnitude, são da ordem de 0,3%. Em vistas ao gráfico que ilustra a amplitude de deformações, é possível perceber o considerável incremento próximo aos 520 ciclos, até atingir $\Delta\varepsilon_s = 0,44\%$.

Para os ensaios em que se aplicou o carregamento cíclico a partir da tensão desvio inicial correspondente a 30% da tensão efetiva, verificou-se comportamento análogo às amostras já apresentadas, tal como pode ser observado nas Figura 4.65, pelas curvas tensão-deformação e Figura 4.66, na amplitude de deformação ao longo dos ciclos. A tendência de estabilização das deformações se manteve, da mesma forma que para as demais amostras, quando consideradas todas as tensões de cura em que se aplicou $q_0 = 0,3 \sigma'_c$. Em contrapartida, quando se analisam os resultados para os ensaios cíclicos em que se aplicou $q_0 = \sigma'_c$, nas Figura 4.67 e Figura 4.68, são observadas maiores deformações, tão maiores quanto maior for a tensão de cura empregada e que conduzem o material à ruptura. Por consequência, maiores amplitudes de deformação são atingidas a cada ciclo, até que se registra a ruptura das amostras.

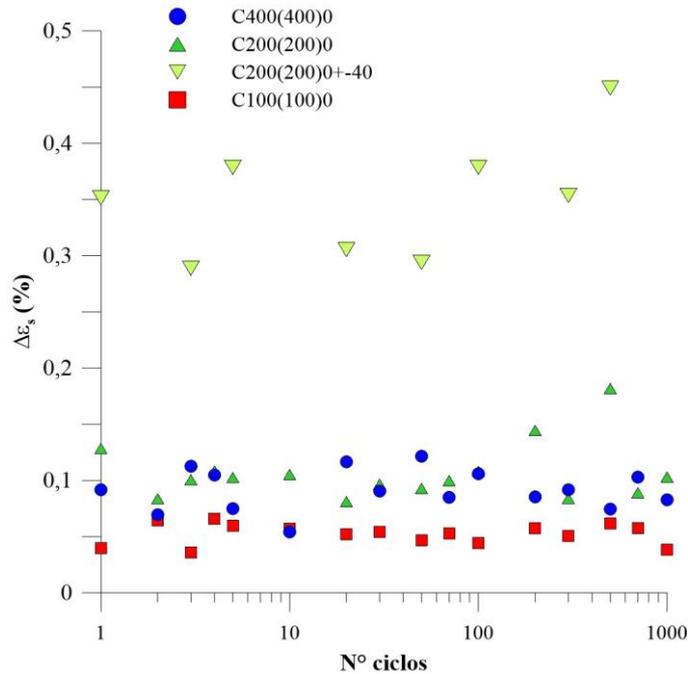


Figura 4.64: Amplitude de deformação ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas sob $q_0 = 0$

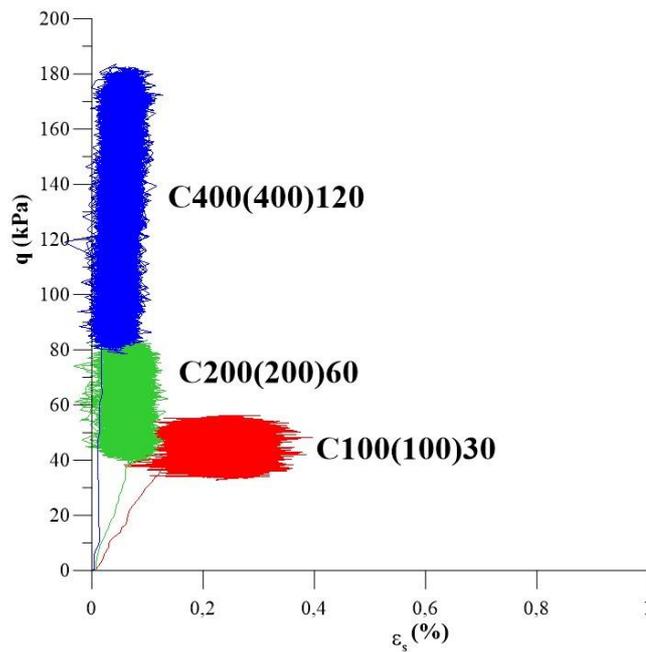


Figura 4.65: Curvas tensão-deformação para os ensaios cíclicos com $q_0 = 0,3 \sigma'_c$

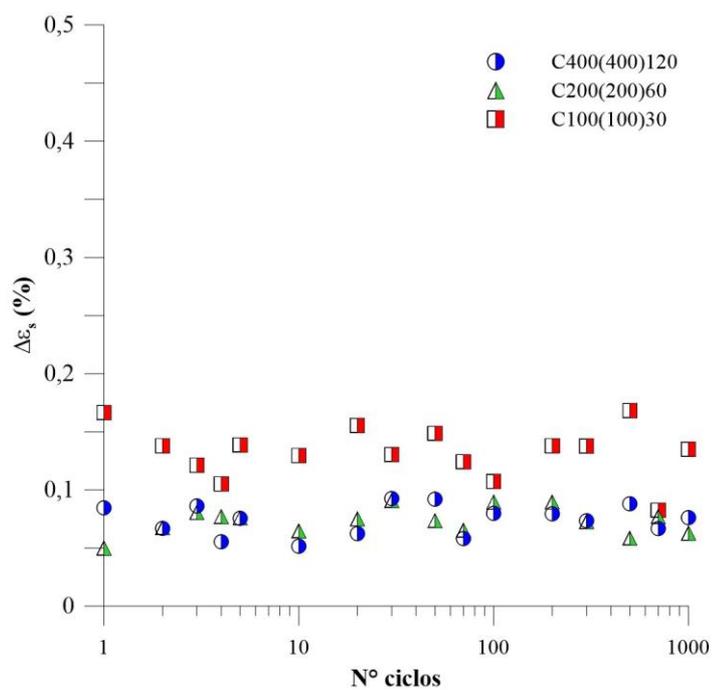


Figura 4.66: Amplitude de deformação ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas sob $q_0 = 0,3 \sigma'_c$

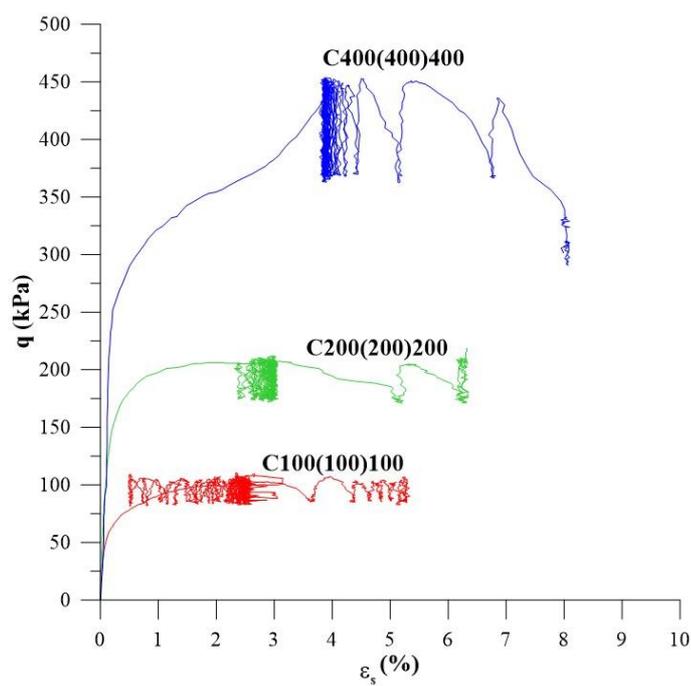


Figura 4.67: Curvas tensão-deformação para os ensaios cíclicos com $q_0 = \sigma'_c$

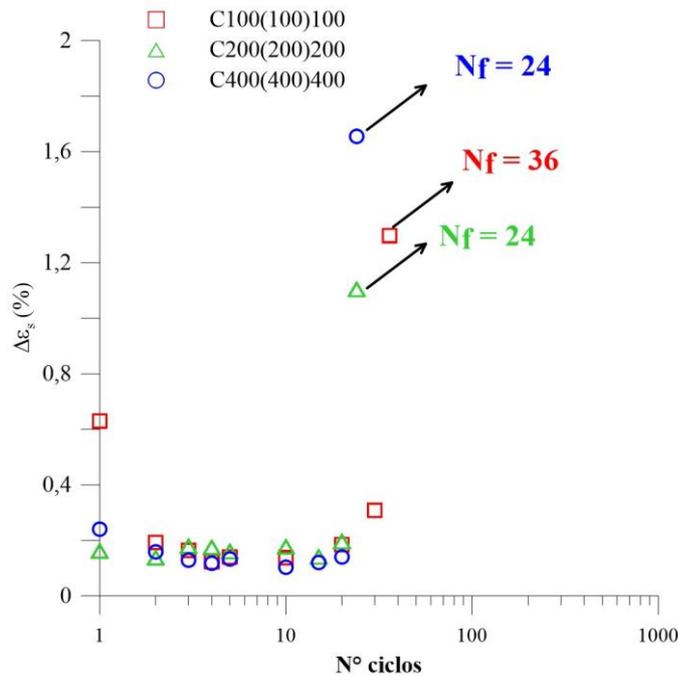


Figura 4.68: Amplitude de deformação ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas sob $q_0 = \sigma'_c$

4.4.7 Rigidez

Em uma análise da rigidez das amostras ensaiadas ao longo dos ciclos, calculou-se o módulo cisalhante (G) por ciclo, o qual se define em função da razão entre a amplitude das tensões desvio ($\sigma_{d(máx)} - \sigma_{d(mín)}$) e a amplitude das deformações distorcionais ($\varepsilon_{s(máx)} - \varepsilon_{s(mín)}$). Assim, a Figura 4.69, Figura 4.70 e Figura 4.71 demonstram a evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas sob $q_0 = 0$; $q_0 = 0,3 \sigma'_c$; e $q_0 = \sigma'_c$, respectivamente.

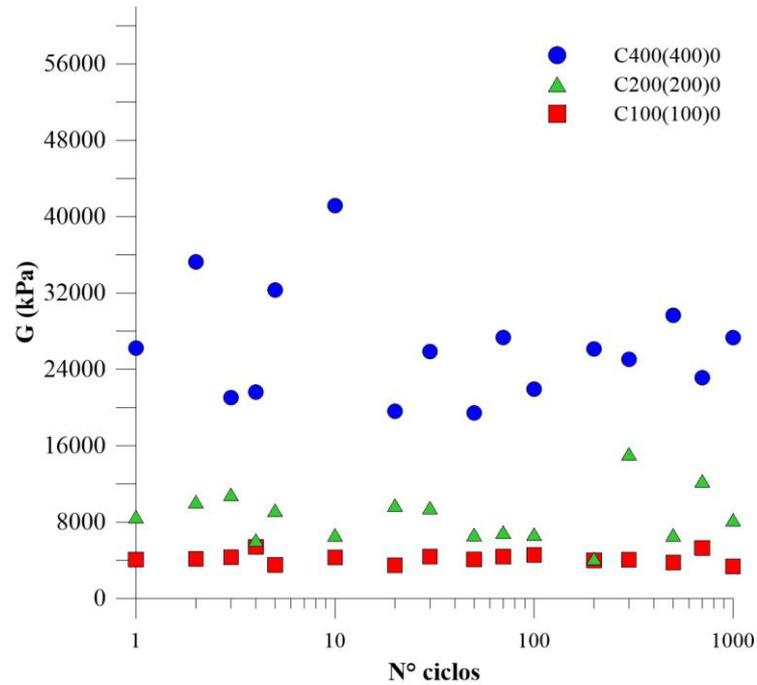


Figura 4.69: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas em $q_0 = 0$

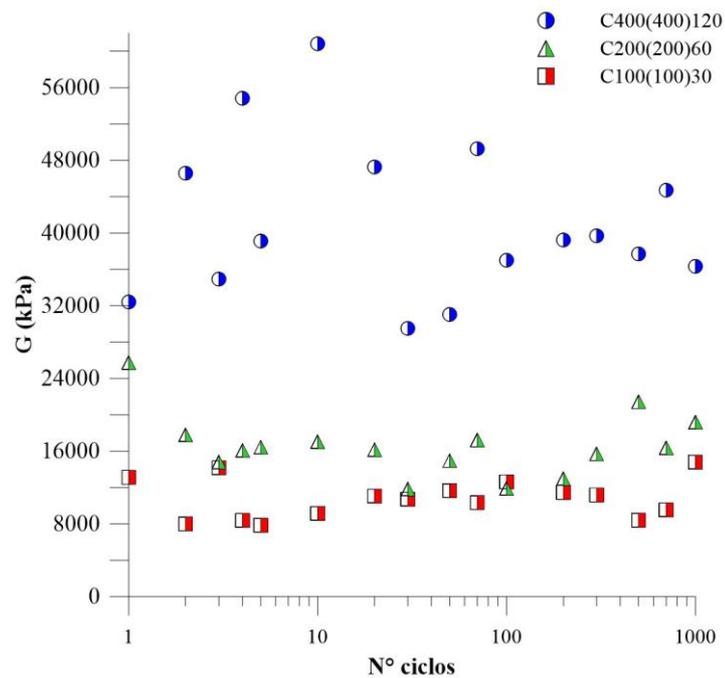


Figura 4.70: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas em $q_0 = 0,3 \sigma'_c$

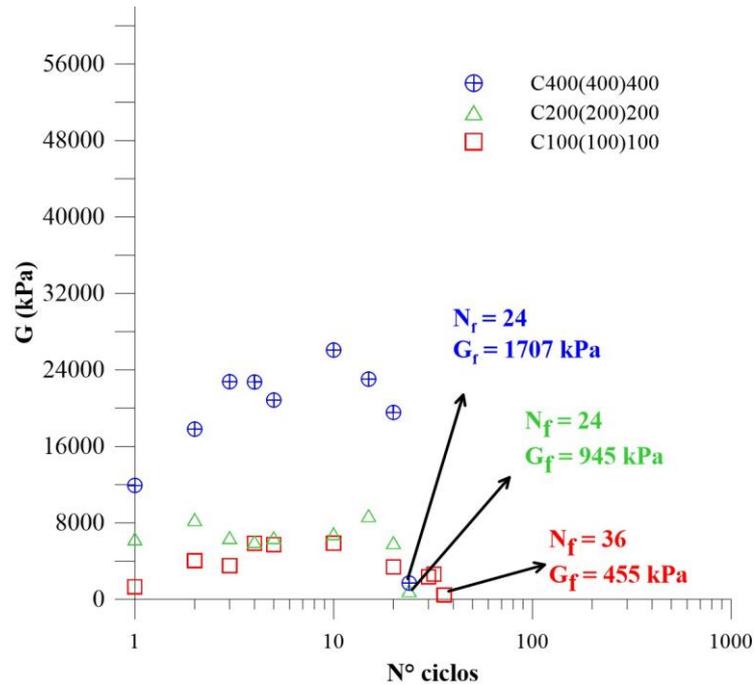


Figura 4.71: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras ensaiadas em $q_0 = \sigma'_c$

O que se verifica, em comum a todas as condições de ensaio, é que quanto maior é a tensão de cura e, conseqüentemente a tensão efetiva inicial de ensaio, maiores são os módulos atingidos pelas amostras. Ainda, é possível identificar que para os ensaios com $q_0 = 0$ e $q_0 = 0,3 \sigma'_c$, após alguns ciclos de carregamento, o corpo de prova atinge módulo cisalhante aproximadamente constante até os 1000 ciclos. Essa tendência de comportamento não ocorre para aquelas amostras que atingem a ruptura logo nos primeiros ciclos de carregamento, para os ensaios em que $q_0 = \sigma'_c$. Nesses casos, próximo da ruptura, o valor do módulo cisalhante cai significativamente e a amostra atinge o ciclo máximo (N_f).

Ao analisar o módulo cisalhante ao longo dos ciclos em função da tensão de cura, apresentam-se as Figura 4.72, para a cura a 100 kPa, Figura 4.73 para a cura a 200 kPa e Figura 4.74, para cura a 400 kPa. Cada figura demonstra os resultados para as três situações de tensão desvio inicial estudadas. Além da tendência de estabilidade no módulo cisalhante, já demonstrado anteriormente, observa-se que o módulo cisalhante é maior para os ensaios em que a tensão desvio corresponde a 30% da tensão efetiva ($q_0 = 0,3 \sigma'_c$) em todas as tensões de cura. Em relação à Figura 4.73, que apresenta os resultados para a variação de amplitude de tensão desvio

de 20% da tensão efetiva, o ensaio C200(200)0±40, observa-se que os valores de módulo que a amostra atinge são menores que para o ensaio em uma mesma condição, porém com amplitude de tensão desvio correspondente a 10% da tensão efetiva, o C200(200)0. Com isso, nota-se que a amostra apresenta uma resposta menos rígida a uma maior aplicação de tensão desvio. Também, para o ensaio C200(200)0±40, verifica-se uma tendência de estabilidade do módulo cisalhante ao longo dos ciclos.

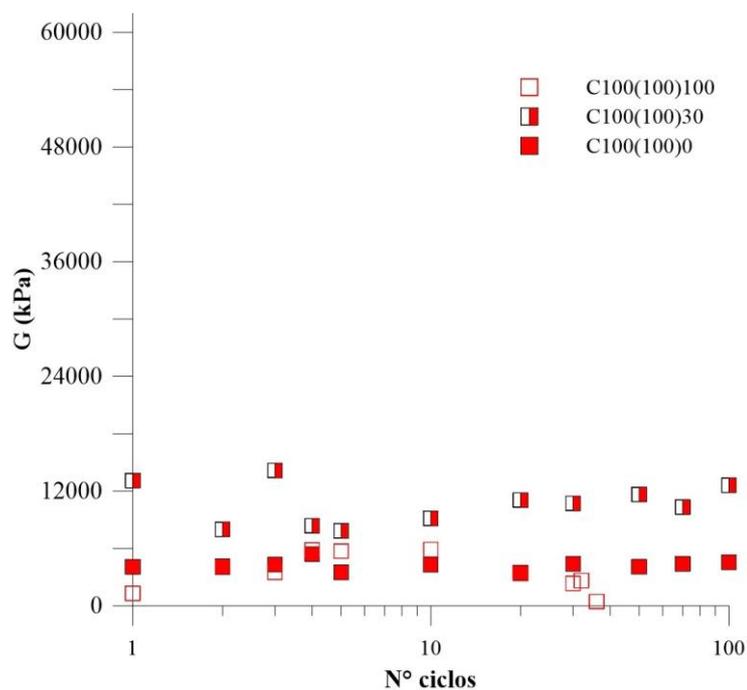


Figura 4.72: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras curadas a 100 kPa

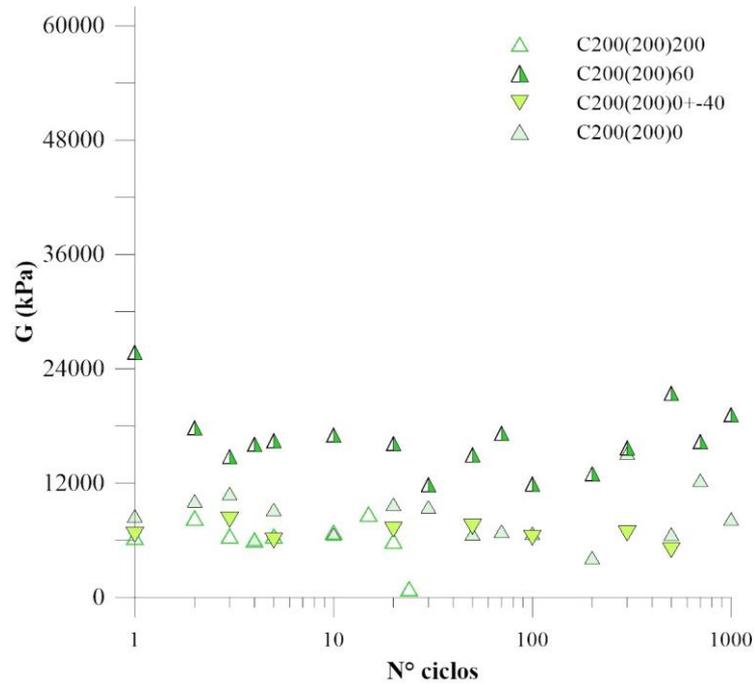


Figura 4.73: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras curadas a 200 kPa

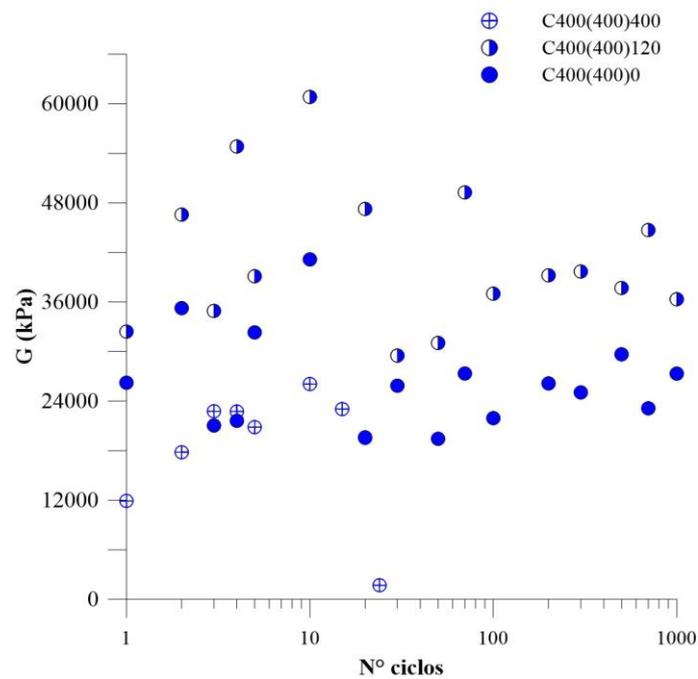


Figura 4.74: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos ciclos para as amostras curadas a 400 kPa

Em uma análise detalhada, para cada tensão de cura, a seguir são apresentados os resultados em escala logarítmica, para os 100 primeiros ciclos. A Figura 4.75, ilustra a cura a 100 kPa, a Figura 4.76, a 200 kPa e a Figura 4.77, a cura a 400 kPa. É possível que se verifique a tendência do comportamento das amostras que atingiram a ruptura, quando ensaiadas a uma tensão desvio de mesmo valor da tensão efetiva de ensaio. Nesse caso, para todos os tipos de cura, o valor de módulo cisalhante cresce após a aplicação do primeiro ciclo, em função da amplitude das deformações ser mais elevada, até que se atinge um ponto de módulo cisalhante máximo, o qual apresenta valores muito próximos ao módulo médio ($G_{\text{méd}}$) das amostras ensaiadas em tensão desvio inicial nula ($q_0 = 0$). A partir desse ponto, há uma queda considerável da rigidez, até que a amostra atinge a ruptura, que se verifica no ciclo 36 para a amostra C100(100)100 e no ciclo 24, para as amostras curadas a 200 kPa – C200(200)200 -, e 400 kPa – C400(400)400.

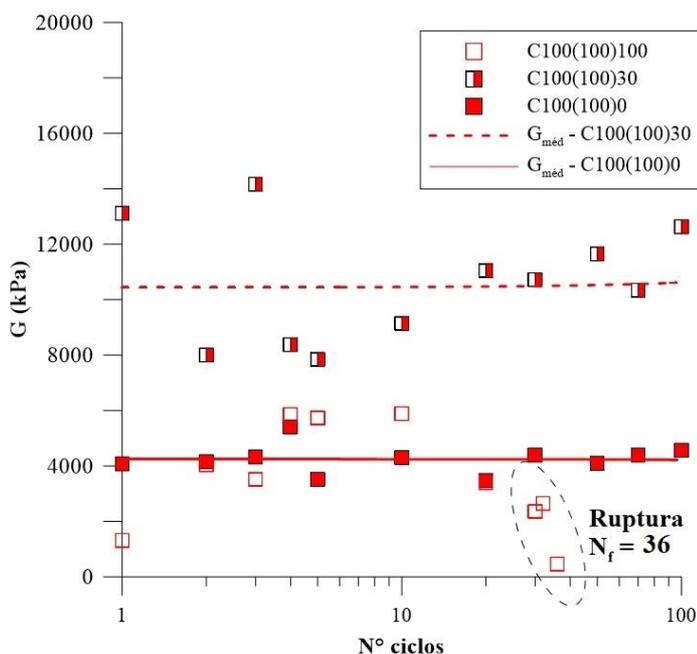


Figura 4.75: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos 100 primeiros ciclos para as amostras curadas a 100 kPa

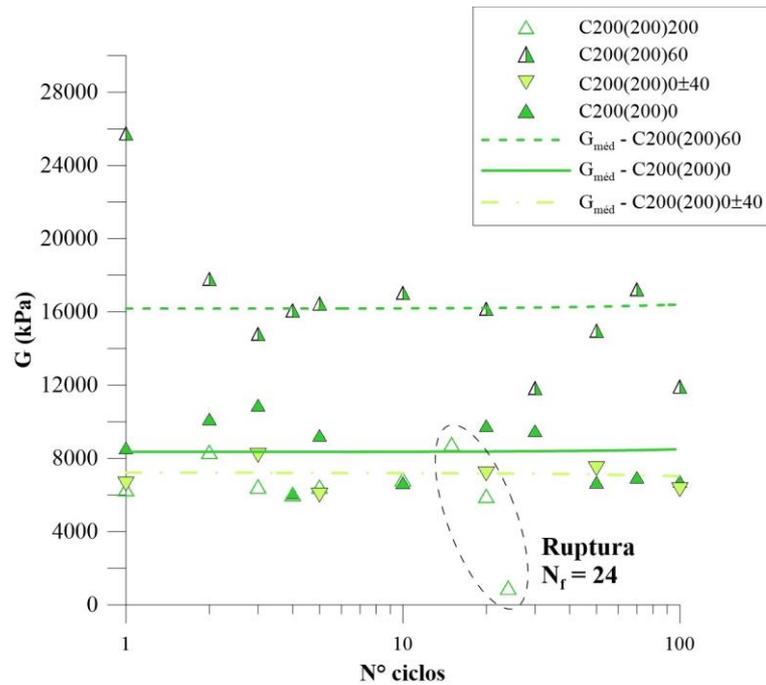


Figura 4.76: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos 100 primeiros ciclos para as amostras curadas a 200 kPa

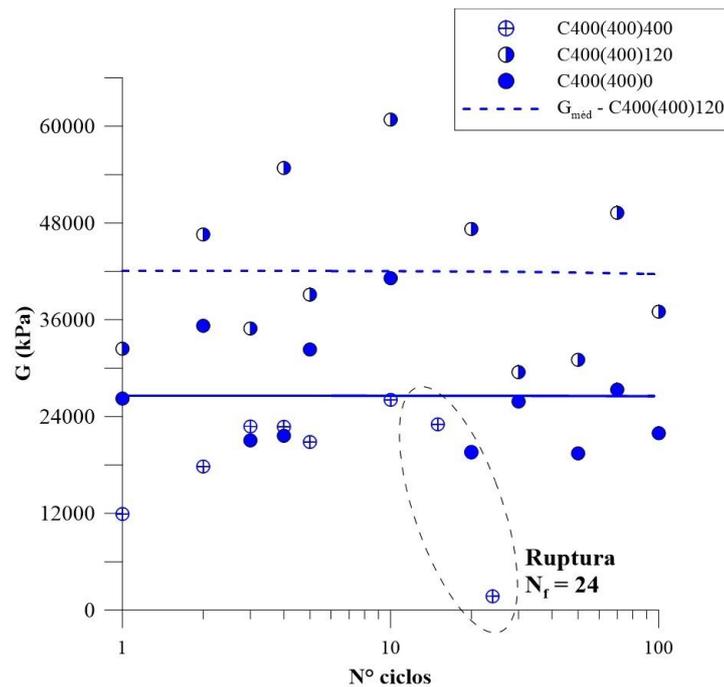


Figura 4.77: Evolução do módulo cisalhante ao longo dos 100 primeiros ciclos para as amostras curadas a 400 kPa

Com esses resultados, é viável presumir que para as amostras submetidas a ciclos de carregamento a partir de $q_0 = 0,3 \sigma'_c$, a trajetória p' constante é fundamental à distinta de rigidez demonstrada. Isso porque nessa etapa, há a redução do índice de vazios da amostra, originando uma estrutura mais densa e, por consequência mais rígida, tal como demonstrado em ensaios para o mesmo solo, com fraca cimentação natural estudado por Carretta et al. (2021). Mesmo que possa ter havido a plastificação parcial da estrutura cimentada, como no caso das amostras C100(100)30 e C400(400)120, a redução do índice de vazios e a estrutura mais compacta originada pela trajetória p' constante, associada à estrutura cimentada, mesmo remanescente fornecem os maiores valores de módulo cisalhante apresentados para as amostras ensaiadas nas condições de $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ para todos os tipos de cura.

Já quando se avaliam os ensaios para $q_0 = 0$ e $q_0 = \sigma'_c$, os valores de módulo cisalhante são muito semelhantes, pelo menos no trecho inicial do ensaio. O que é plausível para esse comportamento, é que, nos ciclos iniciais a rigidez fornecida pela cimentação, ainda intacta para as amostras ensaiadas a $q_0 = 0$, se equipara à rigidez oriunda do arranjo compacto alcançado pelas amostras em condições de $q_0 = \sigma'_c$, mesmo que já desestruturadas. Isso porque o material estruturado apresenta fraca cimentação e rigidez pouco relevante em função dessa cimentação, enquanto que o material desestruturado sofre considerável redução de vazios e incremento dos pontos de contato entre os grãos, fornecendo um arranjo mais rígido. O que diferencia o comportamento em relação ao módulo cisalhante, para as duas condições em relação ao estado de tensões, é que após os primeiros ciclos, as deformações plásticas dos ensaios com $q_0 = \sigma'_c$ induzem o material à ruptura, com importante redução do módulo cisalhante, ao passo que as outras ($q_0 = 0$), as quais preservam a estrutura cimentada, apresentam deformações elásticas até o final dos 1000 ciclos de carregamento, com estabilidade da rigidez.

4.5 PRINCIPAIS CONSIDERAÇÕES SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS

Após apresentados os resultados neste capítulo, cabe ressaltar o comportamento do solo residual fracamente cimentado, curado sob tensão, e sujeito aos carregamentos monotônico e cíclico, a partir dos ensaios triaxiais realizados. O que se verificou, conforme demonstrado pelas análises, é que a tendência de comportamento do material, incluindo sua resistência e rigidez, é fortemente dependente do estado de tensões em que o corpo de prova se encontra previamente

ao ensaio. Especialmente, foi possível determinar que o estado de tensões em relação à superfície de plastificação, influencia no comportamento apresentado pelo material. Tanto nos ensaios monotônicos, como nos cíclicos, embora sob diferentes tensões de cura, para cada uma dessas se estudou diferentes estados de tensões, sendo esses prévios e posteriores à plastificação do material.

Em relação aos ensaios monotônicos, o estado de tensões prévio à plastificação se atingiu através da cura sob tensão, na qual se manteve a estrutura cimentada preservada até o início do cisalhamento; assim como o estado pós plastificação foi atingido a partir da fase de compressão isotrópica (apresentada no item 4.3.2) em que houve o incremento da tensão efetiva (p') sob condições hidrostáticas. A partir desses processos, procedeu-se ao cisalhamento, no qual se observou considerável diferença entre o comportamento das amostras sujeitas ao cisalhamento imediatamente após a cura sob tensão e daquelas que foram submetidas à fase de compressão isotrópica. Nas últimas, houve potencial quebra da cimentação, identificada por alteração na tendência da curva de compressão isotrópica, a qual foi determinante para o comportamento menos resistente e menos rígido das amostras ensaiadas.

Dessa forma, constatou-se que após atingir a superfície de plastificação, havendo a quebra da estrutura cimentada, o material passa a demonstrar uma tendência de comportamento mais deformável, ainda na compressão isotrópica, a qual reflete também no comportamento durante o cisalhamento. Diferentemente dessa tendência, quando as amostras foram ensaiadas a partir de uma estrutura cimentada preservada, sem que houvesse quebra da cimentação em momento anterior ao cisalhamento, verificou-se comportamento mais resistente e rígido, até que houvesse a plastificação e o estado de tensões ultrapassasse a superfície de plastificação.

Também para os ensaios cíclicos foram explorados diferentes estados de tensões, os quais foram atingidos unicamente pela cura sob tensão, para uma tensão desvio inicial nula ($q_0 = 0$) e por meio das trajetórias de carregamento p' constante (apresentada no item 4.4.1), nas quais se objetivou atingir o estado de tensões iniciais em que $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ e $q_0 = \sigma'_c$. Assim, como resultado dos ensaios cíclicos, pôde-se destacar o comportamento distinto durante os ensaios, ao comparar as amostras ensaiadas em um estado de tensões inicial anterior ou posterior à plastificação do material. Isto é, para os ensaios realizados em um estado de tensões que

antecede a quebra da estrutura cimentada, e, portanto, situa-se ainda dentro da superfície de plastificação - para um espaço de tensões $p'-q$ -, foi possível verificar a ocorrência de menor amplitude de deformações, menor geração de poropressão e, desempenho estável e constante, sem que atingisse a ruptura durante os 1000 ciclos de carregamento aplicados. Já para aquelas amostras ensaiadas em um estado de tensões posterior à quebra da estrutura cimentada, ou seja, fora da superfície de plastificação, observou-se maior amplitude de deformações, maior geração de poropressão e a ruptura manifestada nos ciclos iniciais de carregamento.

O que se evidencia é que, assim como nos ensaios triaxiais monotônicos, o estado de tensões iniciais de carregamento impacta consideravelmente no comportamento do material cimentado estudado. Como demonstrado nos resultados, ao ultrapassar a superfície de plastificação em trajetória p' constante, houve a quebra da estrutura, que proporcionou ao material, tendência a apresentar maiores deformações e menor resistência. Por conta do estado de tensões, as amostras que ultrapassaram a superfície de plastificação já não preservavam o vínculo originário da cimentação, apresentando-se em um formato desarranjado que propiciou a ocorrência de ruptura, ao demonstrar elevadas amplitudes de deformações.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Tendo apresentado um rol de objetivos específicos, que propõe a (a) verificação da influência da cura sob tensão; para o **carregamento monotônico**: (b) a caracterização do comportamento sob cisalhamento; (c) a avaliação da degradação da estrutura cimentada durante as fases de ensaio; (d) a proposição das superfícies de plastificação para as cimentações estudadas; e para o **carregamento cíclico**: (e) avaliação do comportamento do solo estruturado no regime elástico e (f) no pós-plastificação, além de (g) verificação da influência do estado de tensões em relação à superfície de plastificação no comportamento do material estudado; apresenta-se, neste capítulo, as principais conclusões a respeito do trabalho proposto. Na sequência do item, elencam-se, considerações no que se refere à definição da dosagem, às conclusões a respeito dos objetivos, para se propores, por fim, sugestões aos trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

5.1.1 Definição da dosagem

O parâmetro $\eta/C_{iv}^{0,28}$ permitiu, com a construção da curva característica $q_u \times \eta/C_{iv}^{0,28}$, que se determinasse a dosagem a ser estudada baseada na resistência à compressão simples. Dessa forma, utilizando-se das tabelas de classificação propostas por Rad e Clough (1982); Hardingham (1994) e Collins e Sitar (2009), que estabelecem como critério de classificação, os valores de resistência à compressão não confinada (q_u), foi possível definir o solo estudado como um material fracamente cimentado.

5.1.2 Cura sob tensão

A cura sob tensão proporcionou, em especial, a preservação da estrutura cimentada para a análise do comportamento real do solo, tal como se dá em campo, sem que houvesse a plastificação do material antes mesmo do cisalhamento. Nesse sentido, a cura sob tensão se mostrou fundamental para a análise do comportamento do material sob tensões acima da tensão de plastificação da estrutura cimentada.

Durante a cura sob tensão, detectou-se que as maiores reduções de índices de vazios se davam para as maiores tensões de confinamento de cura. No início do processo, ao aplicar a tensão de confinamento, verificou-se redução de índice de vazios semelhante para as amostras curadas sob mesma tensão de confinamento. Em contrapartida, as amostras curadas sem tensão e submetidas à compressão isotrópica após a cura, apresentaram redução do índice de vazios consideravelmente maior em relação àquelas submetidas à cura para uma mesma tensão.

Atribuiu-se esse comportamento ao fato de que, durante a etapa de aplicação da tensão de confinamento - que para as amostras curadas sob tensão ocorre ao primeiro dia de ensaio -, ainda existem partículas de cimento livres no arranjo estrutural da amostra, as quais funcionam como finos, sendo responsáveis pelo preenchimento dos vazios do solo, proporcionando uma menor variação de volume durante o incremento de tensão efetiva. Funciona como se o cimento produzisse apenas o efeito de preenchimento do solo. Já quando ocorre a cura sem tensão e o confinamento é aplicado em momento posterior, isto é, no terceiro dia de cura, quando as reações de cimentação já ocorreram, ocasionando a cristalização das partículas de cimento, que não mais existem em quantidade suficiente para exercer a função de preenchimento dos vazios. Assim, quando a tensão de consolidação é aplicada nas amostras curadas sem tensão, ocorre a quebra da estrutura formada pela cimentação, seguida de um rearranjo dos grãos em configuração mais compacta e apresentando menor índice de vazios.

5.1.3 Compressão isotrópica

Todas as amostras submetidas à fase de compressão isotrópica após a cura, incluindo aquelas curadas sem tensão demonstraram comportamento em comum durante essa etapa de ensaio. Ocorreu mudança de comportamento após atingir determinada tensão principal efetiva (p') e a propensão a uma variação de volume de vazios específico mais significativa para os incrementos seguintes de tensão. A partir dos resultados apresentados, verificou-se que esse comportamento se deve à perda da estrutura cimentada e a consequente alteração do comportamento para um mais deformável. Essa tendência demonstrou, conforme o esperado, que existe uma tensão responsável pela desestruturação da matriz cimentada originada em cada tensão de cura.

Essa predisposição é típica de materiais cimentados, nos quais é possível afirmar que há um ponto representado por uma tensão que ocasiona a plastificação da estrutura cimentada. Após a perda desse arranjo fornecido pela cimentação, o solo passa a atuar como um material em sua condição desestruturada, a partir da qual tende a uma mesma linha isotrópica de compressão (LIC). Assim sendo, com base nas amostras curadas sem tensão, as quais, teoricamente, atingiram a LIC para a dosagem e o grau de cimentação empregado na pesquisa, pôde-se propor a equação que representa a LIC da dosagem estudada. Embora as amostras curadas sob tensão não tenham alcançado a LIC proposta, foi observada a tendência de que atinjam essa linha a maiores tensões efetivas e menores índices de vazios, que, no entanto, não foram explorados no escopo dessa pesquisa.

5.1.4 Carregamento monotônico

5.1.4.1 Cisalhamento

A escolha de uma única dosagem de estudo possibilitou, em virtude da cura a diferentes tensões, que se originassem distintos arranjos estruturais cimentados, os quais puderam ser amplamente estudados na condição monotônica, de forma a caracterizar o comportamento mecânico do material, previamente ao estudo do carregamento cíclico. Assim, pôde-se analisar os resultados em função de sua tensão de cura e os comparar em relação a diferentes efeitos e comportamentos durante o cisalhamento, quais sejam: condição de drenagem, ensaio drenado frente ao não drenado; efeito da cura sob tensão em relação a amostras curadas sem tensão; efeito da tensão confinante, para amostras curadas nas mesmas tensões e cisalhadas sob diferentes tensões de confinamento; e o efeito da tensão de cura, para amostras curadas em diferentes tensões e ensaiadas numa mesma tensão de confinamento.

No que diz respeito ao comportamento **tensão-deformação**, verificou-se que os ensaios drenados apresentaram comportamento *strain-hardening*, incrementando a tensão desvio suportada ao passo que as deformações distorcionais ocorriam nas amostras. Dessa forma, para as deformações estudadas, nos limites da instrumentação do equipamento, as amostras não atingiram a envoltória de resistência representativa da ruptura. Também não foi detectado pico de resistência em função da tendência de comportamento tensão-deformação apresentada. Em relação à variação volumétrica, verificou-se que as amostras sofreram contração,

provavelmente originando um novo arranjo entre as partículas, em formato mais compacto, o qual passa a suportar as solicitações apresentando maior resistência ao carregamento. Esse comportamento já havia sido observado por Carretta et al. (2021) em ensaios triaxiais realizados em amostras de solo residual com elevado índice de vazios. De fato, essas amostras não apresentaram formação de qualquer plano de ruptura, se mostrando, ao final do ensaio, em formato cilíndrico semelhante ao inicial, porém mais compacto e com sutil característica de embarrigamento.

Já para os ensaios não drenados, todos os corpos de prova apresentaram pico de resistência, seguido de decréscimo da tensão desvio suportada, logo no início das deformações. O que se verificou foi o comportamento já esperado, no qual a tensão desvio máxima é tão maior quanto maior é a tensão de confinamento. A geração de poropressão se mostrou positiva para todos os ensaios, manifestando tendência compressiva das amostras, tão maior quanto maior é a tensão de confinamento imposta ao corpo de prova. Também não houve formação de plano de ruptura nos ensaios não drenados, no entanto, as amostras demonstraram embarrigamento mais evidente.

Como efeito da cura sob tensão, quando se contrastam as amostras curadas sob tensão em relação às curadas sem tensão, verificou-se considerável diferença de comportamento, no que se refere à tensão desvio máxima alcançada para uma mesma tensão confinante empregada. As tensões desvio desenvolvidas pelas amostras curadas sob tensão se mostraram superiores em relação às curadas sem tensão, que por sua vez, demonstraram menor pico de resistência, desenvolvido a maiores deformações.

O comportamento usual e já esperado foi observado para a análise do efeito da tensão confinante, quando se comparam os resultados dos ensaios obtidos para uma mesma tensão de cura, sob diferentes tensões confinantes. Quanto maior a tensão confinante, maiores foram as tensões desvios desenvolvidas e maior a poropressão gerada durante o ensaio pelas amostras.

E, por fim, em detida análise ao efeito da tensão de cura, isto é, diferentes tensões de cura para uma mesma tensão de confinamento, foi possível constatar que quanto maior é a tensão de cura, maior é a tensão desvio máxima resistida pela amostra. A geração de poropressão, no entanto, se mostrou semelhante. Além da influência da tensão de cura, conforme sugerem autores como

Consoli et al. (2000); Rotta et al. (2003) e Marques (2016), verifica-se que há eminente influência do índice de vazios atingido pelas amostras durante a cura, o qual se mostrou menor, quanto maior a tensão de cura empregada, formando assim maiores números de pontos de contato para a formação das ligações cimentantes.

No que tange à **rigidez** observada para as amostras em ensaios não drenados, cabe destacar a notável influência da cura sob tensão, a qual proporciona módulos cisalhantes consideravelmente maiores para as amostras curadas sob tensão e que mantiveram sua estrutura intacta até a fase de cisalhamento, quando comparadas às amostras curadas sem tensão, ou ainda, curadas sob tensão e posteriormente levadas a maiores tensões de confinamento por compressão isotrópica. Quanto maior é a tensão de cura, maior é o módulo cisalhante tangente apresentado a deformações menores de 0,01%. As amostras que atingiram a plastificação por compressão isotrópica demonstram módulos cisalhante inferior às demais.

Quando se comparam módulos cisalhantes para uma mesma tensão de confinamento, porém com tensões de cura diferentes, verifica-se que, embora tenham atingido índices de vazios semelhantes no processo de cura e cura associado à compressão isotrópica, aquelas amostras que preservam a estrutura cimentada, como nos casos dos ensaios M200(200)U e M400(400)U, demonstram módulo cisalhante mais elevado, para pequenas deformações, em relação àquelas que sofreram a plastificação em etapa anterior ao cisalhamento.

Em síntese, em relação ao módulo cisalhante tangente, para a análise de rigidez de todas as amostras ensaiadas, conclui-se que, a pequenas deformações (menores de 0,01%), quanto maior é a tensão de cura, maior é a rigidez alcançada pelo corpo de prova. A perda da estrutura cimentada, que ocorre em função do incremento de tensão confinante ainda na fase de compressão isotrópica, é fundamental para o comportamento menos rígido apresentado na forma de menores módulos cisalhantes.

Considerando as diferentes tensões de cura e, conseqüentemente, as distintas **envoltórias de resistência**, a partir dos ensaios triaxiais, foi possível determinar os parâmetros de resistência para as curas atmosférica; a 100 kPa; a 200 kPa e a 400 kPa. Para a cura sem tensão, dado o estado desestruturado no qual as amostras iniciaram o cisalhamento, verificou-se a resistência em grande parte é fornecida pela parcela friccional do material – ângulo de atrito interno efetivo

$\phi' = 35^\circ$ -, já que o intercepto coesivo demonstrou valor pouco significativo, em virtude da perda das ligações cimentantes ocasionada pela plastificação. Para as demais envoltórias, destacou-se o crescente intercepto coesivo apresentado, em relação direta com o aumento da tensão de cura, enquanto que o ângulo de atrito efetivo se manteve em aproximadamente 35° .

5.1.4.2 Degradação da estrutura e definição da superfície de plastificação

A partir dos ensaios de compressão isotrópica e das etapas de cisalhamento, foi possível definir o ponto em que se detecta o início da degradação da cimentação formada para os diferentes tipos de cimentação estudados. Para as amostras que foram curadas e cisalhadas a uma mesma tensão efetiva, definiu-se a plastificação durante a fase de cisalhamento. Para aquelas curadas a uma tensão específica e cisalhadas em tensão efetiva superior à de cura, definiu-se a plastificação em compressão isotrópica. Tal como já sugerido por diversos autores (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; COOP e ATKINSON, 1993; ROTTA et al., 2003; MARQUES, 2016 e CARRETTA et al., 2021), o ponto de plastificação foi definido em compressão isotrópica pela mudança da curva de variação de índice de vazios em função do incremento de tensão efetiva (p') e durante o cisalhamento, pela perda de linearidade da curva tensão-deformação.

Assim, com os pares de tensões definidos para a degradação da estrutura cimentada, tensão desvio (q) e tensão principal média efetiva (p'), foi possível traçar, no espaço $p' \times q$ as superfícies de plastificação para cada cimentação formada, nas diferentes tensões de cura. Detectou-se uma expansão da superfície de plastificação à medida que a tensão de cura é elevada, não apenas no eixo isotrópico, como no espaço de tensões positivas $p' \times q$.

5.2 CARREGAMENTO CÍCLICO

Após a realização dos ensaios cíclicos, executados em três diferentes estados de tensões, nos quais se variou a tensão desvio inicial de ensaio, entre $q_0 = 0$; $q_0 = 0,3 \sigma'_c$ e $q_0 = \sigma'_c$, verificou-se que para as duas primeiras condições de ensaio, atingiu-se notável estabilidade das tensões e deformações desenvolvidas, durante os 1000 ciclos de carregamento aplicados. As amostras não demonstraram qualquer indício de ruptura, permanecendo as tensões e deformações em histerese após os primeiros ciclos de carregamento. Dessa forma, pôde-se constatar pequenas deformações e módulos cisalhantes constantes para os ciclos de carregamento estudado, nas

amostras que ainda se apresentavam em um estado de tensões abaixo da superfície de plastificação. Já para os ensaios em $q_0 = \sigma'_c$, ultrapassando a envoltória de plastificação, foi possível verificar a mudança total de comportamento. Para todas as tensões de cura, nessas condições de ensaio, as amostras atingiram a ruptura, a consideráveis deformações ao aplicar os primeiros ciclos de carregamento. Também se verificou a queda do módulo cisalhante acompanhada da ruptura dos corpos de prova.

As envoltórias de resistência e as superfícies de plastificação definidas a partir do carregamento monotônico puderam ser ratificadas no carregamento cíclico, uma vez que se detectou a ruptura e a plastificação das amostras compatível com as propostas pelos resultados dos ensaios triaxiais monotônicos. Dessa forma, foi possível estimar que as amostras ensaiadas sob a superfície de plastificação não atingiram a ruptura mesmo após os 1000 ciclos de carregamento, se mantendo distantes das envoltórias de resistência em todas as tensões de cura. Já aquelas que ultrapassaram a superfície de plastificação, ocasionando a desestruturação das ligações cimentantes do material, atingiram a ruptura ao tocar a envoltória de resistência nos primeiros 24 ciclos – para as amostras curadas a 200 kPa e 400 kPa e no 36° ciclo para a amostra curada a 100 kPa.

Considerando os três estados de tensões propostos para os ensaios cíclicos, pôde-se observar que o comportamento do material, sob carregamento cíclico, se dá em função do estado de tensões em que o corpo de prova se encontra previamente ao carregamento. As amostras sob um mesmo estado de tensões, embora em diferentes magnitudes, apresentaram comportamento em relação às tensões e deformações, semelhante entre si, independente da tensão de cura utilizada. Destaca-se, então, que o comportamento do solo estudado, fracamente cimentado é dependente do estado de tensões em relação à envoltória de resistência, como já se esperava. Mas mais ainda, é possível concluir que é principalmente dependente da posição em que se encontra em relação à superfície de plastificação. O desempenho do material é, portanto, regido pela estrutura cimentada formada e da condição íntegra ou desarranjada das ligações cimentantes ao longo do ensaio.

Quanto mais distante da superfície de plastificação, em direção ao estado elástico, mais estável é o comportamento da amostra em relação às deformações e à geração de poropressão.

Contrapondo essa condição, ao ultrapassar a superfície de plastificação, o material se direciona para a ruptura logo nos primeiros ciclos de carregamento, para todas as tensões de cura estudadas. Assim, é possível inferir que independentemente das tensões de cura, a eventual ruptura se dá ou não, em função do nível e do estado de tensões que se impõe ao corpo de prova. Quando a estrutura é preservada, mesmo após numerosos ciclos de carregamento, há estabilidade nas deformações apresentadas pela amostra, caracterizando um comportamento elástico suportado pela estrutura cimentada. Após desfeita a estrutura cimentada, em condição que ultrapassa a superfície de plastificação o incremento das mesmas tensões, em ciclos subsequentes de carregamento, suscita o material à ruptura em virtude da excessiva deformação apresentada.

5.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A partir da realização do presente trabalho, sugere-se que outros estudos sejam realizados, com diferentes abordagens, as quais possibilitarão melhor compreensão a respeito do comportamento dos solos fracamente cimentados. Dentre elas, elenca-se:

- a) Rigidez a pequenas deformações – com o uso de sensores de *bender elements* acoplados ao equipamento triaxial cíclico, executar ensaios triaxiais sob cargas monotônicas e cíclicas, com medidas de G_0 , a fim de avaliar a degradação do módulo cisalhante;
- b) Variação da amplitude de tensão desvio – avaliar o comportamento do material para outras amplitudes de tensão desvio durante o carregamento cíclico;
- c) Diferentes dosagens – avaliar o comportamento de outras relações de porosidade e teor volumétrico de cimento para o mesmo valor de $\eta/C_{iv}^{0,28}$; ou ainda, mantendo a fraca cimentação, estudar variações de $\eta/C_{iv}^{0,28}$ na dosagem dos corpos de prova;
- d) Altas tensões – estudar a tendência de comportamento do material estudado para altas tensões;
- e) Efeito do histórico de tensões – executar ensaios em tensões confinantes efetivas menores do que a tensão de cura;
- f) Envoltória de resistência para extensão – determinar a envoltória de resistência para cada tipo de cimentação em trajetórias de extensão.

5.4 ENCERRAMENTO

Esta tese investigou o comportamento de um solo fracamente cimentado frente ao carregamento cíclico através da análise de ensaios triaxiais cíclicos sob diferentes tensões de cura, trajetórias e estado de tensões. Tendo apresentado uma série de resultados e análises de ensaios que compunham o programa experimental, estima-se promover uma contribuição para a compreensão dos principais fatores, das variáveis e da forma com que influenciam diretamente no comportamento desses materiais. Assim, ressaltando a relevância do estado de tensões para a estrutura cimentada, constitui-se, com esta tese, um embasamento de grande potencial para fins de modelagem e desenvolvimento de futuras pesquisas no âmbito estudado.

REFERÊNCIAS

AHNBERG, H. On yield stresses and the influence of curing stresses on stress path and strength measured in triaxial testing of stabilized soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.44, P.54-66, 2007.

AIREY, D.W. Triaxial testing of naturally cemented carbonate sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.119, p.1379-1398, 1993.

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

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

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. D4767: Standard Test Method for Consolidated Un drained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. West Conshohocken: ASTM, 2011a. 11 p.

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

_____. **ASTM-D7181**: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken: ASTM, 2020.

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

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

ARULRAJAH, A., MOHAMMADINIA, A., PHUMMIPHAN, I., HORPIBULSUK, S., SAMINGTHONG, W. Stabilization of recycled demolition aggregates by geopolymers comprising calcium carbide residue, fly ash and slag precursors. **Construction and Building Materials**. v.114, p.864–873, 2016.

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

_____. **ABNT-NBR16697**: Cimento Portland - requisitos. Rio de Janeiro: 2018. 12 p.

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

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

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

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

BRASIL. Serviço Geológico do Brasil. Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais. **Integrador de Mapas e Projetos**. 2017. Disponível em: <<http://geociencias.cprm.gov.br/novointegrador/>>. Acesso em: 25 jul. 2017.

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

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

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

CARRETTA, M. S.; CRISTELO, N.; FESTUGATO, L. MIGUEL, G. D.; CONSOLI, N. C. Experimental assessment of the small-strain response of residual soil under monotonic and cyclic loading. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering**, p. 1-14, 2021. <https://doi.org/10.1680/jgeen.20.00073>

CARTER, J. P.; KAGGWA, W.S.; JOHNSON, I.W.; NOVELLO, E.A.; FAHEY, M.; CHAPMAN, G.A. Triaxial testing of North Rankin calcarenite. *Engineering for calcareous sediments. Proceedings of the Int. Conf: Calcareous Sediments*, Perth (eds R. J. Jewell and M. S.Khorshid), 2, p. 515-530, 1988. Rotterdam: Balkema.

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

CLAYTON, C.; SERRATRICE, J. (1997). **The mechanical properties and behavior of hard soil and soft rocks** - general report. Int. Symp. on Geotechnical Engineering of Hard Soils. 3, pp.1839-1877. Rotterdam: A. A. Balkema.

COLLINS, B. D.; SITAR, N. Geotechnical Properties of Cemented Sands in Steep Slopes. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 135(10), 1359–1366, 2009. doi:10.1061/(asce)gt.1943-5606.0000094

CONSOLI, N.C.; CARRETTA, M. S.; LEON, H. B.; SCHNEIDER, M. E. B.; REGINATO, N. C.; CARRARO, J. A. H. Behaviour of cement-stabilised silty sands subjected to harsh environmental conditions. **Proceedings of the ICE - Geotechnical Engineering**, v. 173, p. 40-48, 2020.

CONSOLI, N.C., CRUZ, R.C., FLOSS, M.F. Variables controlling strength of artificially cemented sand: Influence of curing time. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 23 (5), 432–440, 2011.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K.S. Key parameters for strength control of artificially cemented soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 133(2), p 197-205, 2007b.

CONSOLI, N. C.; LEON, H. B. ; CARRETTA, M. S. ; DARONCO, J. V. L. ; LOURENCO, D. E. . The effects of curing time and temperature on stiffness, strength and durability of sand-environment friendly binder blends. **Soils and Foundations**, v. 59, p. 1428-1439, 2019.

CONSOLI, N.C.; LOPES JUNIOR, L. S. ; HEINECK, K. S. Key parameters for the strength control of lime stabilized soils. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 21, p. 210-216, 2009.

CONSOLI, N. C.; PAULA, T. M.; BORTOLOTTI, M. S.; BARROS, L. M.; PEREIRA, F.; ROCHA, M. M. Coal Fly Ash-Carbide Lime Admixtures as an Alternative to Concrete Masonry Blocks: Influence of Ash Grounds. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, p. 04016224, 2017.

CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; FOPPA, D.; FAHEY, M. Mathematical model for isotropic compression behaviour of cemented soil cured under stress. **Geomechanics and Geoengineering**. v.2, n.4, p.269-280, 2007a. <http://dx.doi.org/10.1080/17486020701618337>

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

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

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

CONSOLI, N.C.; TOMASI, L. The impacto of dry unit weight and cement contente on the durability sand-cement blends. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement**, v. 171, p. 96-102, 2018.

CORTE, M. B. **Response of lightly cemented sand under multiaxial loading conditions** 2020. 259 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2020.

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

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

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

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

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

DALLA ROSA, F., CONSOLI, N.C., BAUDET, B.A. An experimental investigation of the behaviour of artificially cemented soil cured under stress. **Géotechnique**. v.58, n.8, p. 675-679, 2008.

DYVIK R.; ANDERSEN, K.H.; MADSHUS, C.; AMUNDSEN, T. Model tests of gravity platforms. I: Description. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.115, n.11, p.1532-1549, 1989.

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

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

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C. Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill. **Géotechnique Letters**. v.3, n.1, p. 5-12, 2015.

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

FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 2005. 144 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

HAJIABDOLMAJID, V.; KAISER, P.; e MARTIN, C. Modelling brittle failure of rock. **International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences**, 39, p. 731-741, 2002.

HARDINGHAM, A.D. Development of an engineering description of cemented soils and calcrete duricrusts. **Proceedings 1st Int. Symp. Engineering Characteristics of Arid Soils**, Rotterdam 1, 1994. p.87-90.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. 2. ed. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 1994. 440 p. 2 v.

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing: Effective stress tests**. 2. ed. Chichester: John Wiley & Sons Ltd, 1998. 425 p. 3 v.

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

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

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

HUANG, J. T.; AIREY, D. W. Effects of cement and density on an artificially cemented sand. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL ENGINEERING OF HARD SOILS - SOFT ROCKS, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993. p. 553 - 560.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sydney: Butterworths, 1972. 374 p.

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

ISHIHARA, K.; OKADA, S. Yielding of overconsolidated sand and liquefaction model under cyclic stress. **Soils and Foundations**, v. 18(1), p. 57-72, 1978.

JARDINE, R. J. J. Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. **Soils and Foundations**, v. 32(2), p. 111-124, 1992.

JONGPRADIST, P.; YOUWAI, S.; MANORAT, P.; KONGKITKUL, W.; e CHUCHEEPSAKUL, S. Influence of curing stress on one-dimensional yielding of cement-admixed Bangkok clay at high water content. **Soils and Foundations**. v.51, n.2, p.351-357, 2011.

JOVICIC, V.; COOP, M. R. The measurement of stiffness anisotropy in clays with bender elements in the triaxial apparatus. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.21, n.1, p. 3-10, 1997.

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

LADE, P. V.; TRADS, N. The role of cementation in the behaviour of cemented soils. **Geotechnical Research**, v. 1(4), p. 111-132, 2014. <https://doi.org/10.1680/gr.14.00011>

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1979. 553 p.

LEON, H.B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento - η /Civ - como um parâmetro de estado para areias cimentadas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

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

MACCARINI, M. **Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil.** 1987. 334 f. Thesis (Doctor of Philosophy) – Faculty of Engineering, University of London - Imperial College of Science Technology and Medicine, London, 1987.

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil. **Géotechnique**, v. 50(2), p. 141-151, 2000. <https://doi.org/10.1680/geot.2000.50.2.141>

MALANDRAKI, V.; TOLL, D. G. The definition of yield for bonded materials. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 14(1), p. 67–82, 1996. <https://doi.org/10.1007/BF00431235>

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

MARQUES, S.F.V.; CONSOLI, N.C.; FESTUGATO, L. Effects of curing stress on the stiffness of a cement-mixed sand. **E3S Web of Conferences**, v. 92, p. 04006, 2019. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20199204006>

MARQUES, S.F.V.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N.C. Stiffness and strength of an artificially cemented sand cured under stress. **Granular matter**. v.23, p. 35, 2021. <https://doi.org/10.1007/s10035-021-01099-1>

MARTINS, F. B. **Investigação do comportamento mecânico de um solo naturalmente estruturado.** 2001. 303 f. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

MARTO A.; TAN C.S.; MAKHTAR, A.M.; JUSOH, S.N. Undrained behaviour of Johor sand in cyclic triaxial test. **Fifth International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment**, Osaka, Japan, 2015.

MARTO, A.; TAN, C.S, MAKHTAR, A.M.; JUSOH, S.N. Cyclic behavior of Johor sand. **International Journal of GEOMATE**. v. 10(21), p.1891–1898, 2016.

MITCHELL, J. Soil improvement - state of the art report. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10., 1981, Stockholm. **Proceedings**. Rotterdam: A.A. Balkema, 1981. v. 4, p. 509 - 565.

MITCHELL, R.J., KING, R.D. Cyclic loading of an Ottawa area Champlain Sea clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v.14, p.52–63, 1977.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de Arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

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

PHUMMIPHAN, I.; HORPIBULSUK, S.; PHOONGERNKHAM, T.; ARULRAJAH, A. Marginal lateritic soil stabilized with calcium carbide residue and fly ash geopolymers as a sustainable pavement base material. **Journal of Materials in Civil Engineering**. 29 (2), 2017.

PRIETTO, P. D. M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo artificialmente cimentado**. 1996. 147 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

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

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

RAD, N. S.; CLOUGH, G. W. Influence of Cementation on the Static and Dynamic Behavior of Sands. **Report** - Stanford University, John A. Blume Earthquake Engineering Center, v. 59, 1982.

RAO, S.M., ASHA, K. Activation of fly ash-lime reactions: Kinetic approach. **Journal of Materials in Civil Engineering**, 24 (8), 1110–1117, 2012.

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

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

ROTTA, G.V. **Cimentação introduzida sob tensão: compreendendo a importância do índice de vazios na formação da estrutura no comportamento mecânico de solos cimentados**. 2000. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

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

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

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

SCHEUERMANN FILHO, H. C. **Adjusted Porosity/Cement Index: mechanical behavior and microstructure over a wide range of dosages**. 2022. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

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, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

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

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

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

THOMÉ, A.; CECCHIN, I; REGINATTO, C; COLLA, L. M.; REDDY, K. R. Biostimulation and rainfall infiltration: influence on retention of biodiesel in residual clayey

soil. **Environmental Science And Pollution Research**, v. 24, n. 10, p.9594-9604, 28 fev. 2017. Springer Nature.

USACE. **Laboratory soils testing - em 1110-2-1906**. Washington D.C.: U. S. Army Corps of Engineers, 1986.

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

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

VIANA DA FONSECA, A.; RIOS, S.; AMARAL, M.F.; PANICO, F. Fatigue cyclic tests on artificially cemented soil. **Geotechnical Testing Journal**. v. 36, n. 2, p.1-9, 2013. doi:10.1520/GTJ20120113

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

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

WOOD, D. M. **Soil behaviour and critical state soil mechanics**. Cambridge: Cambridge University Press, 1994. 462 p.