

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

**Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e
material fresado asfáltico estabilizada com cimento**

Andressa da Silva

Porto Alegre
2020

ANDRESSA DA SILVA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA MISTURA DE
SOLO ARENOSO E MATERIAL FRESADO ASFÁLTICO
ESTABILIZADA COM CIMENTO**

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

Orientador: Lucas Festugato

Porto Alegre
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Silva, Andressa

Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico estabilizada com cimento / Andressa Silva. -- 2020.

105 f.

Orientador: Lucas Festugato.

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

1. Reciclagem de pavimentos. 2. Material fresado asfáltico. 3. Estabilização com cimento Portland. 4. Parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento. 5. Simple shear. I. Festugato, Lucas, orient. II. Título.

ANDRESSA DA SILVA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA MISTURA DE
SOLO ARENOSO E MATERIAL FRESADO ASFÁLTICO
ESTABILIZADA COM CIMENTO**

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

Porto Alegre, 13 de março de 2020

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

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

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

Prof. João Rodrigo Guerreiro Mattos (UNIVATES)
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho à minha família, que sempre me apoiou em todos os momentos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao professor Dr. Lucas Festugato, pela orientação, apoio e motivação durante o desenvolvimento deste trabalho. Desde a escolha do tema escolhido previamente, as mudanças de planos, o presente tema e o desenvolvimento de todo o trabalho, obrigada pelas tuas colocações e ideias.

Aos meus pais, que sempre estiveram presentes ao longo da minha trajetória acadêmica, apoiando e incentivando nos momentos bons e ruins. Obrigada por sempre acreditarem em mim!

Às minhas irmãs maravilhosas, pelo apoio durante toda esta fase e por me aguentar em meio a crises de ansiedade. De perto ou de longe, vocês são demais! Agradeço também pelos textos em inglês revisados pela melhor tradutora do mundo. Te devo uma (ou várias), Carol!

Ao meu namorado, Magnus, pelo carinho e compreensão ao longo dos últimos anos, de perto ou de longe. A vida seria mais triste sem você. *Ich liebe dich!*

Aos meus amigos queridos que estão sempre presentes em minha vida, obrigada por aguentarem sem entender nada tantas fotos no grupo de ensaios que deram certo, os que deram errado, as reclamações e as comemorações.

Aos colegas de mestrado e do LEGG, que tornaram a vida um pouco mais alegre ao longo dos últimos anos. Ao colega Eduardo, pela ajuda com o RAP e os conhecimentos trocados sobre pavimentação. Ao bolsista João, que ajudou (e muito!) na realização dos ensaios *Simple Shear*, sem tua ajuda seria extremamente mais complicado realizar tantos ensaios num espaço tão curto de tempo.

Meus sinceros agradecimentos a Capes pela concessão da bolsa de estudos que possibilitou a minha dedicação exclusiva para o desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço, por fim, a todos que tornaram possível este trabalho e contribuíram para minha formação como mestre.

E no fim o amor que você recebe é igual ao amor que você dá.

The Beatles

RESUMO

SILVA, A. **Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico melhorado com cimento**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A malha rodoviária brasileira é, atualmente, o meio mais comum de escoamento de produção. Entretanto, a utilização extensiva deste modal acarreta danos ao pavimento, gerando a necessidade de manutenção da via. Um método muito utilizado para a restauração é a fresagem, onde se possibilita a retirada da porção danificada e colocação de um novo revestimento. Este procedimento gera um resíduo que, apesar de já existirem tentativas de reutilização, ainda é subutilizado e muitas vezes é depositado de maneira irregular, de forma que pode prejudicar o meio ambiente. Visando a utilização do resíduo gerado pela fresagem, é proposto neste trabalho a avaliação da reutilização da parcela fina deste resíduo em uma mistura de solo arenoso e cimento Portland, visando a utilização deste como estabilização do subleito, visto que este é um problema muito encontrado na execução de projetos de rodovias, onde nem sempre é possível escolher um local adequado para a realização do traçado. O programa experimental desta pesquisa foi desenvolvido para a avaliação do comportamento mecânico de um solo acrescido de resíduo de pavimento asfáltico, oriundo da manutenção do pavimento de rodovias, estabilizado com cimento. Foram executadas misturas contendo 70% de areia de Osório e 30% de material fresado asfáltico acrescidos de cimento Portland nos teores 3%, 5%, 7% e 9%, nas pesos específicos secos de 16,4 kN/m³, 17,2 kN/m³ e 18 kN/m³. Foram realizados ensaios de resistência não confinada, rigidez a pequeníssimas deformações, durabilidade e *simple shear* monotônicos e cíclicos. Os resultados obtidos mostraram que a mistura é viável e que o parâmetro η/Civ é adequado para a previsão da resistência não-confinada, rigidez e durabilidade das misturas. A realização dos ensaios *simple shear* monotônicos permitiram o conhecimento dos parâmetros de resistência do material, que são semelhantes aos referentes a areia de Osório sem resíduo, e os ensaios *simple shear* cíclicos de tensão controlada mostraram que, para as tensões estudadas, não há elevada degradação para o número de ciclos estudados.

Palavras-chave: reciclagem de pavimentos; material fresado asfáltico; estabilização com cimento Portland; porosidade/teor volumétrico de cimento; ensaio *simple shear*.

ABSTRACT

SILVA, A. **Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico melhorado com cimento**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The Brazilian road network is currently the most common means of transporting production. However, the extensive use of this modal causes damage to the pavement, generating the need for road maintenance. A widely used method for restoration is milling, where it is possible to remove the damaged portion and place a new coating. This procedure generates a waste that, although there are already reuse attempts, is still underutilized and is often deposited irregularly, in a way that can harm the environment. Aiming the use of the residue generated by milling, this work proposes the evaluation of the fine portion reuse of this residue in addition to a sandy soil and Portland cement, aiming at the use of this as a subgrade stabilization, since it is a problem found in execution of highways projects, where it is not always possible to choose a suitable location for the tracing. The experimental program of this research was developed for the evaluation of the mechanical behavior of a soil-asphalt pavement residue, originated from the maintenance of the road pavement, stabilized with cement. Mixtures were carried out containing 70% Osorio sand and 30% asphalt milled material plus Portland cement in the contents of 3%, 5%, 7%, and 9%, in the dry weight of 16.4 kN/m³, 17.2 kN/m³, and 18 kN/m³. Tests of unconfined strength, stiffness to very small deformations, durability, and monotonic and cyclic simple shear were performed. The obtained results showed that the mixture is viable and the η/C_{iv} parameter is suitable for the prediction of the unconfined strength, stiffness, and mixtures durability. The performance of monotonic simple shear tests allowed the knowledge of the resistance parameters of the material, that are similar to those referring to Osorio sand without RAP, and the simple shear cyclic tests of controlled tension showed that there is no high degradation for the number of cycles studied.

Keywords: pavement recycling; asphalt milled material; stabilization with Portland cement; porosity/volumetric cement content; simple shear tests.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	19
1.1 JUSTIFICATIVA	19
1.2 OBJETIVO GERAL	20
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	20
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1 SOLOS SEDIMENTARES	22
2.1.1 Solos sedimentares estruturados	22
2.1.2 Solos artificialmente cimentados	23
2.1.2.1 Mistura de solo-cimento	23
2.1.3 Efeitos da cimentação em solos	24
2.1.3.1 Efeito do cimento	24
2.1.3.2 Efeito da porosidade	25
2.1.3.3 Influência do teor de umidade	25
2.1.3.4 Relação água/cimento	26
2.2 PARÂMETRO POROSIDADE/TEOR VOLUMÉTRICO DE CIMENTO	27
2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS	30
2.3.1 Resistência ao cisalhamento da areia de Osório	32
2.4 CARREGAMENTO CÍCLICO	34
2.5 RECICLAGEM DE PAVIMENTOS	36
2.5.1 Fresagem de pavimentos	36
2.5.1.1 Classificação dos tipos de fresagem	36
2.5.1.2 Equipamentos	37
2.5.2 Reutilização do resíduo de fresagem de pavimento asfáltico	37
2.5.2.1 Tipo de reciclagem	38
2.5.2.2 Reciclagem de pavimentos utilizando cimento Portland	39
2.5.2.3 Pesquisas relacionadas à reciclagem de pavimentos asfálticos com adição de cimento	41
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	44
3.1 VARIÁVEIS INVESTIGADAS	44
3.2 MATERIAIS COMPONENTES	45
3.2.1 Solo	45

3.2.2 Material fresado asfáltico	46
3.2.2.1 Caracterização do material bruto	46
3.2.2.2 Caracterização do material processado	48
3.2.2.3 Composição	48
3.2.3 Cimento	50
3.2.4 Água	51
3.3 MÉTODOS	51
3.3.1 Preparação das amostras e cura	51
3.3.2 Aceitação da amostra	52
3.3.3 Ensaio	52
3.3.3.1 Ensaio de compressão simples	52
3.3.3.2 Ensaio de compressão diametral	53
3.3.3.3 Medições de rigidez inicial	53
3.3.3.4 Ensaio de durabilidade	55
3.3.3.5 Ensaio <i>Simple Shear</i>	56
4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	60
4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)	60
4.1.1 Efeito do teor de cimento	60
4.1.2 Efeito da porosidade	61
4.1.3 Influência da porosidade e teor volumétrico de cimento	62
4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL (RCD)	63
4.2.1 Efeito do teor de cimento.....	64
4.2.2 Efeito da porosidade	65
4.2.3 Influência da porosidade e teor volumétrico de cimento	65
4.3 RIGIDEZ	66
4.4 DURABILIDADE	68
4.5 SIMPLE SHEAR	70
4.5.1 Ensaio monotônicos	70
4.5.1.1 Amostras η/C_{iv} 15	71
4.5.1.2 Amostras η/C_{iv} 24	74
4.5.2 Ensaio cíclicos	78
5 ANÁLISE E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	86
5.1 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA NÃO CONFINADA	86
5.1.1 Misturas areia-RAP-cimento	86
5.1.2 Análise estatística das variáveis	88

5.1.3 Comparação com areia de Osório	89
5.2 COMPARATIVO RIGIDEZ À PEQUENÍSSIMAS DEFORMAÇÕES	89
5.3 ENSAIOS DE DURABILIDADE	91
5.4 ENSAIOS SIMPLE SHEAR	92
5.4.1 Ensaios monotônicos	92
5.4.2 Ensaios cíclicos	99
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	100
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Influência do teor de umidade na resistência à compressão simples	26
Figura 2.2 – Influência do fator água/cimento em relação à resistência à compressão simples	27
Figura 2.3 – Relação da resistência à compressão simples pelo fator vazios/cimento	28
Figura 2.4 – Variação da resistência a partir do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento	29
Figura 2.5 – Envoltória de Mohr	30
Figura 2.6 – Comportamento de areias submetidas a ensaio triaxial	31
Figura 2.7 – Envoltórias de ruptura de areia de Osório cimentada	32
Figura 2.8 – Envoltória de ruptura de areia de Osório	33
Figura 2.9 – Envoltória de ruptura para areia de Osório não cimentada	34
Figura 2.10 – Tipos de carregamento cíclico	35
Figura 3.1 – Curva granulométrica da areia de Osório	45
Figura 3.2 – Granulometrias das amostras de fresado anterior à extração do ligante asfáltico	46
Figura 3.3 – Granulometria das amostras de fresado após extração do ligante asfáltico..	47
Figura 3.4 – Curva granulométrica do material fresado processado	48
Figura 3.5 – Curva granulométrica da composição	49
Figura 3.6 – Curva de compactação: Energia normal e modificada	50
Figura 3.7 – Evolução da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento	51
Figura 3.8 – Ensaio de compressão simples	53
Figura 3.9 – Ensaio de compressão diametral	54
Figura 3.10 – Esquema de aplicação de ondas	55
Figura 3.11 – Amostras de durabilidade na estufa	56
Figura 3.12 – Ensaio Simple Shear	57
Figura 3.13 – Tensões atuantes na amostra	58
Figura 4.1 – Amostra submetida ao ensaio de compressão simples	60
Figura 4.2 – Influência da quantidade de cimento na resistência à compressão simples	61
Figura 4.3 – Efeito da porosidade na resistência à compressão simples	62
Figura 4.4 – Avaliação do fator porosidade/teor volumétrico de cimento na resistência à compressão simples	63
Figura 4.5 – Amostra submetida a ensaio de compressão diametral	64

Figura 4.6 – Influência da quantidade de cimento na resistência à tração na compressão diametral	64
Figura 4.7 – Influência da porosidade na resistência à tração da amostra	65
Figura 4.8 – Resistência à tração na compressão diametral em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento	66
Figura 4.9 – Rigidez inicial à pequeníssimas deformações das misturas solo-cimento-RAP	67
Figura 4.10 – Resistência à compressão simples em função da rigidez inicial	67
Figura 4.11 – Resistência à tração em função da rigidez inicial	68
Figura 4.12 – Amostras de durabilidade ao fim do 12º ciclo	69
Figura 4.13 – Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos	69
Figura 4.14 – Perda de massa acumulada em relação ao η/Civ	70
Figura 4.15 – Amostra após ensaio simple shear monotônico	71
Figura 4.16 – Ensaio η/Civ 15 – 25 kPa	72
Figura 4.17 – Ensaio η/Civ 15 – 50 kPa	73
Figura 4.18 – Ensaio η/Civ 15 – 100 kPa	74
Figura 4.19 – Ensaio η/Civ 24 – 25 kPa	75
Figura 4.20 – Ensaio η/Civ 24 – 50 kPa	76
Figura 4.21 – Ensaio η/Civ 24 – 100 kPa	77
Figura 4.22 – Calibração do pulso – onda real e onda teórica	78
Figura 4.23 – Comportamento da mistura com η/Civ igual a 15 submetida a carregamento cíclico – τ/σ'_v igual a 0,3	79
Figura 4.24 – Comportamento da mistura com η/Civ igual a 15 submetida a carregamento cíclico – τ/σ'_v igual a 0,4	81
Figura 4.25 – Comportamento da mistura com η/Civ igual a 15 submetida a carregamento cíclico – τ/σ'_v igual a 0,5	83
Figura 4.26 – Comportamento da mistura com η/Civ igual a 15 submetida a carregamento cíclico – τ/σ'_v igual a 0,6	84
Figura 4.27 – Comportamento da mistura com η/Civ igual a 15 submetida a carregamento cíclico – τ/σ'_v igual a 0,7	85
Figura 5.1 – Comparação da resistência à tração e compressão das misturas	87
Figura 5.2 – Comparativo entre (a) resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento e solo-cimento-RAP e (b) resistência à compressão diametral de misturas de solo-cimento e solo-cimento RAP.....	89
Figura 5.3 – Comparativo entre rigidez inicial de misturas de solo-cimento e solo-cimento-RAP	90
Figura 5.4 – Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos em misturas de areia cimento e areia-RAP cimento com teor de cimento igual a 3%	91

Figura 5.5 – Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos em misturas de areia cimento e areia-RAP cimento com teor de cimento igual a 9%	92
Figura 5.6 – Tensão cisalhante – Deformação cisalhante – η/Civ 15	93
Figura 5.7 – Invariantes de tensão – η/Civ 15	94
Figura 5.8 – Envoltória de resistência do material com η/Civ igual a 15.....	95
Figura 5.9 – Tensão cisalhante – Deformação cisalhante – η/Civ 24	96
Figura 5.10 – Invariantes de tensão – η/Civ 24	97
Figura 5.11 – Envoltória de resistência do material com η/Civ igual a 24	98
Figura 5.12 – Degradação do módulo cisalhante ao longo dos ciclos	99

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de reciclagem de pavimentos	39
Tabela 2.2 – Especificações de serviço das normas brasileiras de reciclagem com adição de cimento Portland	40
Tabela 2.3 – Faixas granulométricas sugeridas nas normas brasileiras	41
Tabela 3.1 – Teor de ligante e umidade e massa específica medida das amostras de RAP	47
Tabela 3.2 – Características do RAP após extração pelo método Abson	47
Tabela 5.1 – Análise da variância da resistência à compressão simples	88
Tabela 5.1 – Análise da variância da resistência à tração na compressão diametral	88

LISTA DE SIGLAS

ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – American Society for Testing and Materials

CP – Cimento Portland

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagens

DNIT – Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes

LEGG – Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

MR – Módulo de resiliência

NBR – Norma Brasileira

NM – Norma Mercosul

PCA – *Portland Cement Association*

PMA – Perda de massa acumulada

RAP - *Reclaimed Asphalt Pavement*

RCD – Resistência à tração na compressão diametral

RCS – Resistência à compressão simples

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UWA – *University of Western Australia*

LISTA DE SÍMBOLOS

η – porosidade

C_{iv} – teor volumétrico de cimento

q_t – resistência à tração

q_u – resistência à compressão

e – índice de vazios

C_i – teor de cimento

γ_d – peso específico seco

γ – deformação cisalhante

τ – tensão cisalhante

R^2 – coeficiente de determinação

G_0 – módulo cisalhante inicial

G – módulo cisalhante

σ'_v – tensão vertical efetiva

Δu – variação da poropressão

ω – teor de umidade

Ξ – razão entre resistência à compressão diametral e resistência à compressão simples

c' – coesão

ϕ' – ângulo de atrito

1. INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

A malha rodoviária brasileira é, atualmente, o meio mais comum de escoamento de produção. Entretanto, a utilização extensiva deste modal acarreta danos ao pavimento, gerando a necessidade de manutenção da via. Um método muito utilizado para a restauração é a fresagem, onde se possibilita a retirada da porção danificada e colocação de um novo revestimento. Este procedimento gera um resíduo que, apesar de já existirem tentativas de reutilização, ainda é subutilizado e muitas vezes é depositado de maneira irregular, de forma que pode prejudicar o meio ambiente.

O começo das pesquisas utilizando o resíduo oriundo do procedimento de restauração de pavimentos é datado da década de 1970, durante a crise do petróleo, quando o custo de ligante asfáltico cresceu significativamente (Zaumanis et al., 2016). A partir disso, diversos estudos abordaram metodologias para a reutilização do resíduo, onde se destacou a reciclagem com adição de cimento Portland como uma alternativa com bom custo-benefício para recuperação de pavimentos (PCA, 2017).

A técnica de melhoramento de solos através da adição de cimento Portland, segundo Foppa (2005), vem sendo empregada com sucesso na construção de bases de pavimentos. A utilização de cimento Portland como agente estabilizador é usado porque, mesmo em pequenas quantidades, apresenta um ganho considerável na resistência. Nesse contexto, é proposta, então, a utilização do resíduo de fresagem de pavimento asfáltico no melhoramento de solos, visando um destino adequado para o material. Entretanto, a utilização do resíduo de fresagem na estabilização com cimento não possui uma metodologia de dosagem consolidada, impossibilitando um procedimento padrão onde seja possível prever o desempenho do pavimento.

Visando a utilização do resíduo gerado pela fresagem no melhoramento de solos, é proposto nesta dissertação a avaliação da reutilização da parcela fina deste resíduo em adição a um solo arenoso e cimento Portland. Para isso, foram estudadas as características do material, as propriedades mecânicas, como resistência não confinada e rigidez, a durabilidade desse material quando submetido a condições severas e o comportamento frente solicitações

multiaxiais monotônicas e cíclicas. A partir dos resultados obtidos na pesquisa, foi possível relacionar o parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento com o comportamento mecânico do material, contribuindo para o desenvolvimento de uma metodologia de dosagem que permita a adequação do material para as diversas solicitações impostas em um projeto de engenharia.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral da pesquisa é proporcionar uma utilização para o resíduo oriundo da fresagem de pavimento asfáltico de forma que possa ser utilizado para a estabilização de solos.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos da pesquisa são:

- a) Caracterizar o resíduo proveniente da fresagem de pavimentos em sua parcela mais fina;
- b) Caracterizar as propriedades da mistura de solo arenoso e resíduo;
- c) Avaliar o comportamento mecânico das misturas e avaliar a influência da cimentação e da compactação a partir de ensaios de compressão simples e diametral;
- d) Avaliar a degradação das misturas através de ensaios de molhagem e secagem;
- e) Avaliar o comportamento das misturas avaliadas a partir de ensaios *simple shear*;
- f) Avaliar o comportamento cíclico e degradação das misturas avaliadas a partir de ensaios *simple shear*.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho é dividido em seis capítulos, sendo eles:

Capítulo 1: apresenta uma introdução ao assunto a ser estudado e os objetivos visados a partir do programa experimental.

Capítulo 2: aborda a revisão bibliográfica referente a solos estabilizados com cimento, com enfoque no comportamento mecânico das misturas, e a revisão referente a fresagem de pavimentos asfálticos e a experiência atual da reciclagem de pavimentos com cimento Portland.

Capítulo 3: é descrito o programa experimental, onde são mostradas as características dos materiais que serão utilizados, as variáveis definidas através dos ensaios de caracterização, o método de moldagem e os ensaios a serem realizados.

Capítulo 4: são expostos os resultados obtidos nos ensaios realizados e breves análises individuais de cada ensaio.

Capítulo 5: são apresentados os resultados de forma agregada e de modo comparativo, visando maior compreensão do comportamento do material.

Capítulo 6: são abordadas as conclusões obtidas após a conclusão do programa experimental e sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS SEDIMENTARES

Solos sedimentares são solos transportados e depositados em um lugar diferente de sua origem. Estes solos são transportados por diferentes meios, resultando em diferentes tipos de deposição de sedimentos. Eles são classificados como aluvionares quando transportados pela água, coluvionares quando transportados por ação da gravidade, eólicos pela ação dos ventos e glaciais a partir do degelo de geleiras.

Durante a deposição dos sedimentos, diferentes materiais, como silicatos, óxido de ferro e carbonatos, podem ser depositados juntamente ao solo, criando uma cimentação em pontos de contato das partículas (CLOUGH ET AL., 1981). Neste item serão abordadas características de solos sedimentares naturalmente estruturados e solos artificialmente cimentados.

2.1.1 Solos sedimentares estruturados

O comportamento e as propriedades de deformabilidade e de resistência dos solos sedimentares baseiam-se nas forças transmitidas entre os contatos e pelo atrito mobilizado por eles. Porém, há ocorrência de solos que possuem substâncias cimentantes naturais nos contatos. Quando as partículas constituintes desses solos são sujeitas a deslocamentos, existe, inicialmente, uma resistência por parte dessas ligações cimentante para posteriormente mobilizar o atrito. A parcela que representa esta cimentação é a coesão natural do solo (PINTO, 2011).

Solos estruturados são solos que possuem algum tipo de agente cimentante entre as partículas. Leroueil e Vaughan (1990) mostraram que a resistência e a rigidez provenientes da cimentação, característica da mecânica das rochas, também é válido para mecânica dos solos, visto que existem solos com características que não podem ser explicadas somente pela porosidade e história de tensões.

Estas ligações em solos sedimentares podem ser provenientes de diversas causas, tais como deposição de sílica entre partículas de areia, contatos entre partículas em altas pressões, deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica em solução, recristalização de minerais ao sofrer com ações climáticas, modificação da camada de absorção de água ou forças interpartículas devido à minerais presentes em solos argilosos (LEROUEIL E VAUGHAN,

1990). Mitchell e Sollymar (1984) apontam que o fator mais relevante na estruturação da areia estudada pode ter sido ocasionado pela dissolução e precipitação de sílica ao longo do tempo, causando cimentação nos contatos entre grãos.

A cimentação entre partículas também é presente em solos residuais, que são solos formados e estabelecidos no mesmo local, a partir do intemperismo de uma rocha, preservando algumas características dela. Neste tipo de formação, Leroueil e Vaughan (1990) apontam que a cristalização associada a formação de novos minerais e a precipitação de sais minerais criam uma estrutura cimentada entre grãos.

2.1.2 Solos artificialmente cimentados

Entende-se por melhoria ou reforço de solos a utilização de processos físicos e/ou químicos que visem o melhoramento das propriedades mecânicas dos solos. Procura-se o aumento da resistência do solo tratado e a diminuição de sua compressibilidade e de sua permeabilidade. O termo melhoria de solos está associado a processos químicos, enquanto que o termo reforço está associado a utilização de inclusões em aterros ou taludes (CASAGRANDE, 2005).

Segundo Dalla Rosa (2009), na engenharia geotécnica o principal material utilizado, o solo, é um material complexo e muito variável, que nem sempre satisfaz às necessidades da obra a ser realizada. Nestes casos, quando é preciso se adequar às condições locais da obra, uma alternativa é o melhoramento destes solos através de técnicas de estabilização com a utilização de cal ou cimento.

2.1.2.1 Mistura de solo-cimento

Segundo a NBR 12253/92, solo-cimento é o “produto endurecido de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, conforme este projeto, e executada conforme a NBR 12254” (ABNT, 1992). Analogamente, o *American Concrete Institute*, define solo cimento como uma mistura proporcional de solo, cimento e água compactada em alta densidade (USACE, 2000).

O início da utilização do solo-cimento como técnica de estabilização é datada do início do século XX, quando uma estrada na Flórida (EUA) foi construída utilizando-se uma mistura de conchas, areia e cimento Portland (ACI, 2009). No Brasil, a utilização do solo-cimento iniciou-se na década de 40, onde a técnica foi empregada no acesso ao aeroporto de Bauru (SP), em

uma extensão de 500 m e, em seguida, no acesso ao aeroporto de Presidente Prudente (SP), em uma extensão de 14 km (SENÇO, 2001).

Ingles e Metcalf (1972) indicam que a utilização de solo-cimento é recomendada quando um material ou uma combinação de materiais em que não há estabilidade mecânica adequada ou quando é necessária maior resistência à ação da água, onde, dentre diversas técnicas de estabilização, a técnica de estabilização com cimento é a mais comum.

O *American Concrete Institute* diz que a utilização primária do solo-cimento é como base de pavimentos, porém a técnica também pode ser utilizada como proteção em taludes, proteção em canais, reservatórios e lagoas, estabilização de solo de fundação, entre outros (ACI, 2009).

A utilização de cimento Portland para estabilização é indicada para qualquer tipo de solo, com exceção dos considerados altamente orgânicos. Porém, é observada maior eficiência em solos arenosos pela facilidade de mistura e pelas maiores resistências obtidas (INGLES; METCALF, 1972).

A utilização da técnica de solo cimento é frequentemente utilizada na pavimentação. Quando utilizada em pavimentos flexíveis, a camada de revestimento betuminoso é colocada sobre uma base de solo cimento. Quando utilizada sob pavimentos de concreto, a técnica de solo-cimento é utilizada como sub-base (ACI, 2009).

2.1.3 Efeitos das variáveis do solo-cimento

Este item descreve o efeito de cada variável dos solos estabilizados com cimento. Serão abordados os seguintes tópicos:

- a) Influência do cimento no comportamento do solo;
- b) Efeito da porosidade;
- c) Teor de umidade do solo;
- d) Relação água/cimento

2.1.3.1 Efeito do cimento

Conforme Ingles e Metcalf (1972), a adição de pequenas quantidades de cimento (até 2%) modifica moderadamente as propriedades do solo, enquanto maiores quantidades alteram radicalmente suas propriedades. De acordo com os mesmos autores, as propriedades do solo

mudam com o aumento da quantidade de cimento: a capacidade de carga aumenta; durabilidade a ciclos de molhagem e secagem aumenta; em geral a permeabilidade diminui, porém, aumenta em solos argilosos; a tendência à retração aumenta em solos granulares; e a tendência à expansão de solos argilosos será reduzida.

Foppa (2005) mostrou que o acréscimo de cimento em arenito Botucatu, na faixa entre 1 e 7%, provocou um acréscimo linear na resistência à compressão simples. Consoli et al. (2007) observou que a adição de cimento influencia de forma relevante na resistência à compressão simples de uma mistura de arenito com cimento Portland, independentemente da quantidade de cimento adicionada.

Consoli et al. (2010) mostrou que a adição de cimento possui um grande efeito na resistência à tração de uma mistura de areia e cimento Portland, onde uma pequena adição de cimento é suficiente para um significativo ganho de resistência.

2.1.3.2 Efeito da porosidade

De similar importância à quantidade de cimento é a densidade na qual a mistura é compactada. Com o aumento da densidade, a resistência aumenta, a permeabilidade diminui até um valor mínimo, próximo da umidade ótima, depois começa a aumentar novamente (INGLES & METCALF, 1972).

É mostrado em Consoli et. al (2007) a influência da porosidade na resistência à compressão simples de misturas de arenito e cimento Portland. O autor observou que o aumento de porosidade influencia negativamente na resistência à compressão simples da amostra.

A variação da resistência à tração de uma areia cimentada em função da porosidade é mostrada por Consoli et al. (2010). Análogo à resistência à compressão simples, o aumento da porosidade influencia negativamente na resistência à tração na compressão diametral. Silva (2017) mostra que a resistência à tração na flexão segue a tendência descrita em resultados de tração na compressão diametral em uma mistura de areia e cimento Portland.

2.1.3.3 Influência do teor de umidade

Foppa (2005) apresentou em seu trabalho que quando realizados ensaios de compressão simples, ocorre aumento de resistência com um teor de umidade até um valor ótimo, a partir do qual a resistência passa a diminuir. Os resultados obtidos podem ser observados na figura 2.1.

O autor também verificou que o teor ótimo de umidade em seus ensaios é de aproximadamente 10%, independente do teor de cimento.

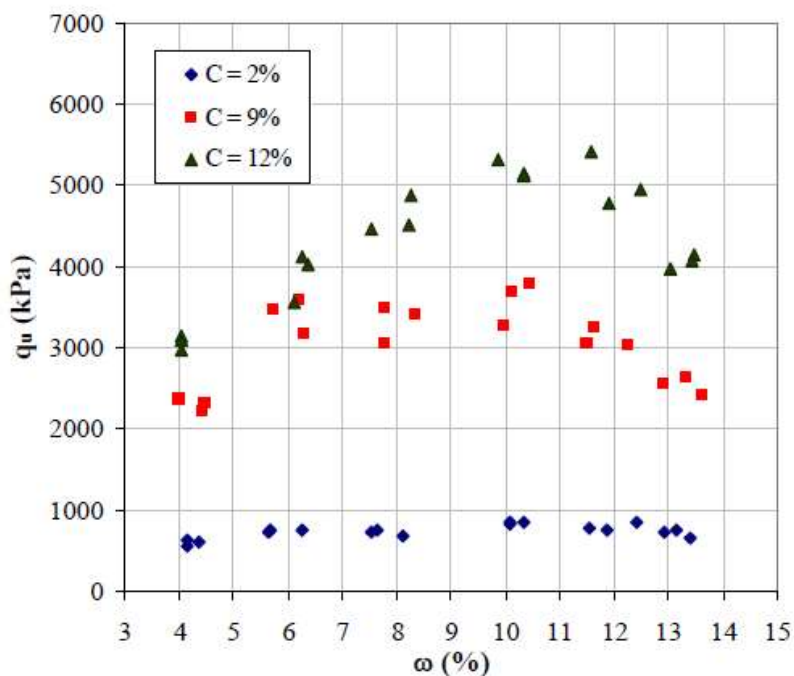


Figura 2.1 - Influência do teor de umidade na resistência à compressão simples (Foppa, 2005)

2.1.3.4 Relação água/cimento

Foppa (2005) buscou validar a relação água/cimento proposta em trabalhos anteriores (Horpibulsuk, 2003; Azambuja, 2004), porém obteve resultados contrários aos já presentes na literatura, conforme figura 2.2. O autor verificou que não é possível estabelecer uma relação entre a relação água/cimento e a resistência à compressão simples, uma vez que os dados apresentam “patamares” de resistência diferenciados em função da quantidade de cimento utilizada.

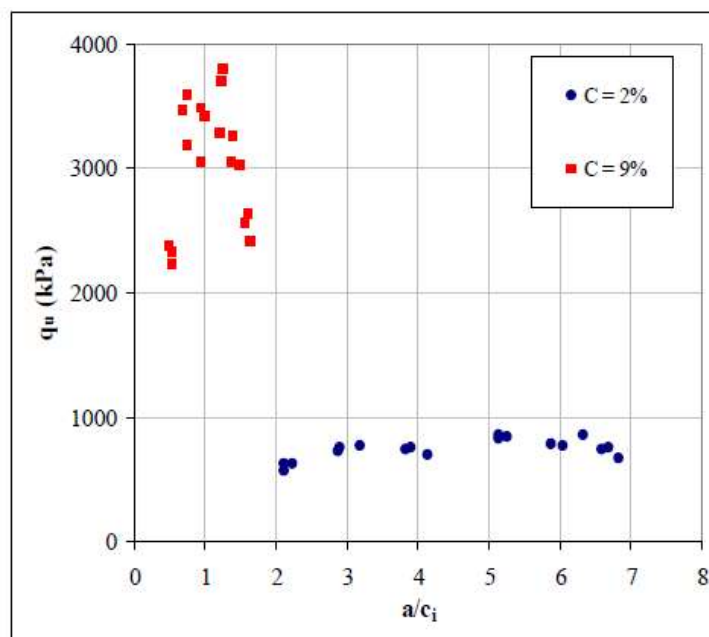


Figura 2.2 - Influência do fator água/cimento em relação à resistência à compressão simples (Foppa, 2005)

2.2 PARÂMETRO POROSIDADE/TEOR VOLUMÉTRICO DE CIMENTO

O parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento é uma metodologia de dosagem proposta e estudada no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental, onde é possível a estimativa da resistência a partir do tipo de material, da porosidade e do volume de cimento presente na amostra. O método, apresentado em Foppa (2005) e Consoli et al. (2007), possibilita uma maneira racional para determinação da quantidade de cimento e compactação necessária para atender a resistência requerida em projeto.

O estudo deste parâmetro iniciou-se com Larnach (1960 *apud* FOPPA, 2005). Segundo o autor, como a compactação em solos ou solo-cimento nunca consegue expulsar completamente o ar do sistema solo-água-ar ou solo-cimento-água-ar, a resistência não pode ser correlacionada com a relação água/cimento, pois esta só se aplica a materiais onde o ar foi totalmente expulso e os vazios existentes estão preenchidos por água. Em seu estudo foram realizados ensaios de resistência à compressão simples e de flexão em vigotas.

A relação vazios/cimento proposta por Larnach (1960, *apud* Foppa, 2005) é definida pela equação 2.1:

$$\frac{V_V}{V_{Ci}} = \frac{\text{Volume absoluto de vazios (água+a)}}{\text{Volume absoluto de cimento}} \quad \text{Equação 2.1}$$

A relação entre resultados de resistência à compressão simples e o fator vazios/cimento pode ser observado na figura 2.3.

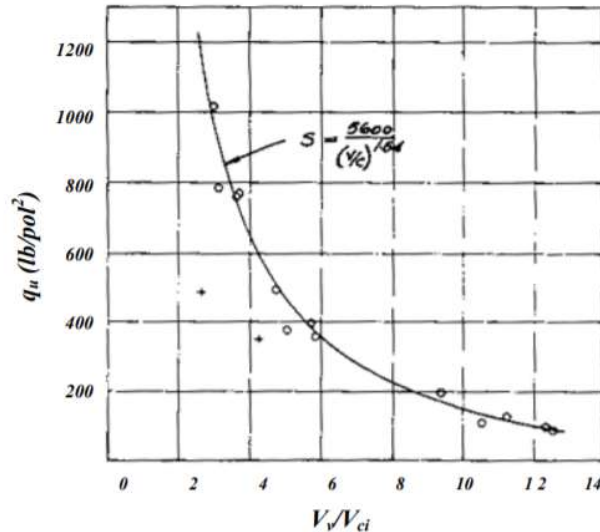


Figura 2.3 - Relação da resistência à compressão simples pelo fator vazios/cimento

(Larnach, 1960 *apud* Foppa, 2005)

Foppa (2005) e Consoli et al. (2007) apresentaram uma adaptação da relação proposta por Larnach (1960), onde é utilizada a porosidade e o teor volumétrico de cimento para estimativa do comportamento mecânico de misturas cimentadas. Esta relação pode ser observada na equação 2.2:

$$\frac{V_V (\text{Volume absoluto de vazios})}{V_{Ci} (\text{Volume absoluto de cimento})} = \frac{\frac{V_V}{V_{TOTAL}}}{\frac{V_{Ci}}{V_{TOTAL}}} = \frac{\eta}{C_{iv}} \quad \text{Equação 2.2}$$

Foppa (2005) mostrou que a relação porosidade/teor volumétrico de cimento mostrou um melhor ajuste de dados comparado ao proposto por Larnach (1960). O autor observou que a relação funciona somente para amostras moldadas com o mesmo teor de umidade, visto que ao alterar a umidade de moldagem as resistências obtidas foram divergentes. A partir destes estudos, o autor diz que um projetista poderia escolher adequadamente a quantidade de cimento e energia de compactação necessária para a obtenção da resistência requerida em projeto com o menor custo possível e utilizado como controle de execução de camadas tratadas com

cimento, pois constatada a compactação inferior à indicada no projeto, é possível estimar a perda de resistência.

Consoli et al. (2010) apresentou que o parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento também é válido para resistência à tração na compressão diametral. Foram realizados ensaios em misturas de areia de Osório e cimento Portland, mostrando que é possível a utilização da relação para estimar a resistência conforme a porosidade e o teor de cimento. Os resultados obtidos no estudo podem ser observados na figura 2.4.

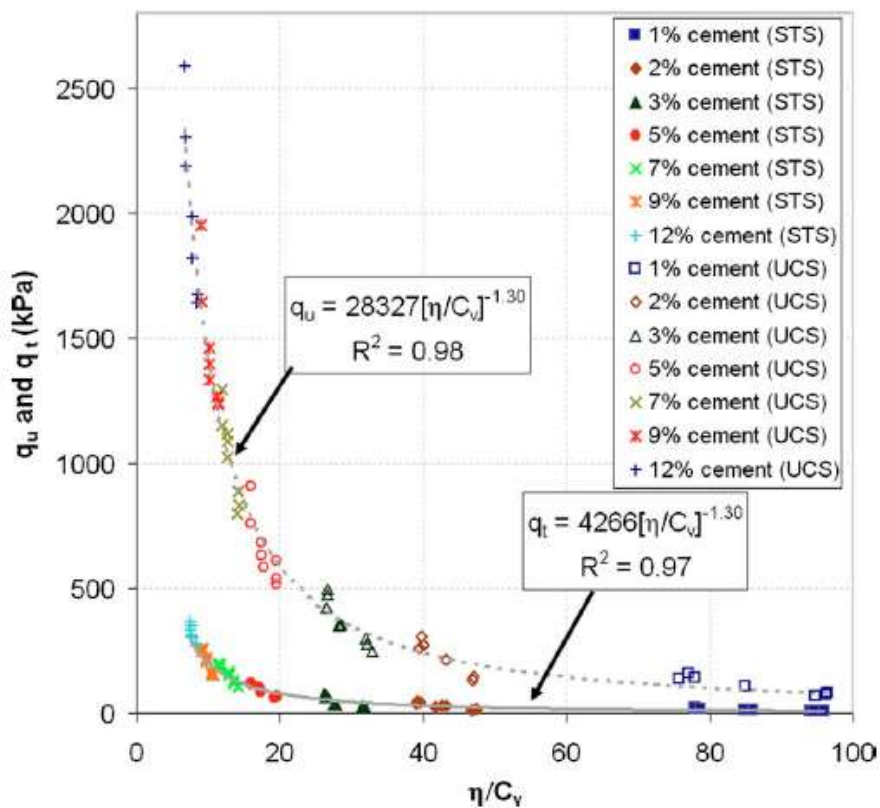


Figura 2.4 - Variação da resistência a partir do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento

(Consoli et al., 2010)

O autor também mostrou que é possível encontrar uma relação entre o ajuste de resultados de compressão e tração, representada por um escalar. Com isso, é possível a estimativa da resistência à tração através de resultados de compressão e vice-versa. Este escalar pode ser encontrado na equação 2.3:

$$\frac{qt}{qu} = \frac{4266\left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,3}}{28327\left(\frac{\eta}{C_{iv}}\right)^{-1,3}} = 0,15 \quad \text{Equação 2.3}$$

2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS ARTIFICIALMENTE CIMENTADOS

A resistência ao cisalhamento pode ser definida como a tensão máxima cisalhante na curva tensão-deformação. Segundo Lambe-Whitman (1969), círculos de Mohr podem ser utilizados para representar o estado de tensões no momento onde é atingida a tensão cisalhante máxima. Ao representar diferentes estados de tensões, é traçada uma linha tangente aos círculos de Mohr, chamada envoltória de Mohr, representada na figura 2.5. Esta linha é representada como uma curva, porém para que fosse possível estudar a estabilidade de uma massa de solo era necessária a utilização de um critério de ruptura, representado por uma reta. Assim, a resistência representada pela envoltória de Mohr-Coulomb foi definida pela equação 2.4, onde c é chamado coesão e Φ é chamado ângulo de atrito.

$$\tau = c + \sigma \tan \Phi \quad \text{Equação 2.4}$$

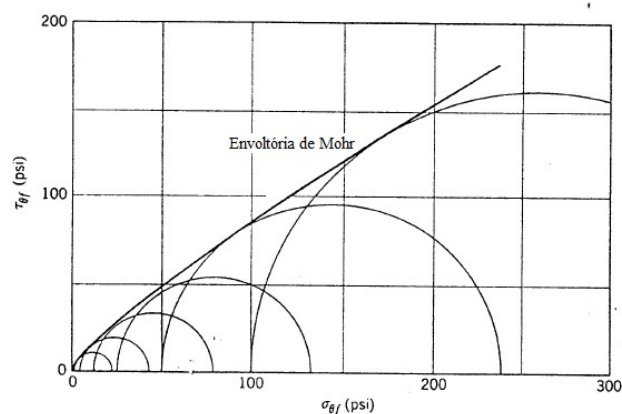


Figura 2.5 - Envoltória de Mohr (adaptado de Lambe e Whitman, 1969)

A utilização do critério de ruptura de Mohr-Coulomb também é utilizado para a representação do estado de tensões de areias cimentadas. Clough et al. (1981) mostrou que a adição de um agente cimentante em areia implica em um material com dois componentes na resistência, o ângulo de atrito e a coesão. A adição de cimento implica em um aumento da coesão devido à cimentação das partículas de solo, porém o ângulo de atrito é muito semelhante ao referente ao solo sem cimentação. O autor também ressalta que a adição de cimento causa uma pequena diminuição do ângulo de atrito do material. Akinmusuru (1987 *apud* Cruz, 2008) diz que nos

parâmetros de resistência das areias cimentadas, o ângulo de atrito da areia cimentada é similar ao da areia não cimentada.

Venson (2015) diz que o comportamento de um solo estruturado quando submetido à compressão triaxial é bem definido, onde quando as amostras são cisalhadas em baixas tensões confinantes apresenta resistência de pico e grandes deformações de expansão ou poropressão negativa, quando o ensaio é realizado não drenado. Em tensões confinantes mais elevadas, a amostra costuma apresentar comportamento predominantemente compressivo.

Clough et al. (1981) mostra que a resistência pós pico em ensaios triaxiais realizados em areias cimentadas, naturais e artificiais, tendem ao comportamento observado em solos sem cimentação, como mostrado na figura 2.6. O autor ressalta que a resistência de pico aumenta com o aumento da quantidade de cimento e a deformação mobilizada no momento da resistência de pico diminui com o aumento da cimentação.

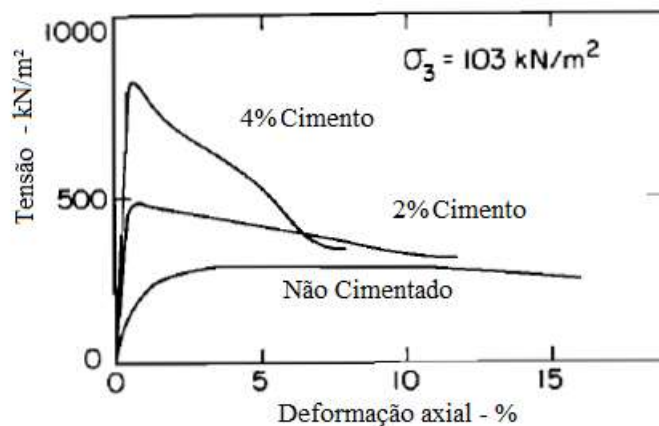


Figura 2.6 - Comportamento de areias submetidas a ensaio triaxial (adaptado de Clough et al., 1981)

O mecanismo de ruptura de areias cimentadas mostra diferenças em relação ao nível de tensões a que estão submetidas. Em baixas tensões uma areia pouco cimentada apresenta ruptura frágil e em altas tensões é apresentado um comportamento dúctil. Isto é explicado pois em baixas tensões a componente referente a cimentação, a coesão entre partículas, é mais significativa do que o ângulo de atrito do material. Em altas tensões, o ângulo de atrito controla predominantemente a resistência ao cisalhamento (Clough et al., 1981). Huang e Airey (1993) endossam em seu estudo que o efeito da cimentação é significativo em tensões menores do que a tensão de pré-adensamento. Para tensões mais elevadas, o fator predominante para aumento da resistência é a parcela friccional.

2.3.1 Resistência ao cisalhamento de areia de Osório

Cruz (2008) apresentou resultados de ensaios de compressão triaxial em misturas de areia de Osório e cimento Portland. Foram realizados ensaios em diferentes níveis de cimentação, em três tensões efetivas diferentes. O autor observou que a resistência ao cisalhamento é maior quando a tensão efetiva do ensaio é mais elevada e quando o grau de cimentação é mais alto. Através dos ensaios, foi possível determinar os parâmetros de resistência do material para diferentes η/Civ , mostrando que com a diminuição do η/Civ , há aumento da coesão e do ângulo de atrito, como pode ser visualizado na figura 2.7.

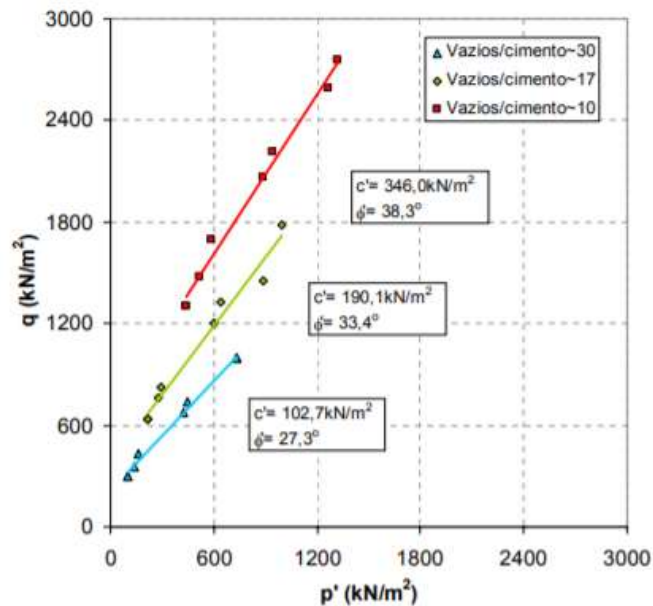


Figura 2.7 – Envoltórias de ruptura de areia de Osório cimentada (Cruz, 2008).

Marques (2016) mostrou em seu estudo o comportamento de areia de Osório em seu estado natural e cimentada em ensaios triaxiais de altas tensões. A partir dos ensaios mostrados na figura 2.8, foi possível estimar o ângulo de atrito interno para areia de Osório não cimentada em 31,5°. Para as amostras cimentadas, o ângulo de atrito obtido é semelhante ao não cimentado. Ao comparar com os resultados obtidos por Cruz (2008), é notável que os ângulos de atrito encontrados nos dois estudos são semelhantes.

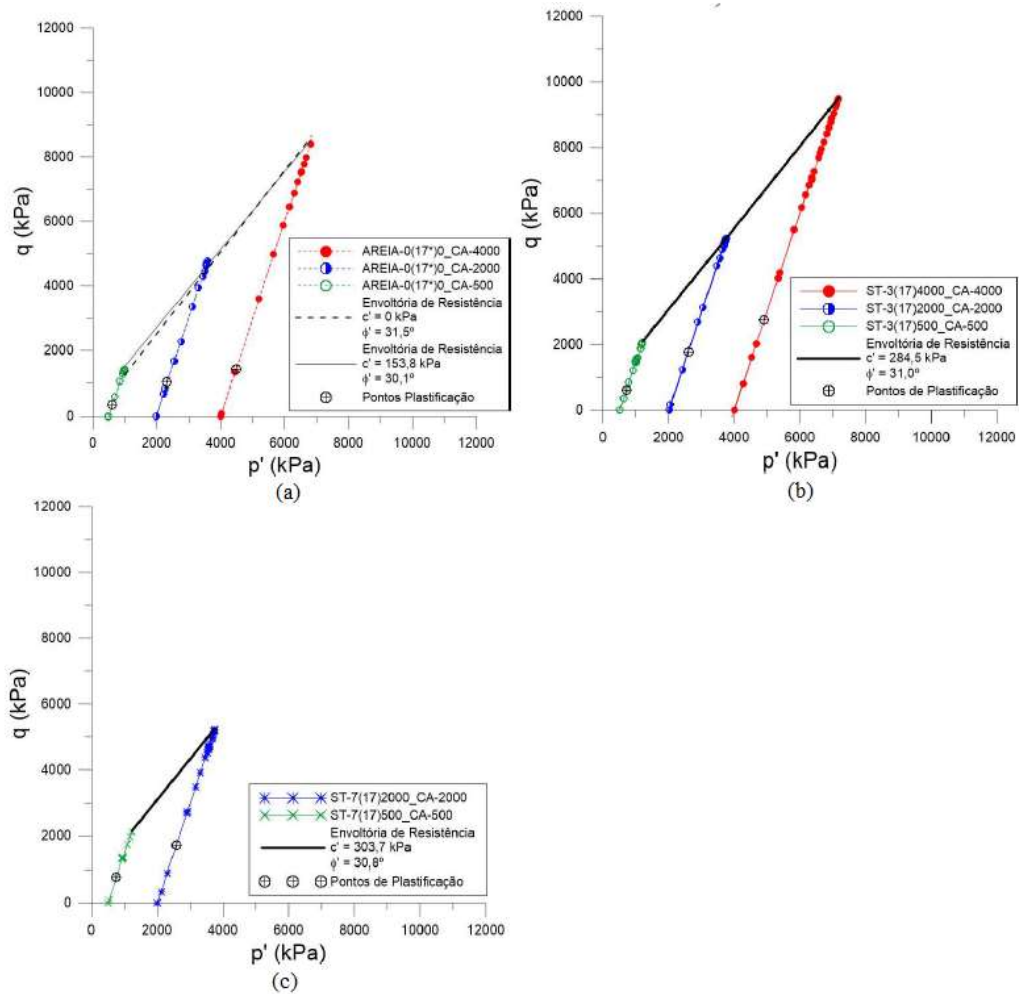


Figura 2.8 - Envoltória de ruptura de areia de Osório (a) não cimentada, (b) h/Civ 17 - 3% cimento e (c) h/Civ 17 - 7% cimento (adaptado de Marques, 2016)

Ensaio do tipo *simple shear* foram realizados por Corte (2016) em areia de Osório não cimentada medianamente compacta. A autora realizou ensaios em três diferentes níveis de tensões, podendo assim estimar parâmetros de resistência do material. Como pode ser observado na figura 2.9, o ângulo de atrito encontrado para a areia sem cimentação foi de 35° , com mesma ordem de grandeza do apresentado por Marques (2016).

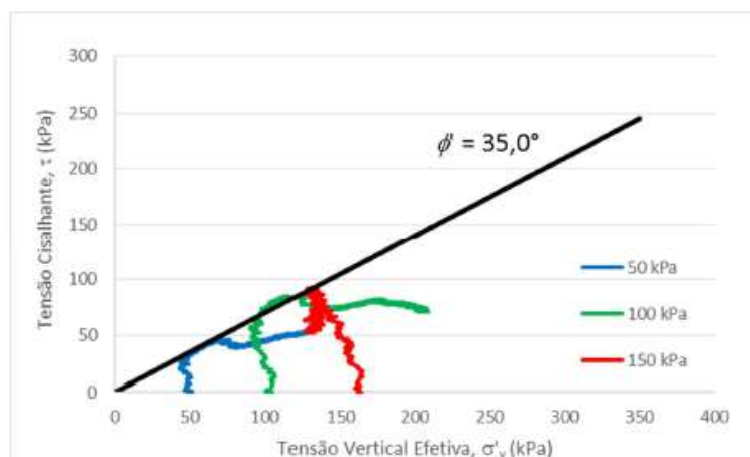


Figura 2.9 - Envoltória de ruptura para areia de Osório não cimentada (Corte, 2016).

Leon (2018) realizou também ensaios triaxiais em areia de Osório cimentada, obtendo comportamento semelhante ao observado por Cruz (2008), evidenciando que o ângulo de atrito varia muito pouco para diferentes η/Civ .

2.4 CARREGAMENTO CICLÍCO

De acordo com Medina & Motta (2005), enquanto cargas monotônicas produzem um dano (trincas) continuamente crescente nos materiais, cargas cíclicas produzem danos intermitentes, ou seja, na fase de carregamento o dano cresce, enquanto na fase de descarregamento o dano se mantém constante, desconsiderando o fenômeno de “reselagem” das trincas.

Andersen (2009) mostra que o carregamento cíclico pode reduzir a capacidade de suporte de um solo e a resistência sob condições de carregamento cíclico pode ser menor do que a capacidade sob carregamento monotônico. Os resultados mostrados pelo autor mostram que as deformações podem ser muito maiores sob carregamento cíclico do que monotônico com o mesmo nível de carregamento. O autor ressalta que a capacidade cíclica pode ser menor do que a capacidade estática pois o carregamento cíclico tende a quebrar a estrutura do solo e causar tendência de redução do volume do solo.

Para Medina & Motta (2005), os ensaios de carga repetida em que a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso (fração de segundo), procura-se reproduzir as condições de campo.

Alguns exemplos de cargas cíclicas de diversas origens, identificados por Andersen et al. (2013), são apresentados a seguir:

- a) Aerogeradores, aos quais são submetidos ao vento e à rotação do sistema;
- b) Estruturas costeiras;
- c) Torres de transmissão;
- d) Prédios de altura elevada e chaminés;
- e) Fundações para vias e pontes em ferrovias de trens de alta velocidade;
- f) Estruturas sujeitas a vibrações de origem industrial;
- g) Balsas ancoradas para usinas de energia costeiras;
- h) Grandes reservatórios submetidos à carregamentos e descarregamentos.

Behnamed (2001, *apud* Gálvez, 2018) mostra diferentes tipos de comportamento cíclicos de solo, como pode ser observado na figura 2.10, onde (a) representa materiais submetidos a carregamentos de tensão controlada, (b) quando materiais são submetidos a deformações controladas e (c) quando os carregamentos são alternados, variando entre valores positivos e negativos.

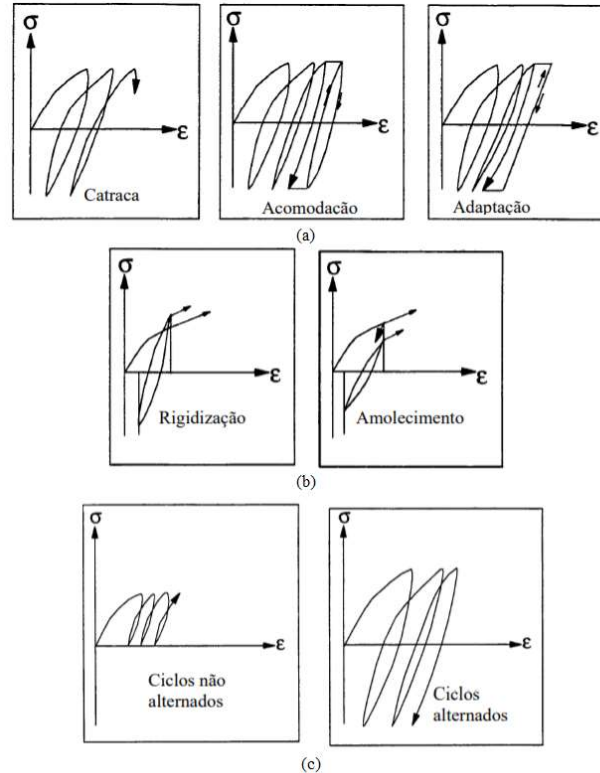


Figura 2.10 - Tipos de carregamentos cíclicos: (a) tensão controlada, (b) deformação controlada e (c) ciclos alternados (Behnamed, 2001 *apud* Gálvez, 2018)

2.5 RECICLAGEM DE PAVIMENTOS

Neste item será apresentada uma breve revisão sobre o procedimento de fresagem de pavimentos asfálticos e a experiência atual acerca da reciclagem do resíduo gerado.

2.5.1 Fresagem de pavimentos

Segundo DNIT (2017), a fresagem consiste no desbastamento a quente ou a frio de uma superfície asfáltica como parte de um processo de reciclagem de pavimento asfáltico. Esta técnica é também definida por Bonfim (2011) como o corte ou desbaste de uma ou mais camadas do pavimento, com espessura pré-determinada, por meio de processo mecânico realizado a quente ou a frio, empregado como intervenção visando a restauração de pavimentos.

A fresagem de pavimentos pode ser realizada de duas maneiras, dependendo da temperatura. No processo de fresagem a frio, o processo é realizado na temperatura ambiente. Neste processo de fresagem ocorre quebra de parte dos agregados na profundidade de corte, alterando a curva granulométrica do material existente na pista. Na fresagem a quente é realizado o pré-aquecimento do revestimento asfáltico da pista. Neste tipo de fresagem, há escarificação como forma de desbaste da camada, onde o corte é facilitado devido ao aquecimento da estrutura. Por esse motivo, não há alteração significativa na granulometria do material (BONFIM, 2011).

2.5.1.1 Classificação dos tipos de fresagem

De acordo com Bonfim (2011), o tipo de fresagem é classificado a partir da espessura de corte e da rugosidade resultante na pista.

Em relação a espessura de corte, pode-se classificar os tipos de fresagem como superficial, rasa e profunda. A fresagem superficial, também conhecida como fresagem de regularização, é destinada apenas para correção de defeitos existentes na superfície do pavimento, tais como exsudação e deformações plásticas, sendo dispensado o posterior recapeamento da pista. O procedimento de fresagem rasa atinge as camadas superiores do pavimento, podendo chegar à camada de ligação, com profundidade média de corte de 5 cm. Este tipo é destinado para correção de efeitos funcionais e remendos superficiais. A fresagem profunda é aquela onde o corte do pavimento atinge níveis mais profundos, podendo alcançar a camada de base e sub-base do pavimento. Este procedimento é utilizado em intervenções de aspecto estrutural.

A classificação conforme a rugosidade da pista é composta por fresagem padrão, fresagem fina e microfresagem. A fresagem padrão é realizada com cilindro padrão, onde a distância lateral entre os dentes de corte é de 15 mm. Utiliza-se este tipo para o desbaste de camada especificada visando aplicação de nova camada de revestimento. A fresagem fina é resultado da aplicação de cilindros cuja distância de corte é 8 mm. Esta técnica é muito utilizada na regularização de vias, podendo dispensar o posterior recapeamento da pista. A microfresagem é resultante da fresagem onde os cilindros são posicionados com distância entre 2 e 3 mm. Esta técnica consiste na remoção de uma camada muito fina de revestimento, visando adequação do perfil longitudinal ou remoção de faixas de sinalização, dispensando-se aplicação de novo revestimento.

2.5.1.2 Equipamentos

Segundo Bonfim (2011), diversos equipamentos podem ser utilizados para a realização do procedimento de fresagem asfáltica. Estes maquinários podem ser subdivididos quanto ao seu tamanho e em relação à largura do cilindro fresador, conforme a seguinte classificação:

- a) Pequeno porte: São equipamentos destinados à fresagem de arremates junto às diversas interferências presentes no pavimento, com largura do cilindro de fresagem de 350 mm a 600 mm.
- b) Médio porte: São modelos destinados à fresagem de pequenas a grandes áreas. A largura do cilindro de fresagem neste tipo de equipamento varia entre 1000 mm a 1500 mm.
- c) Grande porte: São equipamentos desenvolvidos para fresagem de grandes áreas, devido ao tamanho do cilindro de fresagem. Neste tipo de modelo podem ser encontrados cilindros com largura entre 1900 mm e 2200 mm.

2.5.2 Reutilização do resíduo de fresagem de pavimento asfáltico

Conforme a *Asphalt Recycling and Reclaiming Association* (2001), a reciclagem de pavimentos não é um conceito novo. A reciclagem a frio com a utilização de *binders* de asfalto é realizada desde o início do século XX e o primeiro registro da reciclagem a quente in-situ data da década de 30.

Bernucci et al. (2006) diz que a reciclagem de pavimentos é o processo de reutilização de misturas asfálticas envelhecidas e deterioradas para a produção de novas misturas, aproveitando

os agregados e ligante remanescentes, provenientes da fresagem, com acréscimo de agentes rejuvenescedores, tais como ligante asfáltico novo, espuma de asfalto, emulsões asfálticas e aglomerantes hidráulicos.

Xiao et al. (2007) aponta que a reciclagem de um pavimento danificado existente para produzir novo pavimento gera considerável redução de material, dinheiro e energia, visto que o agregado e o ligante de pavimentos asfálticos antigos ainda são valiosos mesmo ao fim da vida útil.

O começo das pesquisas utilizando *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP) é datado da década de 1970, durante a crise do petróleo, quando o custo de ligante asfáltico cresceu significativamente (Zaumanis et al., 2016).

A técnica de reciclagem de pavimento pode trazer muitos benefícios, como apontam Costa e Filho (2010). Para o meio antrópico, a reciclagem pode reduzir os impactos ambientais, através da redução significativa dos ruídos e vibrações e a redução de acidentes envolvendo pessoas e/ou equipamentos. No meio biofísico, pode-se ressaltar a significativa redução de erosões, deslizamentos, assoreamento, desertificação que normalmente ocorrem em jazidas, nos locais de bota-fora e de disposição do material resultante da fresagem do pavimento, a redução da degradação da paisagem natural devido a deposição de material de descarte e a redução da emissão de poeira e gases.

2.5.2.1 Tipo de reciclagem

São encontrados na literatura diversos tipos de reciclagem de pavimentos de acordo com o processo adotado. Bonfim (1999 *apud* Gusmão, 1999) apresenta uma classificação, conforme a tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Tipos de reciclagem de pavimentos

Quanto à geometria	Sem modificação	Quando se mantêm as cotas do greide
	Com modificação	
Quanto ao local de processamento	Em usina	Fixa ou móvel, a quente ou a frio
	"In situ"	
	"In situ" com usinado	Reciclagem "in situ" da base e aplicação de material reciclado a quente, processado em usina com material fresado
Quanto à fresagem do material	A frio	Realizada na temperatura ambiente
	A quente	Realizada com pré-aquecimento do pavimento
Quanto à profundidade do corte	Superficial	Somente da camada de revestimento
	Profunda	Camada de revestimento, base e até sub-base
Quanto à mistura reciclada	Mistura a Frio	PMF
	Mistura a Quente	CAUQ, PMQ
Quanto ao uso da mistura	Como base reciclada	
	Como camada de ligação	
	Como revestimento	
Quanto aos materiais adicionados	Agregados	Correção granulométrica
	Cimento Portland	Aumento da capacidade estrutural
	Emulsão asfáltica, CAP, Polímeros	Rejuvenescimento
	Mistura asfáltica	Adição de material fresado

Fonte: Bonfim, 1999 *apud* Gusmão, 1999

2.5.2.2 Reciclagem de pavimentos utilizando cimento Portland

De acordo com a *Portland Cement Association* (PCA, 2017), a estabilização química pode ser descrita como a mistura do resíduo de pavimento asfáltico e materiais de base com material estabilizante, tais como cimento Portland e cal.

De acordo com a PCA (2017), a estabilização com cimento Portland se mostra como uma alternativa com bom custo-benefício para recuperação de pavimentos. É também descrito que com a cimentação, a resistência inicial se mostra mais elevada e mais durável do que outros métodos de estabilização, melhorando a performance do pavimento.

A técnica de reciclagem de pavimentos já é normatizada no Brasil, por meio de três normas. São elas:

- a) DER-PR ES-P 33/05 – Pavimentação: Reciclagem de pavimento in situ com adição de cimento (DER-PR, 2005);

- b) DER-SP ET-DE-P00/035 – Reciclagem de pavimento asfáltico in situ com cimento e brita (DER-SP, 2006);
- c) DNIT 167/2013-ES – Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos in situ com adição de cimento Portland – Especificação de serviço (DNIT, 2013).

As normas brasileiras apresentam diferenças na especificação do processo de reciclagem do pavimento com adição de cimento. Essas divergências podem ser observadas na tabela 2.2. As faixas granulométricas necessárias para a utilização da técnica de reciclagem também apresentam divergência entre as normas existentes. As especificações de granulometria podem ser observadas na tabela 2.3.

Tabela 2.2 - Especificações de serviço das normas brasileiras de reciclagem com adição de cimento Portland

Item analisado	Especificação de serviço		
	DER-PR ES- P 33/05	DER-SP ET-DE-P00/035	DNIT 167/2013-ES
Profundidade de corte mínima atingida pela recicladora (cm)	Não estabelece	12	30
Teor máximo de material fresado do revestimento asfáltico (%)	Não estabelece	Não estabelece	50
Energia de compactação	Intermediária	Intermediária	Modificada
Grau de compactação mínimo em campo (%)	100	100	98
Tolerância para o teor de umidade ótima em campo (%)	± 1	- 2 e + 1	Não estabelece
Resistência à compressão simples aos 7 dias de cura (MPa)	3,5 a 8	Não estabelece	2,1 a 2,5
Resistência à tração por compressão diametral aos 7 dias de cura (MPa)	Não estabelece	Não estabelece	0,25 a 0,35
Liberação ao tráfego da camada reciclada	Após 7 dias de cura	Após salgamento, desde que a camada apresente resistência compatível com a solicitações impostas	Após salgamento, durante 3 a 7 dias, para que eventuais deficiências possam ser verificadas e sanadas

Fonte: Fedrigo, 2015

Tabela 2.3 - Faixas granulométricas sugeridas nas normas brasileiras

Peneira (mm)	Limites DNIT (%)				Limites DER-SP e DER-PR (%)	
	Faixa I		Faixa II		Mínima	Máxima
	Mínima	Máxima	Mínima	Máxima		
50,8	100	100	100	100	-	-
38,1	-	-	-	-	100	100
25,4	75	90	100	100	-	-
9,5	40	75	50	85	-	-
4,75	30	60	35	65	50	100
2,36	20	45	25	50	-	-
0,425	15	30	15	30	15	100
0,075	5	15	5	15	5	100

Fonte: Fedrigo, 2015

2.5.2.3 Pesquisas relacionadas à reciclagem de pavimentos asfálticos com adição de cimento

A utilização do resíduo oriundo da fresagem de pavimentos asfálticos vem sendo estudada extensivamente ao longo dos últimos anos. Uma das utilizações mais estudada para utilização do resíduo é a estabilização do material com uso do cimento Portland. Diversas pesquisas nacionais e internacionais buscam utilização e um procedimento de dosagem do material, como Mathias et al. (2011), Grilli et al. (2013), Fedrigo (2015), Pasche (2016), Kleinert (2016), Lopez (2016), Consoli et al. (2017), Fedrigo et al. (2019¹), Fedrigo et al. (2019²), Xijun et al. (2019), entre outros.

Mathias et al. (2011) propôs alguns modelos para previsão das propriedades mecânicas de um concreto de cimento Portland acrescido de material fresado asfáltico como agregado. Foram realizados ensaios de compressão simples, compressão diametral e módulo elástico para avaliação do material e os resultados experimentais foram comparados com os modelos teóricos. Os autores mostraram que os modelos de previsão são adequados quando confrontados com os resultados experimentais, podendo ser utilizados para realização da dosagem do concreto.

Grilli et al. (2013) procurou avaliar a influência do resíduo de pavimento asfáltico nas propriedades mecânicas de misturas recicladas a frio com adição de cimento. Para a avaliação das propriedades mecânicas, foram realizados ensaios de compressão simples, tração indireta,

módulo complexo e ensaios de propagação de ondas de ultrassom. Os resultados obtidos foram comparados com materiais utilizando agregados clássicos, mostrando que a adição de fresado em substituição aos agregados clássicos apresentam redução nas propriedades mecânicas, porém ainda aceitáveis para utilização.

Fedrico (2015) propôs a utilização do método de dosagem de materiais estabilizados com cimento da Austroads (2012) para desenvolvimento de um método de dosagem para reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland. Neste estudo foram realizados ensaios para avaliação das propriedades mecânicas e volumétricas de uma mistura de RAP, brita graduada e cimento, em diversas dosagens. O autor mostrou que todas as variáveis analisadas afetaram significativamente as propriedades mecânicas, enquanto as propriedades volumétricas foram afetadas por algumas variáveis independentes. Foi concluído na pesquisa que o método de dosagem estudado é adequado para o desenvolvimento de um procedimento de dosagem específico para reciclagem de pavimentos. Foi proposto, por fim, um método de dosagem para uso de material fresado asfáltico.

Pasche (2016) buscou avaliar o comportamento mecânico e rigidez de um material fresado asfáltico misturado com pó de pedra e adição de cimento Portland, aplicando a metodologia de dosagem desenvolvida por Consoli et al. (2007), onde é possível estimar o comportamento a partir da relação vazios/cimento. Foram realizados ensaios para avaliação da resistência à compressão simples e diametral, módulo de resiliência e módulo complexo. O autor mostrou que o h/Civ pode ser utilizado para representação do material, onde o aumento da quantidade de cimento e/ou redução da porosidade contribuíram para o aumento das resistências e módulos estudados. O estudo também mostrou, a partir do ensaio de módulo complexo, que o fresado atribuiu propriedades viscoelásticas para o material. Consoli et al. (2017) é oriundo dos ensaios realizados neste estudo.

Kleinert (2016) seguiu a linha de pesquisa proposta por Fedrico (2015), estudando a utilização do método de dosagem proposto pelo autor para reciclagem de pavimentos asfálticos em materiais oriundos de bases rígidas e fresados asfálticos estabilizados com cimento. Foi realizado um programa experimental visando a caracterização mecânica, a variação volumétrica e a erodibilidade das misturas. A autora verificou que todas as variáveis estudadas afetam as propriedades analisadas, onde o cimento demonstrou o maior efeito. Com os dados

experimentais, foi possível afirmar que o método proposto por Fedrigo (2015) é também aplicável em materiais reciclados oriundos de bases cimentadas e fresado asfáltico.

Lopez (2016) apresentou em sua pesquisa a avaliação do comportamento à fadiga de misturas de materiais reciclados de pavimentos. O plano experimental foi elaborado baseado na metodologia de dosagem Austroads (2012), onde foram realizados ensaios de flexão estáticos e cíclicos em misturas constituídas por material fresado asfáltico, brita graduada e cimento Portland. Os ensaios cíclicos, conhecido como fadiga a quatro pontos, foram realizados com tensão controlada. Os resultados obtidos apontaram que o cimento influencia predominantemente a resistência à tração das misturas enquanto o RAP teve efeito significativo na deformação da ruptura, tornando a mistura mais dúctil e os modelos de fadiga obtidos foram correspondentes aos descritos pela Austroads para materiais cimentados.

Fedrigo et al. (2019¹) buscou em seu estudo a avaliação da resistência à flexão estática e o comportamento cíclico de uma mistura de solo laterítico e RAP estabilizada com cimento. Foram testadas diferentes porcentagens de fresado na mistura, onde foi possível observar que o aumento da quantidade de resíduo aumenta a resistência e o módulo de resiliência, além de aumentar a flexibilidade da mistura em baixos teores de cimento. O estudo também mostrou que a vida de fadiga da mistura aumenta com maiores teores de RAP e com o aumento da espessura de camada tratada.

Fedrigo et al. (2019²) avaliou os efeitos do ligante asfáltico presente no fresado asfáltico em misturas recicladas a frio com adição de cimento Portland. Foram estudados resíduos de pavimentos com diferentes ligantes asfálticos misturados com brita graduada e cimento. Foram realizados ensaios de compactação, tração indireta e módulo de resiliência. Os testes mostraram que a composição do ligante asfáltico tem efeito significativo na compactação da mistura reciclada, na resistência à tração e no módulo de resiliência.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo é apresentado o programa experimental da pesquisa em questão. Serão analisados os materiais e métodos utilizados.

O programa experimental foi desenvolvido para a avaliação da resistência mecânica, durabilidade e comportamento frente a solicitações monotônicas e cíclicas em ensaios *Simple Shear* de um solo substituído em parte por material fresado asfáltico, oriundo da manutenção do pavimento de rodovias, e estabilizado com cimento.

3.1 VARIÁVEIS INVESTIGADAS

Para que seja possível a avaliação das propriedades mecânicas da mistura de solo e material fresado, foram definidos três tipos de variáveis: fixas, independentes e de resposta.

As variáveis fixas da pesquisa são:

- a) Tipo de solo – Areia de Osório;
- b) Material fresado asfáltico passante na peneira #10;
- c) Mistura de solo e fresado – 70% solo e 30% fresado;
- d) Tipo de agente cimentante – Cimento Portland de alta resistência inicial (CPV-ARI);
- e) Teor de umidade de moldagem – 9%;
- f) Tempo de cura – 7 dias.

As variáveis independentes da pesquisa são:

- a) Peso específico da mistura – expressa em função do peso específico seco (γ_D), nos valores 16,4 kN/m³, 17,2 kN/m³ e 18 kN/m³;
- b) Teor de cimento – definidos nas porcentagens 3%, 5%, 7% e 9%.

As variáveis de resposta do estudo são:

- a) Resistência à compressão simples (RCS);
- b) Resistência à tração na compressão diametral (RCD);
- c) Módulo cisalhante inicial (G_0);

- d) Perda de massa acumulada nos ciclos de durabilidade;
- e) Parâmetros de resistência do material;

3.2 MATERIAIS COMPONENTES

A seguir serão detalhados os materiais que serão utilizados no plano experimental, sendo eles:

- a) Solo;
- b) Material fresado asfáltico;
- c) Cimento Portland;
- d) Água.

3.2.1 Solo

A areia é um solo oriundo do município de Osório, no estado do Rio Grande do Sul. Este material é caracterizado por ter uma granulometria fina e uniforme, ausente de impurezas ou matéria orgânica (Venson, 2016). Este solo foi escolhido para o estudo pois o seu comportamento é amplamente estudado em trabalhos como Cruz (2008), Consoli et al. (2011), Marques (2016) entre outros.

Foi realizado o ensaio de granulometria no lote utilizado para a execução da pesquisa. A curva granulométrica do solo, obtida por peneiramento conforme a NBR 7181 (ABNT, 2018), encontra-se na figura 3.1.

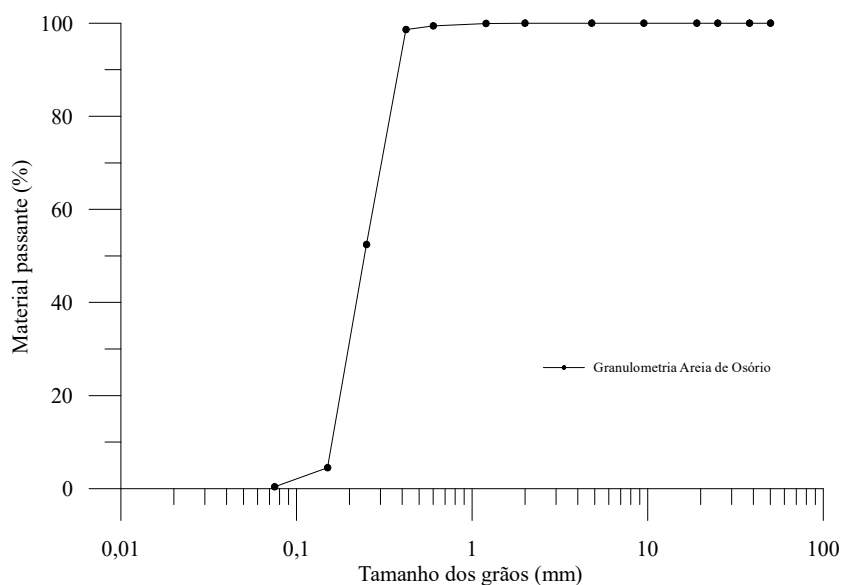


Figura 3.1 - Curva granulométrica da areia de Osório

Foi realizado, conforme NBR 6458/2016, o ensaio de massa específica dos grãos para a areia de Osório, obtendo-se o valor de $2,65 \text{ g/cm}^3$, semelhante ao obtido por Cruz (2008).

3.2.2 Material fresado asfáltico

O material fresado é oriundo do desbastamento a quente ou frio de superfície asfáltica, como parte de um processo de reciclagem de pavimento asfáltico (DNIT, 2017). Ele é proveniente de procedimentos de manutenção da BR-290/RS e BR-116/RS.

O material escolhido para o presente estudo foi a parcela fina do fresado de pavimento asfáltico, passante na peneira de 2 mm. Foi escolhida esta granulometria visto que a parcela fina não é totalmente utilizada nos estudos existentes de reaproveitamento do resíduo de fresagem, e o uso somente desta parcela ainda não foi caracterizado.

3.2.2.1 Caracterização do material bruto

A avaliação das características do material fresado foi realizada por Luzzi (2019), onde foram realizados ensaios de granulometria, teor de ligante e determinação do tipo de CAP existente. A caracterização granulométrica do material foi realizada considerando apenas como agregado (*Black Rock*) e com o reaproveitamento de todo o ligante (*Full Blending*). As curvas granulométricas respectivas ao material podem ser observadas nas figuras 3.2 e 3.3.

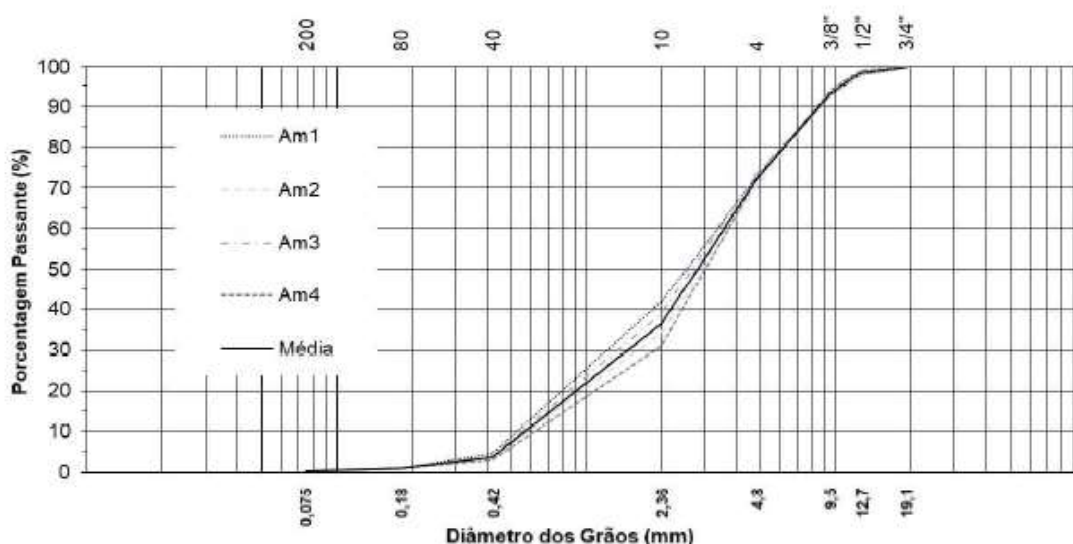


Figura 3.2 - Granulometrias das amostras de fresado anterior à extração do ligante asfáltico (Luzzi, 2019)

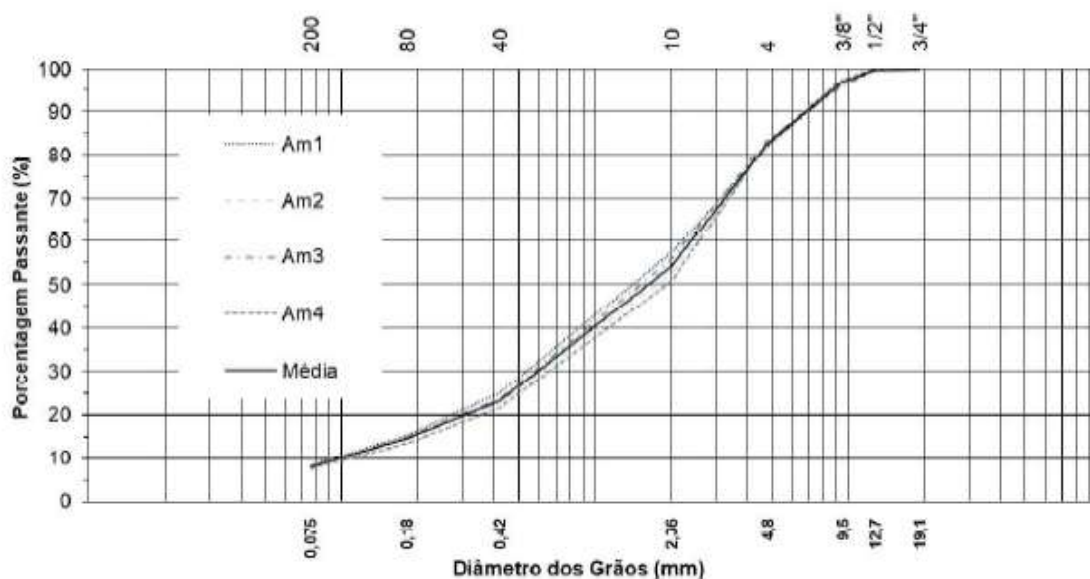


Figura 3.3 - Granulometria das amostras de fresado após extração do ligante asfáltico (Luzzi, 2019)

O material foi caracterizado para obtenção do teor de ligante e umidade presente no material utilizando-se a norma DNER 053/94, como pode ser observado na tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Teor de ligante e umidade e massa específica medida das amostras de RAP (Luzzi, 2019)

Ensaio	Am1	Am2	Am3	Am4	Média	DP
Teor de Ligante	5,13%	4,81%	5,10%	4,75%	4,95%	0,20%
Teor de umidade	4,44%	4,23%	4,60%	4,30%	4,39%	0,16%
Gmm	2,536	2,545	2,543	2,552	2,544	0,007

A determinação do tipo de CAP foi realizada através da recuperação do CAP pelo método Abson e, no CAP recuperado, os ensaios de recuperação elástica a 25°C, ponto de amolecimento, penetração a 25°C e viscosidade Brookfield em três temperaturas. Os resultados obtidos podem ser verificados na tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Características do CAP após extração pelo método Abson (Luzzi, 2018)

Ensaio	Referência	Amostra 1	Amostra 2	Média
Recuperação Elástica	> 68	40	38	39
Ponto de Amolecimento	55 a 67	62	79	70,5
Penetração a 25°C	24 a 42	26	12	19
Teor de CAP	---	5	4,2	4,6
Viscosidade Brookfield 135°C	<3000	1481	5706	3593,5
Viscosidade Brookfield 150°C	<2000	648	2057	1352,5
Viscosidade Brookfield 177°C	<1000	201	548	374,5

3.2.2.2 Caracterização do material processado

No presente trabalho foi definida a utilização da fração de fresado bruto passante na peneira #10 (2 mm). A curva granulométrica deste material, realizada conforme a NBR 7181 (ABNT, 2018), pode ser observada na figura 3.4.

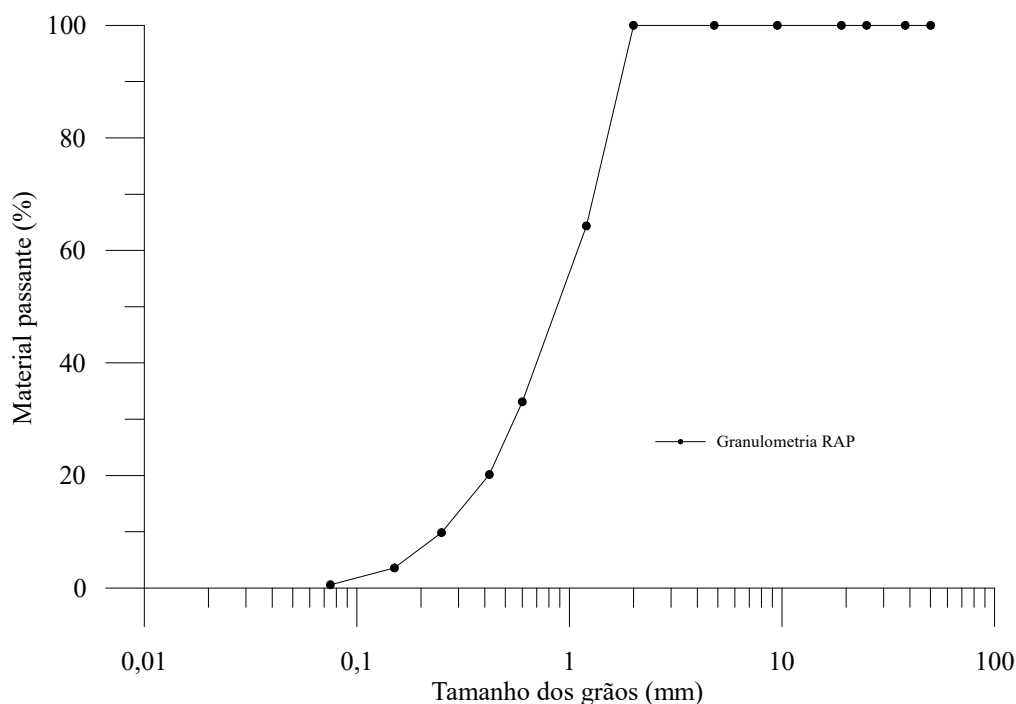


Figura 3.4 - Curva granulométrica do material fresado processado

Foi realizado, conforme NBR 6458 (ABNT, 2017), o ensaio de massa específica dos grãos para o material fresado asfáltico, obtendo-se o valor de $2,36 \text{ g/cm}^3$.

3.2.2.3 Composição

Foi escolhido para a avaliação do desempenho do material a mistura de solo e fresado na proporção de 70% e 30%, procurando uma curva granulométrica intermediária aos dois materiais. A escolha da quantidade de RAP foi baseada nos limites dados pelo DNIT (2010) para base de solo-cimento. Apesar da granulometria da mistura não atingir o mínimo de material fino exigido pelo DNIT, ao acrescentar o cimento a granulometria mínima é atingida. A granulometria da composição pode ser observada na figura 3.5. Com isso, foi desenvolvida a dosagem de cimento para a estabilização do material e realização dos ensaios.

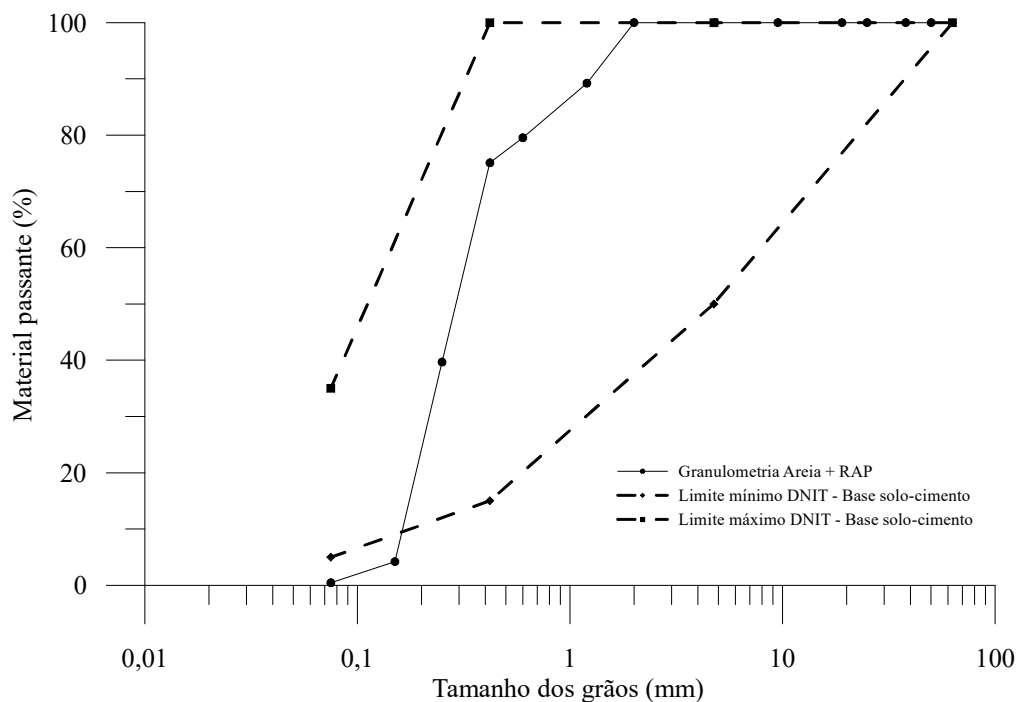


Figura 3.5 - Curva granulométrica da composição

Para determinação da umidade ótima e a massa específica aparente máxima, foi utilizado o ensaio de compactação proposto na NBR 7182 (ABNT, 2016). Nesta pesquisa foi empregado para a realização dos ensaios o cilindro pequeno especificado na norma, utilizando energias normal e modificada.

O ensaio realizado consiste na aplicação de golpes de soquete em uma amostra disposta em um cilindro com volume de 1000 cm^3 . Foi definido que seria necessária a realização do ensaio com energia normal, utilizando o soquete de 2500 g, e o ensaio com energia modificada, utilizando o soquete de 4536 g. Para energia normal, o ensaio é realizado em 3 camadas e cada camada recebe 26 golpes. Para aplicação de energia modificada, o ensaio é executado em 5 camadas e cada camada recebe 27 golpes. Os ensaios foram realizados com reuso de material. Os resultados do ensaio estão representados na figura 3.6.

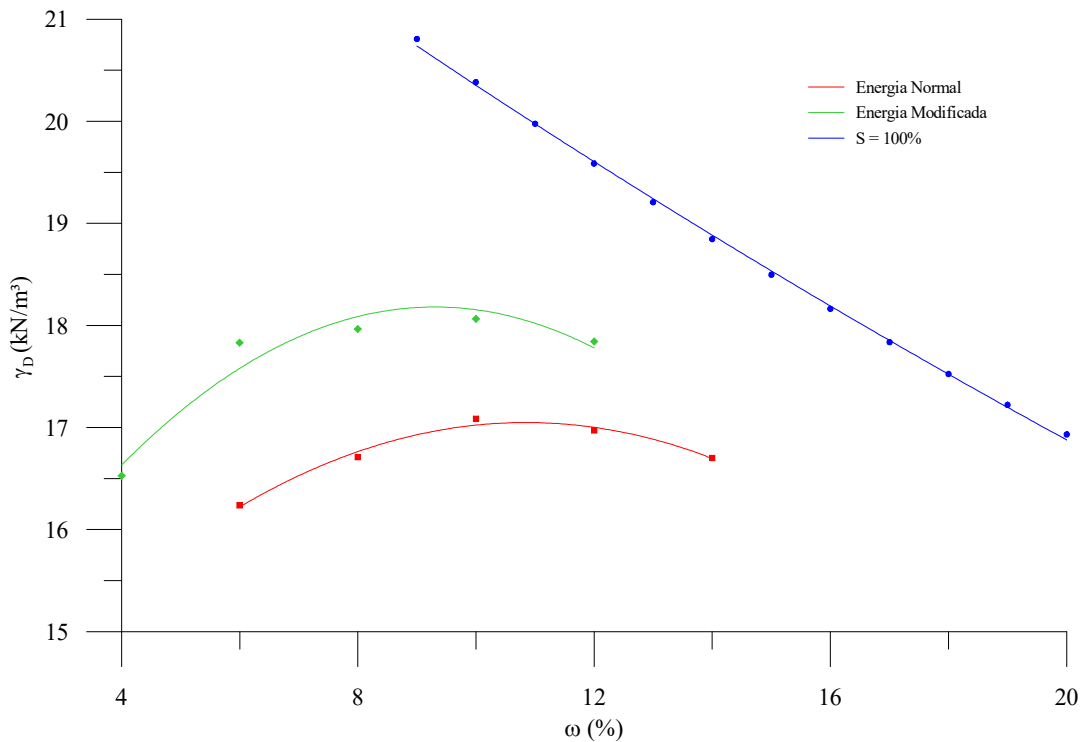


Figura 3.6 - Curva de compactação: Energia normal e modificada

A partir do ensaio de compactação, pode-se definir o maior peso específico da mistura para cada energia de compactação e a umidade ótima de compactação. Para a energia normal, a umidade ótima obtida foi de 10,91 % e peso específico seco de 17,1 kN/m³. Para energia modificada, foi obtida a umidade ótima de 9,26% e peso específico seco de 18,2 kN/m³. Com a realização do ensaio foi possível a definição da umidade de moldagem, de 9%, e do peso específico seco máximo escolhido, de 18 kN/m³. Os demais pesos específicos escolhidos para moldagens foram abaixo do máximo, com intervalos de 0,8 kN/m³.

3.2.3 Cimento

Para o presente trabalho, foi escolhido o cimento Portland CP-V (ARI) da marca Cauê. Este tipo de cimento foi escolhido devido ao acelerado ganho de resistência, atingindo aos 7 dias de idade cerca de 80% da resistência obtida aos 28 dias, conforme pode ser observado na figura 3.7.

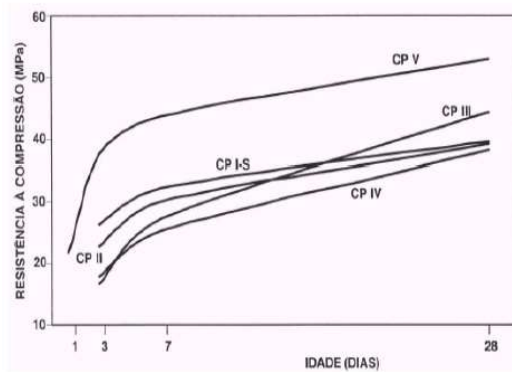


Figura 3.7 - Evolução da resistência à compressão dos diversos tipos de cimento (ABCP, 2002)

O ensaio de massa específica do cimento, realizado por Foppa (2005) conforme NBR NM 23/2001, indicou o valor médio de $3,15 \text{ g/cm}^3$.

3.2.4 Água

A água utilizada no processo de moldagem das amostras é destilada e foi empregada para que não houvesse a presença de minerais que pudessem causar influência no corpo de prova.

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Preparação das amostras e cura

Os corpos de prova foram moldados conforme a norma NBR 12024 (2012). Primeiramente, os materiais secos foram pesados e misturados até que se formasse uma mistura homogênea. Após, a água destilada foi adicionada e misturada de forma uniforme. A quantidade misturada foi suficiente para a moldagem do corpo de prova e a retirada de pequenas amostras para verificação da umidade. A massa da amostra foi então dividida em camadas para a moldagem e, em seguida, foram retiradas e levadas à estufa porções do material restante para verificação da umidade da mistura, na temperatura de 100°C , onde foram deixadas por um período de 48 horas.

Os espécimes utilizados para ensaios de resistência não confinada foram compactados estaticamente em três camadas e nas interfaces entre camadas a superfície foi escarificada para que fosse garantida a aderência. Após a compactação, a amostra foi retirada do molde, foram verificadas as dimensões e a massa, e o corpo de prova foi acondicionado para cura em embalagem plástica durante o período de sete dias, com temperatura de $20 \pm 1^\circ\text{C}$. No sexto

dia, as amostras foram colocadas em imersão pelo período de 24 horas, visando a redução da sucção no corpo de prova. No sétimo dia, foram realizados os ensaios.

As amostras utilizadas nos ensaios de durabilidade foram moldadas e acondicionadas durante o tempo de cura de sete dias de maneira semelhante aos corpos de prova utilizados nos ensaios de resistência não confinada. No sétimo dia iniciaram-se os ciclos de molhagem, secagem e escovação.

Os corpos de prova utilizados no ensaio *simple shear* foram moldados em camada única e compactados estaticamente. Após, foram acondicionados de forma semelhante às amostras confeccionadas para os outros ensaios durante o período de 7 dias. No sétimo dia de cura, os ensaios foram realizados.

3.3.2 Aceitação da amostra

Foram consideradas adequadas para ensaiar os corpos de prova que seguiam os seguintes critérios:

- a) massa específica aparente seca (γ_d): grau de compactação de 99 a 101% do especificado;
- b) teor de umidade (ω): $\pm 0,5\%$ da umidade especificada;
- c) diâmetro: $50 \pm 0,5$ mm para ensaios de compressão simples e diametral, 100 ± 1 mm para ensaios de durabilidade e *simple shear*;
- d) altura: 100 ± 1 mm para ensaios de compressão simples e diametral, $127 \pm 1,2$ mm para ensaios de durabilidade e $50 \pm 0,5$ mm para ensaios *simple shear*.

3.3.3 Ensaio

Neste item serão apresentados os ensaios realizados no presente estudo, sua normatização e seu processo executivo.

3.3.3.1 Ensaio de compressão simples

O ensaio de compressão simples, normatizado pela NBR 12770, é o ensaio mais simples e difundido no estudo das propriedades mecânicas de solos cimentados. Ele consiste na avaliação da resistência mecânica do corpo de prova submetido à um carregamento monotônico, conforme figura 3.8.



Figura 3.8 - Ensaio de compressão simples

Foram moldadas para este ensaio triplicatas das misturas definidas, totalizando 36 corpos de prova. Para a realização dos ensaios, foi utilizada uma prensa automática com capacidade de 100 kN, com anel dinamométrico de 10 kN e resolução de 0,005 kN. A velocidade de deformação dos ensaios foi de 1,14 mm por minuto. A resistência à compressão simples pode ser calculada a partir da equação 3.1:

$$q_u = \frac{q}{\frac{\pi D^2}{4}} \quad \text{Equação 3.1}$$

Onde q é a carga obtida a partir da leitura do anel e D o diâmetro da amostra.

3.3.3.2 Ensaio de compressão diametral

O ensaio de compressão diametral, cuja normatização encontra-se na NBR 7222 (2011), é baseado na experiência de Lobo Carneiro (1943). O ensaio visa a obtenção da resistência à tração através de uma compressão, onde o corpo de prova se encontra na posição horizontal, conforme a figura 3.9.



Figura 3.9 - Ensaio de compressão diametral

Foram moldados para este tipo de ensaio triplicatas, totalizando 36 corpos de prova. Para a avaliação da resistência à tração na compressão diametral foi utilizada a mesma prensa descrita em 3.3.3.1. A resistência à tração pode ser calculada a partir da equação 3.2:

$$q_t = \frac{2q}{\pi DH} \quad \text{Equação 3.2}$$

Onde q é a carga obtida a partir da leitura do anel, D o diâmetro da amostra e H a altura da amostra.

3.3.3.3 Medições de rigidez inicial

As medições de rigidez inicial a pequenas deformações foram realizadas através de medições de ondas com um equipamento de ultrassom chamado Pundit. Visto que o ensaio é não destrutivo, as medições serão realizadas nas amostras moldadas para os testes de resistência. O ensaio consiste primeiramente na aplicação de uma onda de compressão (onda “p”) e medição do tempo necessário para propagar pelo material. Após, é realizada a medida do tempo necessário para a propagação de uma onda cisalhante (onda “s”) pelo material. O esquema de aplicação das ondas pode ser observado na figura 3.10.

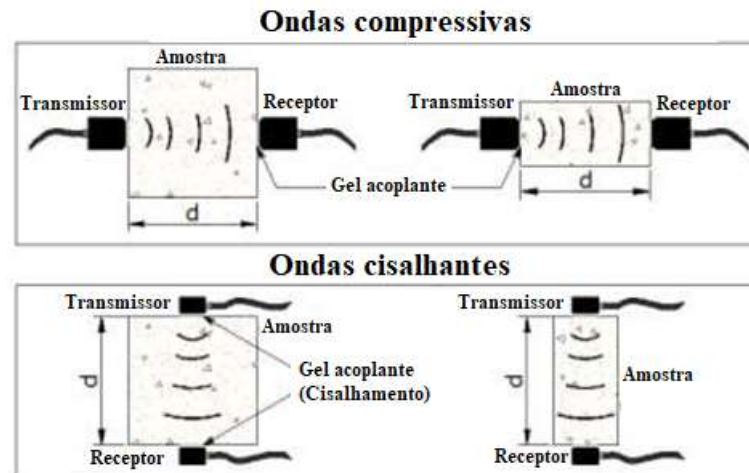


Figura 3.10 - Esquema de aplicação de ondas (adaptado de Bortolotto, 2017)

A partir do tempo da onda cisalhante é possível utilizar uma correlação para a obtenção da rigidez do material, através da equação 3.3:

$$G_o = \rho V_s^2 = \rho \left(\frac{L}{t_s}\right)^2 \quad \text{Equação 3.3}$$

Onde G_o é a rigidez do material, ρ é o peso específico natural do solo, L é o comprimento do corpo de prova e t_s é a velocidade de propagação da onda cisalhante na amostra.

3.3.3.4 Ensaio de durabilidade

O ensaio de durabilidade por molhagem e secagem, normatizado pela NBR 13554 (2012) e ASTM D 559 (2015), consiste na realização de ciclos de molhagem e secagem, com escovação, simulando a ação da chuva e intemperismo na amostra. O ensaio permite que se conheça a perda de massa, a variação da umidade e a variação do volume através dos ciclos de molhagem e secagem. Na figura 3.11 são mostrados os corpos de prova dentro da estufa.



Figura 3.11 - Amostras de durabilidade na estufa

O ensaio é realizado ao longo de 12 ciclos de molhagem, secagem e escovação, onde cada ciclo possui duração de 48 horas, sendo 5 horas em imersão em água, 42 horas na estufa a 72°C e 1 hora para a escovação. O procedimento de escovação das amostras consistia em realizar 20 passadas ao longo da superfície da amostra na direção vertical, com força de aproximadamente 13,3 N.

Foram ensaiados 18 corpos de prova dos quais:

- a) 9 corpos de prova submetidos a molhagem, secagem e escovação
- b) 9 corpos de prova de controle, submetidos a molhagem e secagem.

3.3.3.5 Ensaio Simple Shear

A amostra, no ensaio *Simple Shear*, é uniformemente deformada em cisalhamento simples com uma condição de deformação plana. O corpo de prova, confinado por uma membrana de borracha e anéis metálicos, ou por uma câmara de pressão, e pode sofrer variações na sua espessura (altura), enquanto as variações no diâmetro não são permitidas. A deformação do corpo de prova em cisalhamento simples é assim permitida usualmente com este arranjo de anéis, ou com a pressão imposta à amostra. O ensaio *Simple Shear*, por utilizar corpos de prova relativamente finos, consegue atingir uma deformação de cisalhamento relativamente uniforme (Bjerrum e Landva, 1966 *apud* Corte, 2016).

O equipamento *Simple Shear* existente no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental, desenvolvido por Corte (2016), representado na figura 3.12, é baseado no modelo existente na UWA, onde para estabelecer condições planas de deformação,

a altura da amostra é fixa, o que, juntamente com as condições de volume constante impostas pelo fluido dos poros, evita qualquer mudança na área de corte transversal (Doherty e Fahey, 2011). O equipamento aplica um carregamento vertical através de um conjunto servomotor com uma célula de carga acoplada, impedindo a variação de altura e registrando o carregamento imposto, enquanto no diâmetro da amostra há uma membrana de látex que permite a aplicação de uma pressão de confinamento. É possível a realização de ensaios monotônicos e cíclicos no equipamento. Os ensaios cíclicos podem ser do tipo deformação controlada ou tensão controlada.

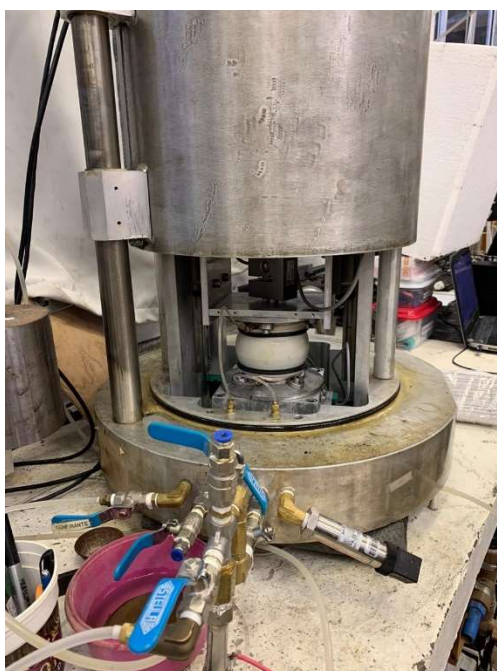


Figura 3.12 - Ensaio Simple Shear

No caso mais geral de tensão tridimensional, um elemento pode estar sujeito a três tensões normais efetivas (σ'_{xx} , σ'_{yy} e σ'_{zz}) e a três tensões cisalhantes (τ_{xy} , τ_{xz} e τ_{zy}), com os correspondentes componentes de deformação normal (ϵ_{xx} , ϵ_{yy} e ϵ_{zz}) e cisalhante (γ_{xy} , γ_{xz} e γ_{zy}). Um ensaio de *Simple Shear* idealizado permitiria a consolidação de uma amostra prismoidal sob condições de tensão e deformação perfeitamente uniformes, com controle independente das tensões efetivas normal (σ'_{zz}) e horizontais (σ'_{xx} e σ'_{yy}). Condições de deformação plana com volume constante implicam em $\delta\epsilon_{xx} = \delta\epsilon_{yy} = \delta\epsilon_{zz} = \delta\gamma_{xy} = \delta\gamma_{xz} = 0$, com $\delta\gamma_{zy} \neq 0$ (Airey e Wood, 1986) através da aplicação de uma tensão cisalhante ($\delta\tau_{zy}$) nas superfícies de topo e de base, ao passo que uma tensão cisalhante complementar é gerada nas superfícies verticais “de rotação” (Festugato, 2011). Na figura 3.13 é possível observar as tensões atuantes na amostra durante um ensaio *Simple Shear*.

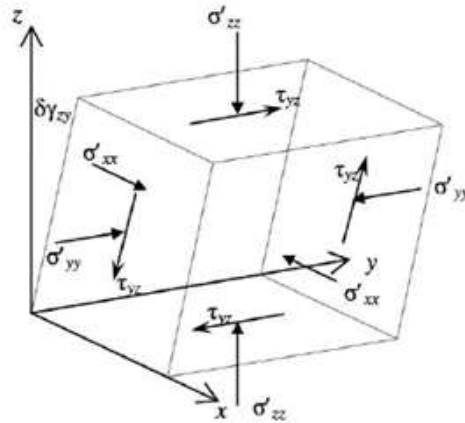


Figura 3.131 - Tensões atuantes na amostra (Festugato, 2011)

O equipamento desenvolvido por Corte (2016) fornece diretamente por meio da instrumentação τ , γ , σ'_v e σ'_h . O cisalhamento é realizado de forma não drenada, porém é realizada a medição da poropressão, permitindo a análise em termos de tensões efetivas. O ensaio é realizado de forma que a tensão cisalhante ocorre nos planos inferior e superior da amostra, não existindo componentes cisalhantes nos planos verticais da amostra.

As tensões principais do ensaio são dependentes da tensão vertical efetiva e da tensão horizontal efetiva. Estas tensões podem ser obtidas a partir da equação 3.4:

$$\sigma'_v = PC + Q - PP, \quad \sigma'_h = PC - PP \quad \text{Equação 3.4}$$

Sendo PC a pressão confinante, Q a tensão desvio e PP a poropressão.

As tensões principais σ_1 , σ_2 e σ_3 são obtidas conforme equação 3.5:

$$\sigma_{1,3} = \left(\frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \right)^2 + \tau^2}, \quad \sigma'_2 = \sigma'_h \quad \text{Equação 3.5}$$

Sendo σ'_v , σ'_h as tensões vertical efetiva e horizontal efetiva, respectivamente, e τ a tensão cisalhante.

Para representação do plano p-q, é utilizada a equação 3.6:

$$p = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3}, \quad q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad \text{Equação 3.6}$$

O procedimento do ensaio é semelhante ao procedimento executado em um ensaio triaxial. Percola-se água na amostra e, posteriormente, é realizada a saturação. Durante esta fase a amostra é submetida à uma tensão efetiva igual a 10 kPa. A fase de saturação termina ao chegar na pressão confinante de 410 kPa, para garantir que as bolhas de ar restantes dentro da amostra sejam dissolvidas na água. Na sequência, inicia-se a consolidação isotrópica, onde a tensão confinante é elevada igualmente em todas as direções até que seja obtida a tensão efetiva desejada. O procedimento até este momento é igual para ensaios monotônicos e cíclicos. Após a fase de consolidação, inicia-se o cisalhamento, realizado na condição não-drenada. Para ensaios monotônicos, o cisalhamento ocorre com velocidade constante até que a amostra se rompa. Nos ensaios cíclicos de tensão controlada, o cisalhamento ocorre fixando uma tensão máxima e mínima, durante 1000 ciclos.

Foram definidos para a realização dos ensaios monotônicos dois pontos de moldagem, mantendo o peso específico, variando somente o teor de cimento. Para a realização dos ensaios cíclicos do tipo tensão controlada, foi escolhido um ponto de moldagem e variou-se a tensão aplicada com base na tensão efetiva do ensaio.

Foram ensaiados 11 corpos de prova dos quais:

- a) 3 amostras com η/Civ igual a 15 submetidas a carregamento monotônico;
- b) 3 amostras com η/Civ igual a 24 submetidas a carregamento monotônico;
- c) 5 amostras com η/Civ igual a 15 submetidas a carregamento cíclico de tensão controlada.

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos com a execução dos ensaios propostos na metodologia. Foram realizados ensaios de resistência não confinada à compressão simples e diametral, ensaios de rigidez à pequeníssimas deformações, ensaio de durabilidade e ensaios de *Simple Shear*.

4.1 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)

Foram realizados ensaios de resistência à compressão simples da mistura de areia e fresado acrescidas de cimento, nos teores de 3, 5, 7 e 9%. Para a escolha do peso específico de moldagem para as amostras foi definido, a partir do ensaio de compactação Proctor, os pontos de 1,64, 1,72 e 1,80 g/cm³. Foram executadas triplicatas de cada mistura para que seja assegurada a confiabilidade dos resultados. Na figura 4.1 é apresentado o corpo de prova após a execução do ensaio, podendo-se observar que foi formada uma superfície de ruptura bem definida inclinada em relação ao carregamento vertical, ao longo de todo o corpo de prova.

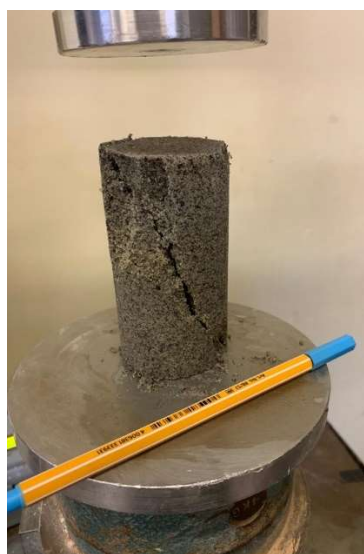


Figura 4.1 - Amostra submetida ao ensaio de compressão simples

4.1.1 Efeito do teor de cimento

Na figura 4.2 pode-se observar a influência do teor de cimento nas amostras ensaiadas. Cada reta representa uma massa específica de moldagem, variando o teor de cimento. Nota-se que a variação do teor de cimento possui uma relação linear ao aumento da resistência à compressão

simples, mostrando que o aumento do cimento beneficia positivamente a resistência à compressão simples.

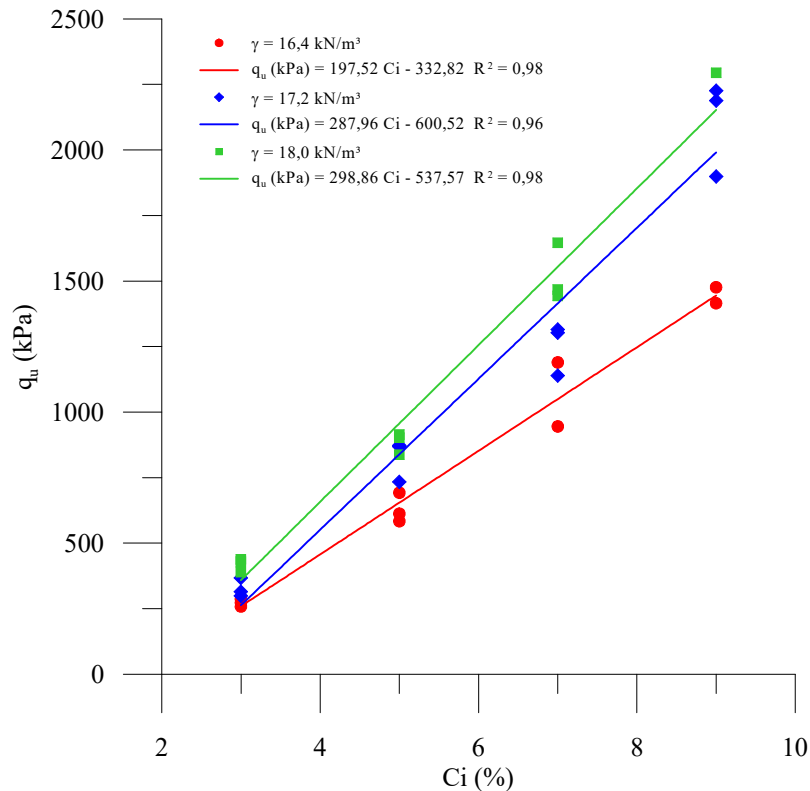


Figura 4.2 - Influência da quantidade de cimento na resistência à compressão simples

4.1.2 Efeito da porosidade

Na figura 4.3 é representado o efeito da porosidade na resistência à compressão simples das misturas. Cada curva de tendência representa um teor de cimento, variando somente a porosidade da amostra. Pode-se notar que para baixos teores de cimento a influência da porosidade é pequena. Para altos teores de cimento, pode-se observar que a variação da porosidade influencia de forma relevante na resistência à compressão simples.

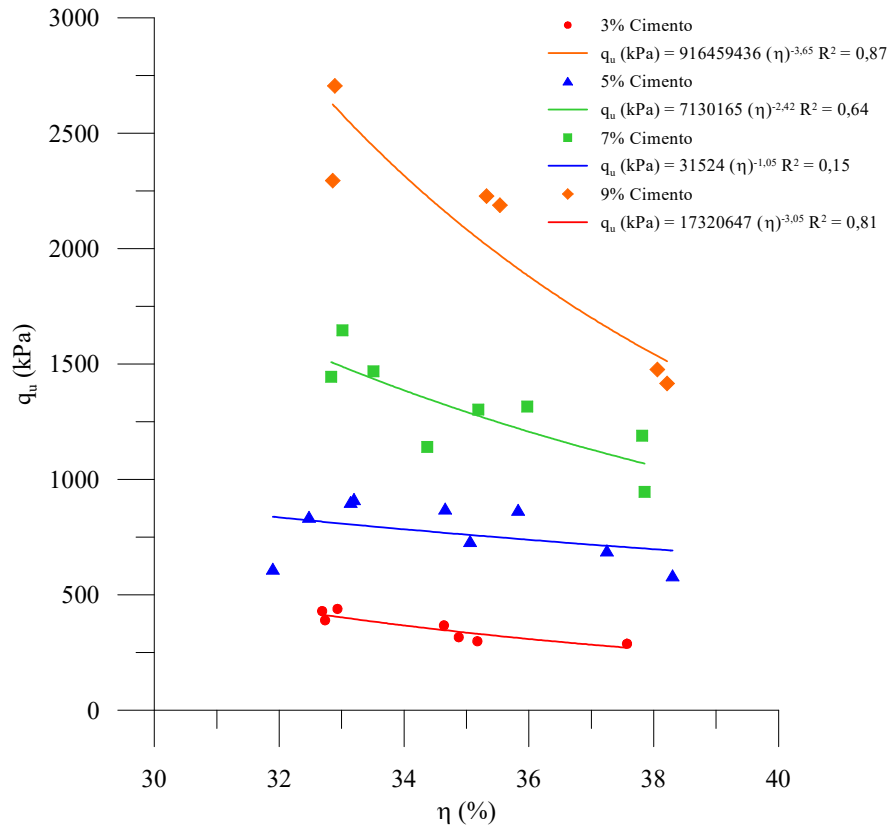


Figura 4.3 - Efeito da porosidade na resistência à compressão simples

4.1.3 Influência da porosidade e teor volumétrico de cimento

Para a análise da influência da cimentação e da porosidade de forma conjunta, foi utilizado o parâmetro proposto por Foppa (2005) e Consoli et al. (2007), exposto no item 2.2, para a avaliação da resistência à compressão simples. Essa representação pode ser observada na figura 4.4. A análise conjunta permite observar que com o aumento da cimentação ou diminuição da porosidade implica em aumento da resistência. Visto que a curva obtida forneceu uma única tendência, resultando em um coeficiente de determinação elevado, não foi necessário o uso de expoente interno no teor volumétrico de cimento.

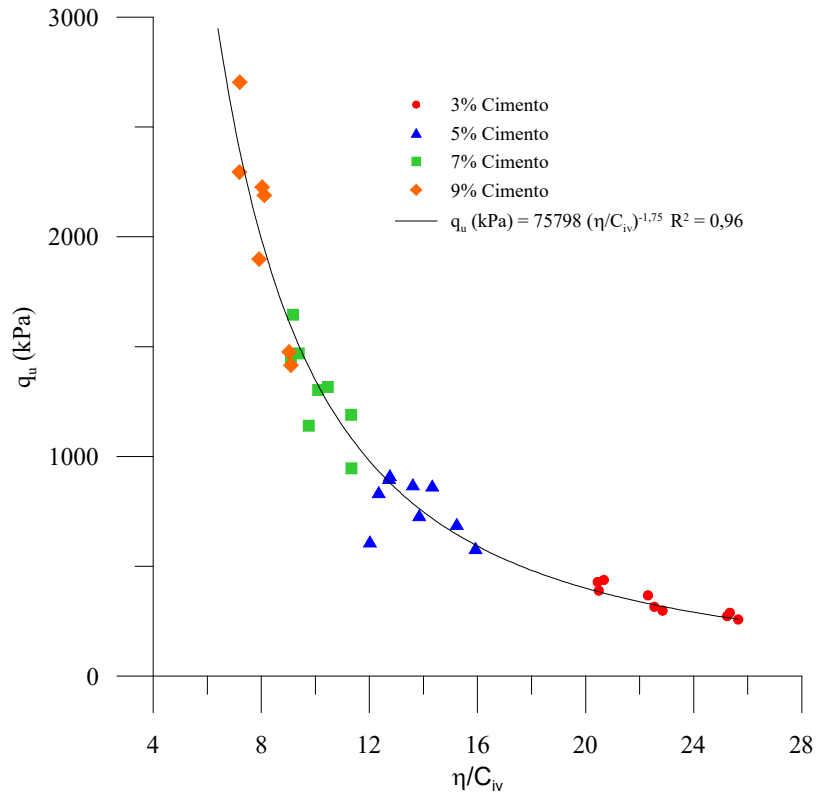


Figura 4.4 – Avaliação do fator porosidade/teor volumétrico de cimento na resistência à compressão simples

4.2 RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DIAMETRAL (RCD)

A resistência à compressão diametral de uma amostra apresenta uma boa estimativa da resistência à tração. Foram realizados ensaios da mistura de areia e fresado acrescidas de cimento, nos teores de 3, 5, 7 e 9% e massa específica aparente seca de 1,64, 1,72 e 1,80 g/cm³. Foram executadas triplicatas de cada mistura para que seja assegurada a confiabilidade dos resultados. Na figura 4.5 é mostrado um espécime submetido ao ensaio de compressão diametral, mostrando que a superfície de ruptura bem definida formada no plano vertical, na direção do carregamento.



Figura 4.5 - Amostra submetida a ensaio de compressão diametral

4.2.1 Efeito do teor de cimento

Pode ser observado que a influência do acréscimo de cimento na amostra é grande, visto que o acréscimo de pequenas quantidades de cimento provoca um aumento considerável da resistência à tração. Pode ser observado na figura 4.6 o efeito do acréscimo de cimento na resistência à tração das amostras, que é representado de forma linear.

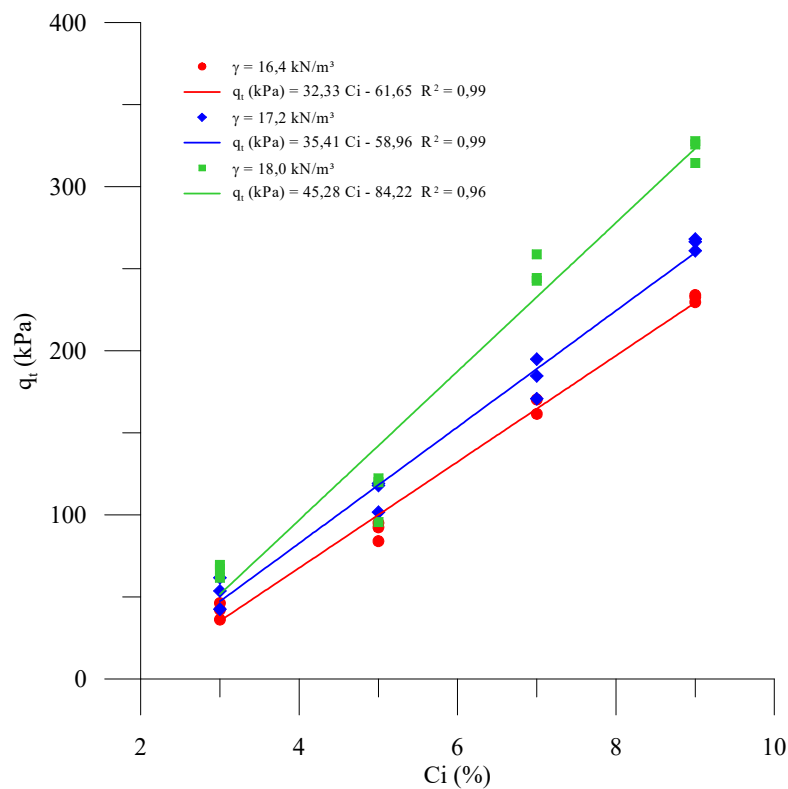


Figura 4.6 - Influência do teor de cimento na resistência à tração na compressão diametral

4.2.2 Efeito da porosidade

Na figura 4.7 pode-se visualizar o efeito da porosidade na resistência à tração na compressão diametral das amostras. Cada curva de tendência representa um teor de cimento, variando somente a porosidade da amostra. Pode-se notar, assim como nos resultados referentes à resistência à tração, que para baixos teores de cimento a influência da porosidade é pequena. Para altos teores de cimento, pode-se observar que a variação da porosidade influencia de forma pertinente na resistência à tração.

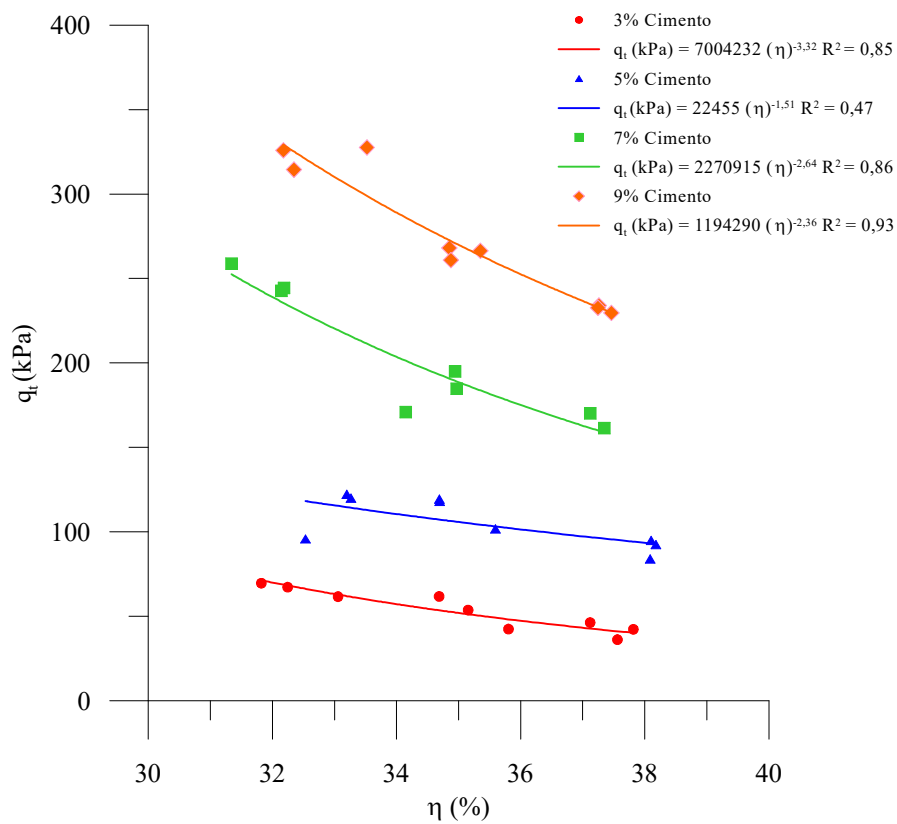


Figura 4.7 - Influência da porosidade na resistência à tração da amostra

4.2.3 Influência da porosidade e teor volumétrico de cimento

Na figura 4.8 a resistência à tração em relação ao parâmetro proposto por Foppa (2005) e Consoli et al. (2007) é representada. Pode-se notar que uma única curva de tendência é representativa para todos os teores de cimento e foi possível traçar uma curva com o mesmo expoente externo obtido na compressão simples.

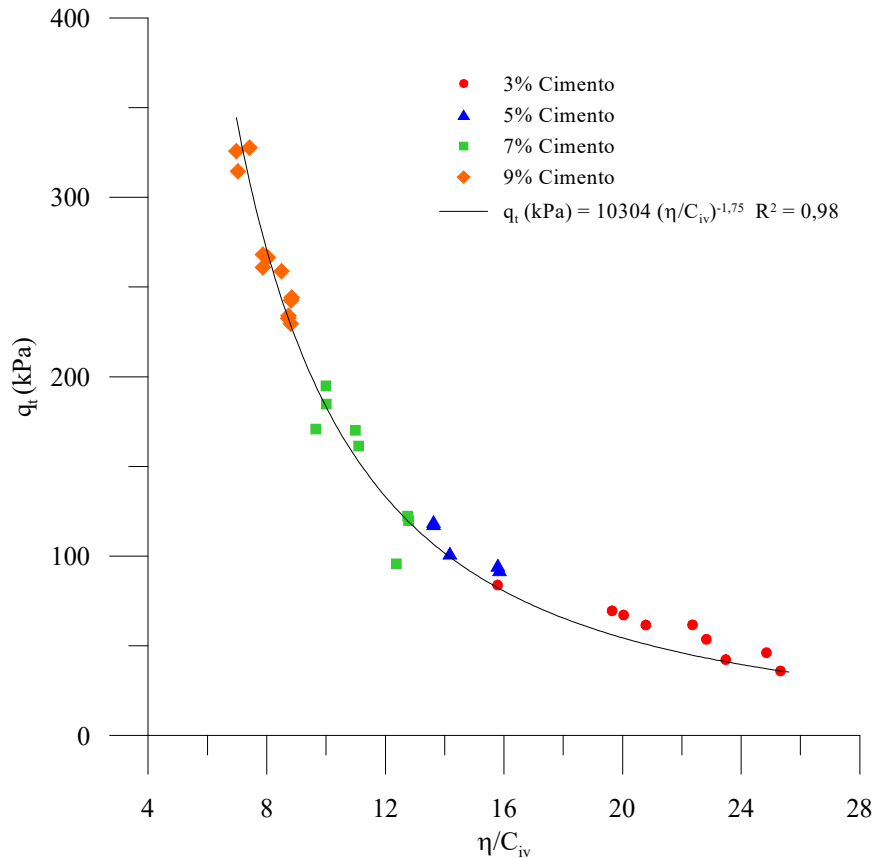


Figura 4.8 - Resistência à tração na compressão diametral em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento

4.3 RIGIDEZ

Foram realizados ensaios não destrutivos nas amostras preparadas para os ensaios de compressão simples e diametral para a indicação da rigidez das amostras utilizando o equipamento Pundit, onde são propagadas ondas de compressão (p) e ondas cisalhantes (s). Este ensaio foi realizado imediatamente antes do ensaio de resistência não confinada.

A partir dos ensaios para determinação da rigidez, foi possível estabelecer uma relação entre rigidez e o parâmetro que relaciona a porosidade e o teor volumétrico de cimento. Na figura 4.9 está exposta a variação da rigidez inicial em relação ao parâmetro η/C_{iv} , onde estão representados todos os ensaios de compressão simples e diametral onde foram medidas a rigidez à pequeníssimas deformações. É possível observar que, análogo a resistência a compressão simples e compressão diametral, a diminuição deste fator acarreta amostras com maior rigidez.

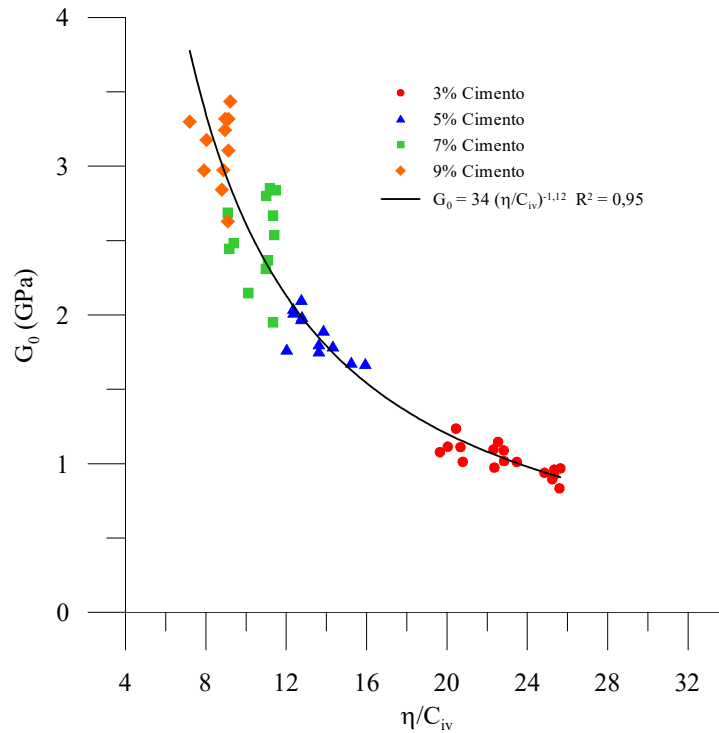


Figura 4.9 - Rigidez inicial à pequeníssimas deformações das misturas solo-cimento-RAP

Além da análise em relação ao parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento, é possível relacionar a compressão simples a rigidez inicial medida no ensaio, representado na figura 4.10. Pode-se observar que menores teores de cimento implicam em resistência e rigidez inferiores e maiores teores de cimento implicam em resistência e rigidez elevadas.

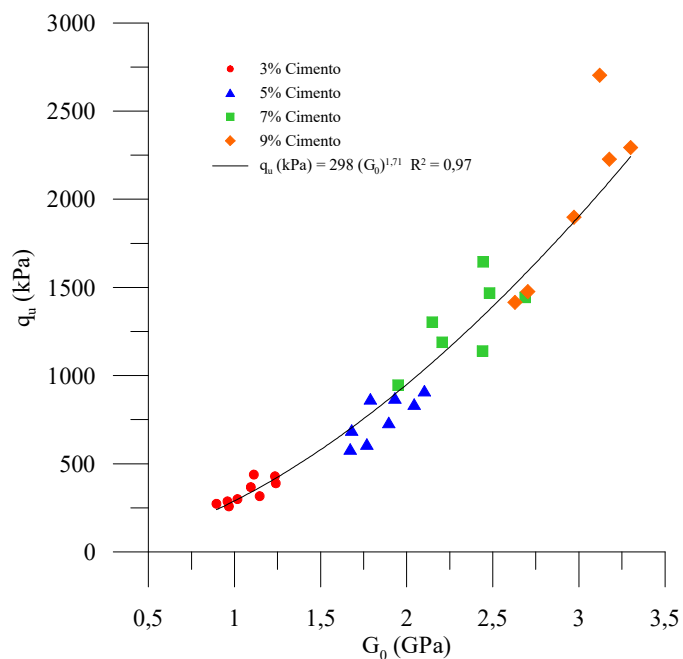


Figura 4.102 - Resistência a compressão simples em função da rigidez inicial

A mesma análise pode ser realizada para resistência à compressão diametral, como pode ser observado na figura 4.11. Pode-se notar que a tendência é similar a observada para compressão simples.

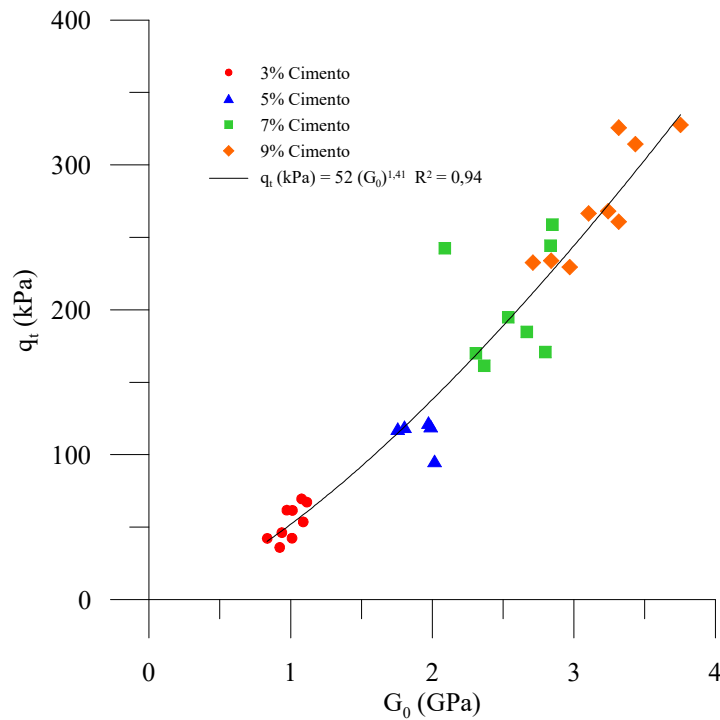


Figura 4.11 - Resistência à tração em função da rigidez inicial

4.4 DURABILIDADE

Para interpretação dos dados fornecidos no ensaio de durabilidade, foram analisados nos ensaios a perda de massa ao longo dos ciclos e em relação ao η/Civ das misturas. Na figura 4.12 é possível ver amostras ao final dos 12 ciclos de durabilidade.



Figura 4.12 - Amostras de durabilidade ao fim do 12º ciclo

A perda de massa acumulada ao longo dos ciclos nas amostras, representado pela figura 4.13, mostra que para o menor teor de cimento a perda de massa acumulada é muito elevada e quanto menor o peso específico, maior a perda de massa. Porém, para amostras com 5% de cimento, as perdas de massa observadas se mostram muito semelhantes, independente do peso específico analisado. Foram realizados ensaios em corpos de prova contendo 9% de cimento, o que confirmou que as perdas de massa estavam sendo controladas majoritariamente pela quantidade de cimento. As amostras de controle não foram representadas, visto que eram utilizadas para controle de umidade e variação de volume, não apresentando perda de massa relevante ao longo dos ciclos.

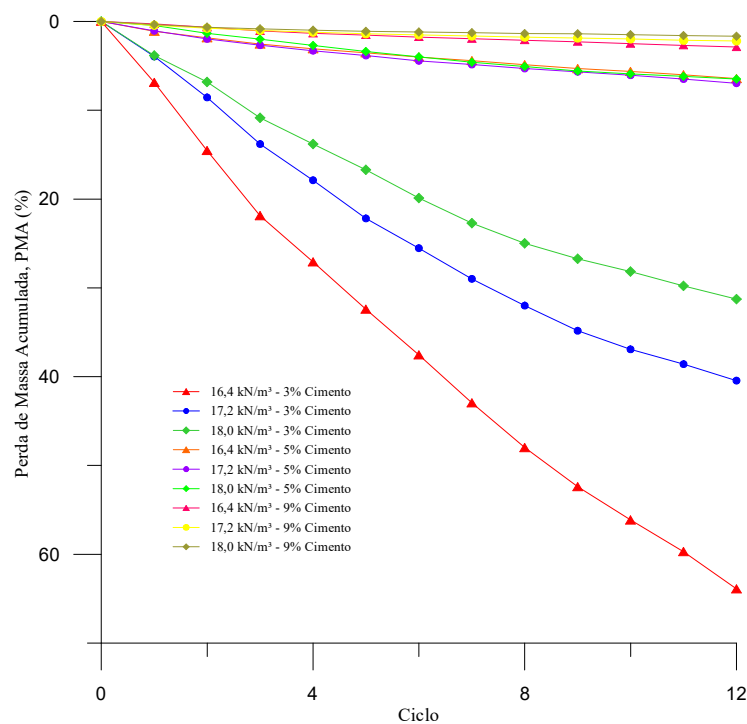


Figura 4.13 - Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos

Observando a perda de massa acumulada em relação ao parâmetro η/C_{iv} para ciclos representativos, visto na figura 4.14, é notável que para η/C_{iv} mais baixos a perda de massa ao longo dos ciclos é muito baixa. Para η/C_{iv} mais altos é possível notar que a perda de massa cresce ao longo dos ciclos, mostrando que o material é mais propenso a ação de condições de intemperismo.

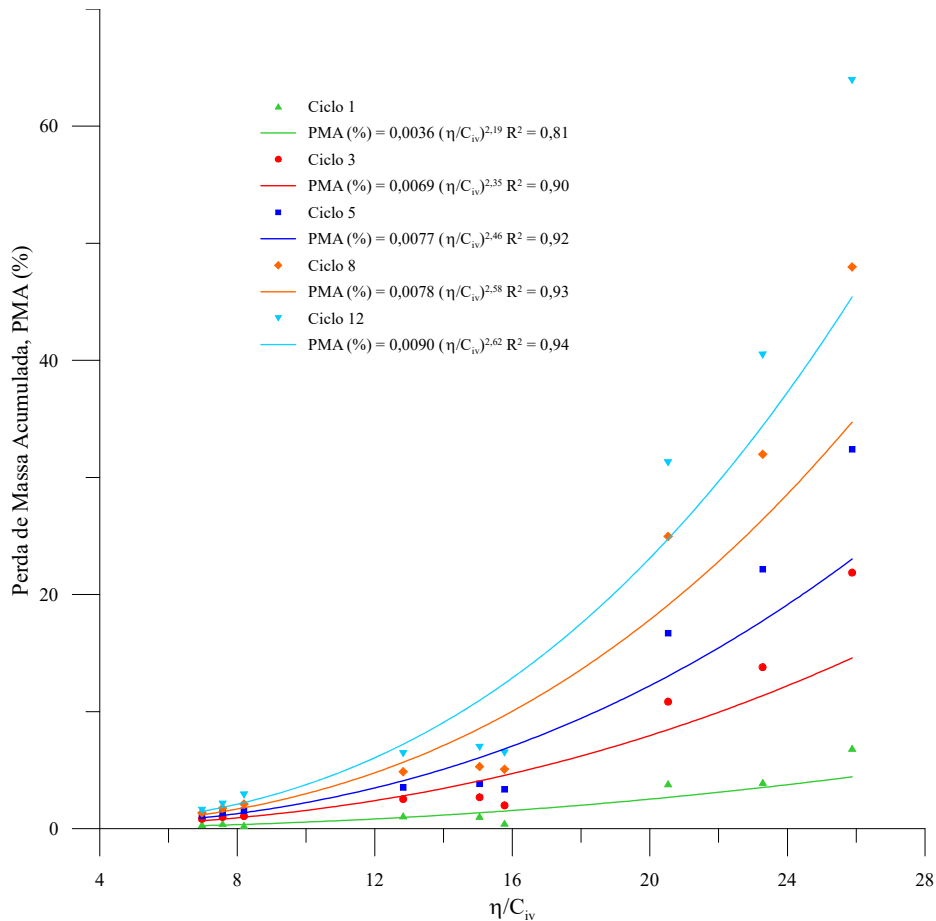


Figura 4.14 - Perda de massa em relação ao η/C_{iv}

4.5 SIMPLE SHEAR

Neste item serão apresentados os resultados referentes aos ensaios *simple shear* monotônicos e cíclicos.

4.5.1 Ensaios monotônicos

Os ensaios monotônicos foram realizados na condição não drenada, com velocidade de deslocamento de 0,01 mm/min. Foram elaboradas amostras com η/C_{iv} iguais a 15 e 24, mantendo o peso específico e alterando somente a quantidade adicionada de cimento. Com isso,

pode-se avaliar o efeito do aumento da quantidade de cimento no comportamento mecânico das misturas. A figura 4.15 mostra uma amostra após atingir a ruptura por carregamento monotônico. Pode-se notar que a amostra foi totalmente mobilizada ao longo do ensaio. Todas as amostras ensaiadas apresentaram superfície de ruptura bem definida.



Figura 4.15 - Amostra após ensaio *Simple Shear* monotônico

4.5.1.1 Amostras η/C_{iv} 15

A figura 4.16 representa o ensaio realizado na amostra de η/C_{iv} aproximadamente 15, onde o cimento é igual a 5%, submetida a tensão vertical efetiva inicial de 25 kPa. Em (a) pode ser observado o comportamento da tensão cisalhante em relação à deformação cisalhante, (b) mostra as invariantes de tensões no plano p-q, onde as trajetórias de tensões podem ser observadas, (c) mostra a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação à deformação e (d) expõe a variação da tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva.

O comportamento tensão-deformação neste ensaio não apresentou um pico de resistência definido, visto que as tensões continuaram sendo mobilizadas após a ruptura. Por motivo da câmara do ensaio não possibilitar a observação do ensaio, não há certeza de onde ocorreu a falha da amostra, porém observando a trajetória de tensões em conjunto, acredita-se que a ruptura ocorreu entre 10% e 15% de deformação.

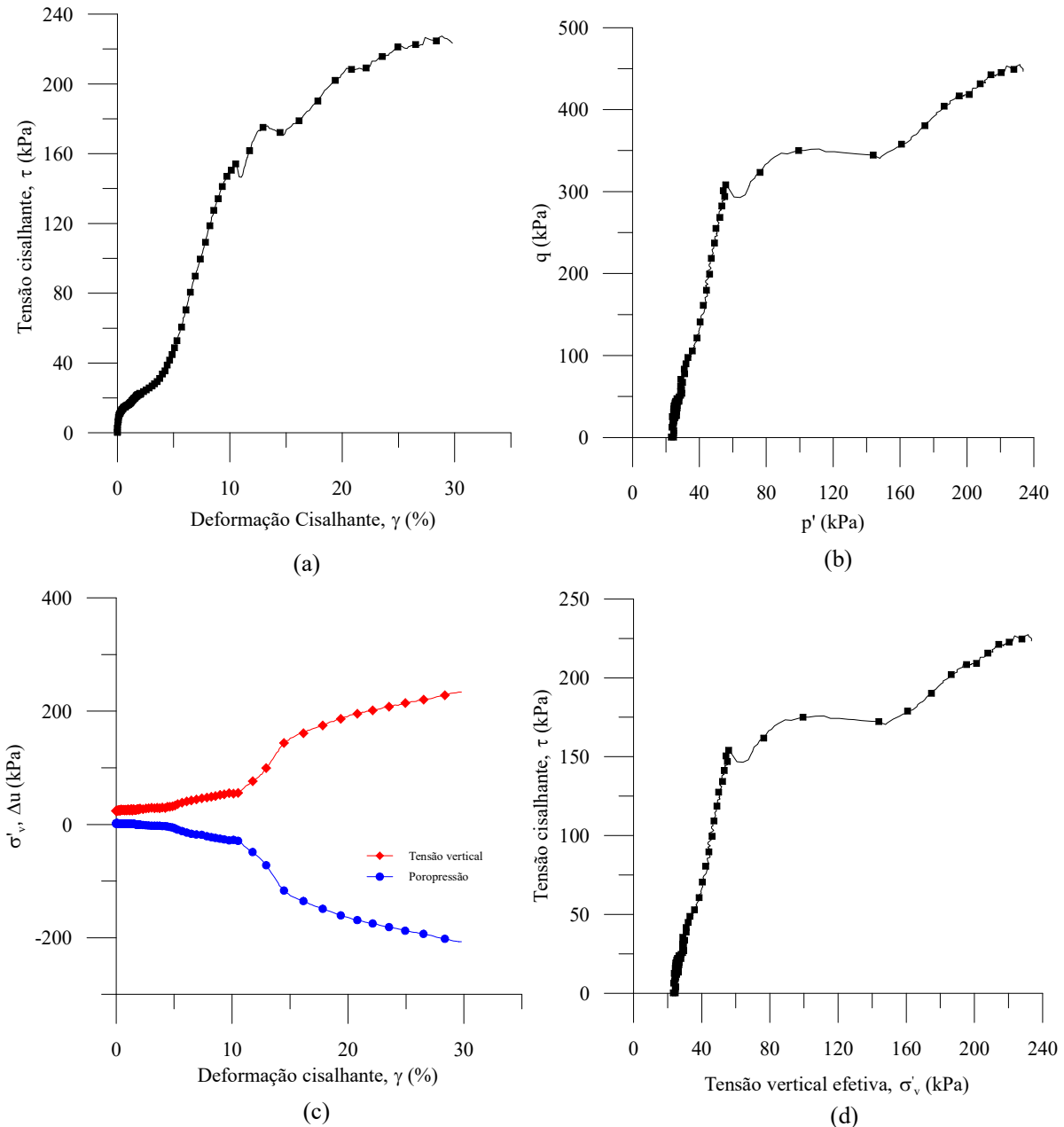


Figura 4.16 – Ensaio η /Civ 15 - 25 kPa

A figura 4.17 representa o ensaio submetido a tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa. Em (a) pode ser observado o comportamento da tensão cisalhante em relação à deformação cisalhante, (b) mostra as invariantes de tensões no plano pq , (c) mostra a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação à deformação e (d) expõe a variação da tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva.

O comportamento tensão-deformação mostrou formação de pico bem definido, seguido de uma queda abrupta da tensão cisalhante. A geração de poropressão e o aumento da tensão vertical efetiva mostra tendência semelhante ao ensaio realizado sob tensão efetiva de 25 kPa.

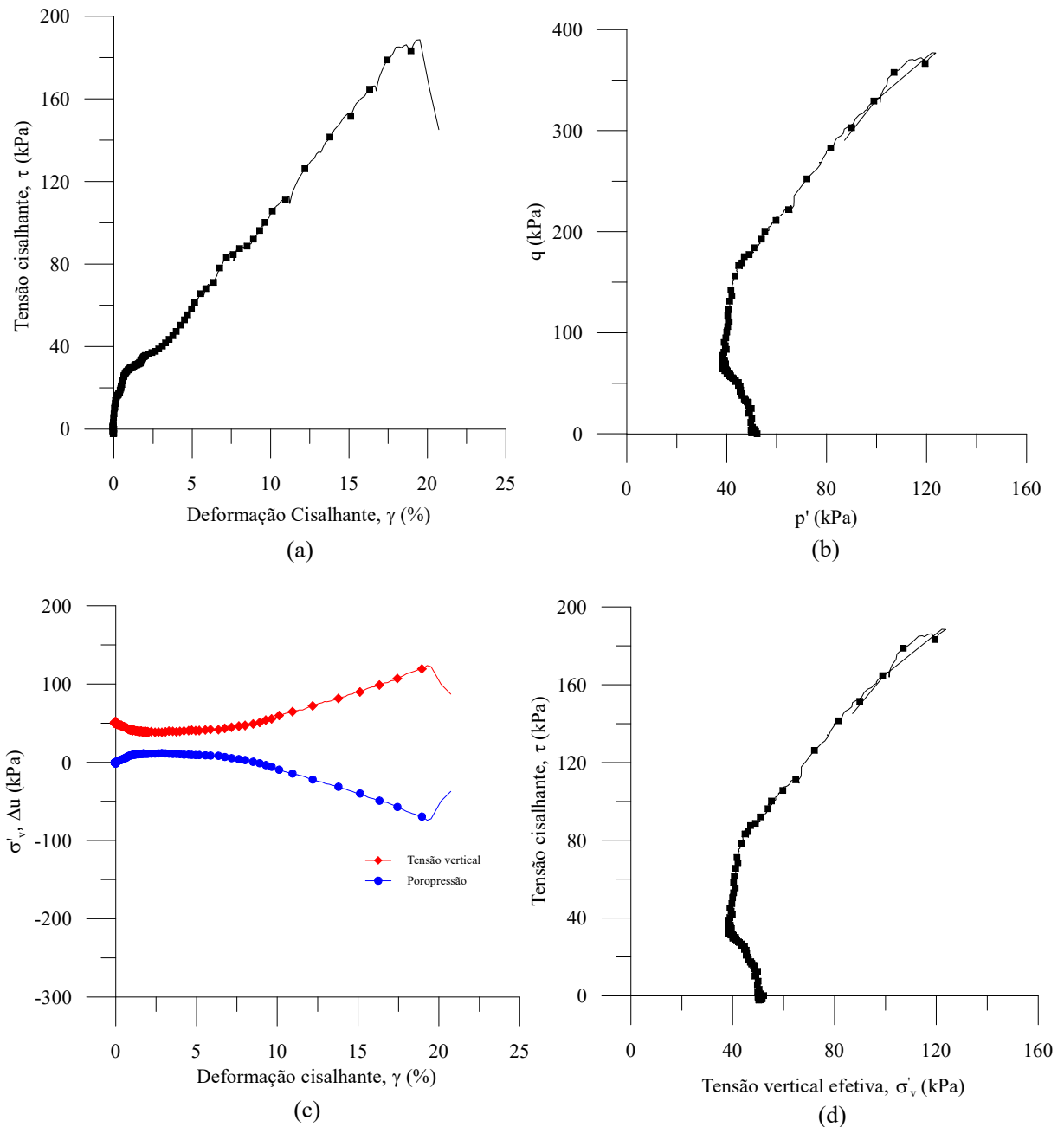


Figura 4.17 - Ensaio η /Civ 15 - 50 kPa

A figura 4.18 representa o ensaio submetido a tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. Em (a) pode ser observado o comportamento da tensão cisalhante em relação à deformação cisalhante, (b) mostra as invariantes de tensões no plano p-q, (c) mostra a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação à deformação e (d) expõe a variação da tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva.

É possível analisar que há formação de pico bem definido. A geração de poropressão e consequente aumento da tensão efetiva foi similar aos dois ensaios anteriores.

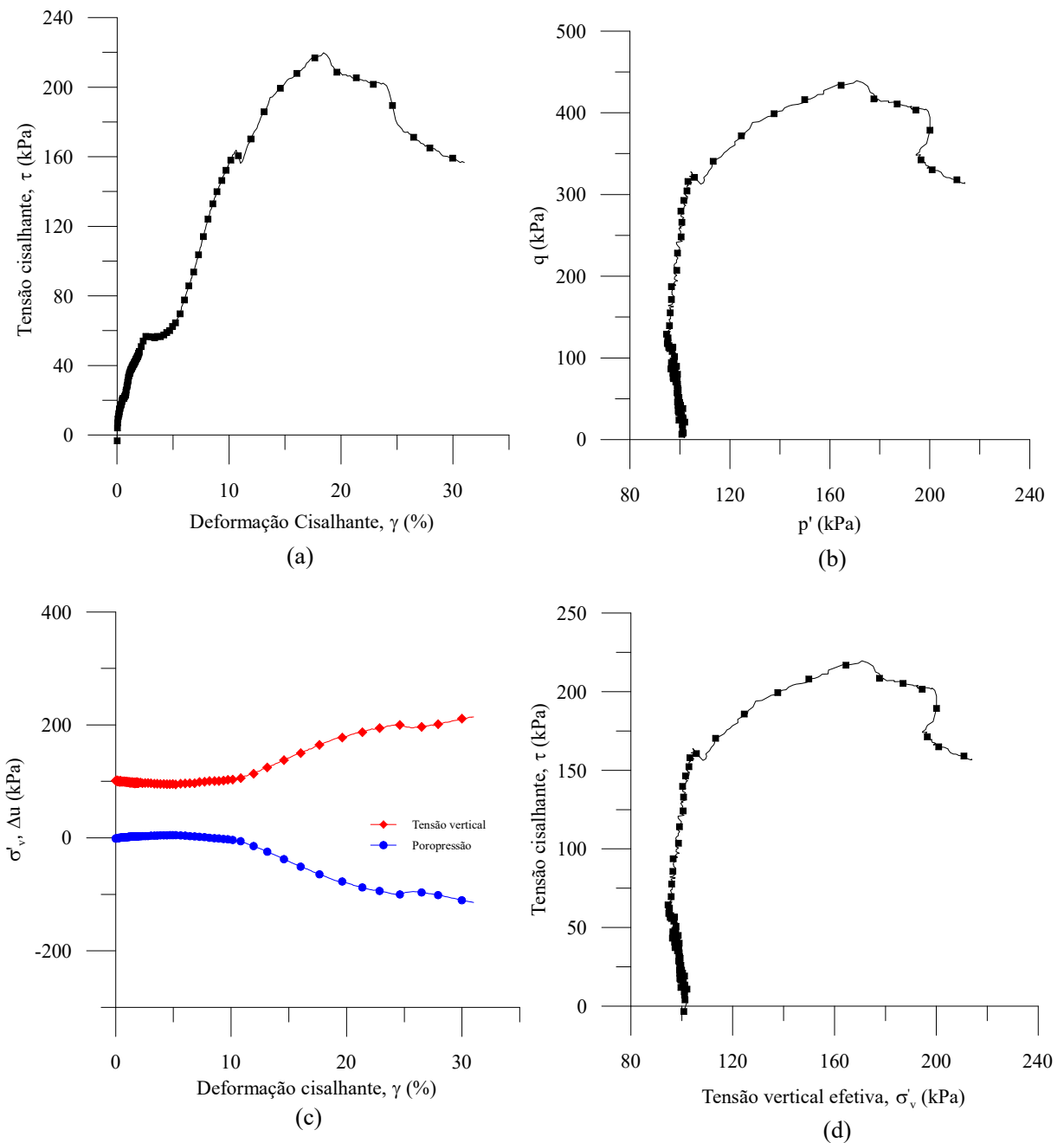


Figura 4.18 - Ensaio η/C_{iv} 15 - 100 kPa

4.5.1.2 Amostras η/C_{iv} 24

Analogamente aos ensaios de η/C_{iv} igual a 15 foram realizados ensaios em amostras com η/C_{iv} aproximadamente 24, onde a quantidade de cimento é igual a 3%. A figura 4.19 representa o ensaio submetido a tensão vertical efetiva inicial de 25 kPa. Em (a) pode ser observado o comportamento da tensão cisalhante em relação à deformação cisalhante, (b) mostra as invariantes de tensões no plano p-q, (c) mostra a variação da tensão vertical efetiva e da

poropressão em relação à deformação e (d) expõe a variação da tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva.

O comportamento tensão-deformação apresenta formação de pico de resistência bem definido, seguido de uma queda de resistência.

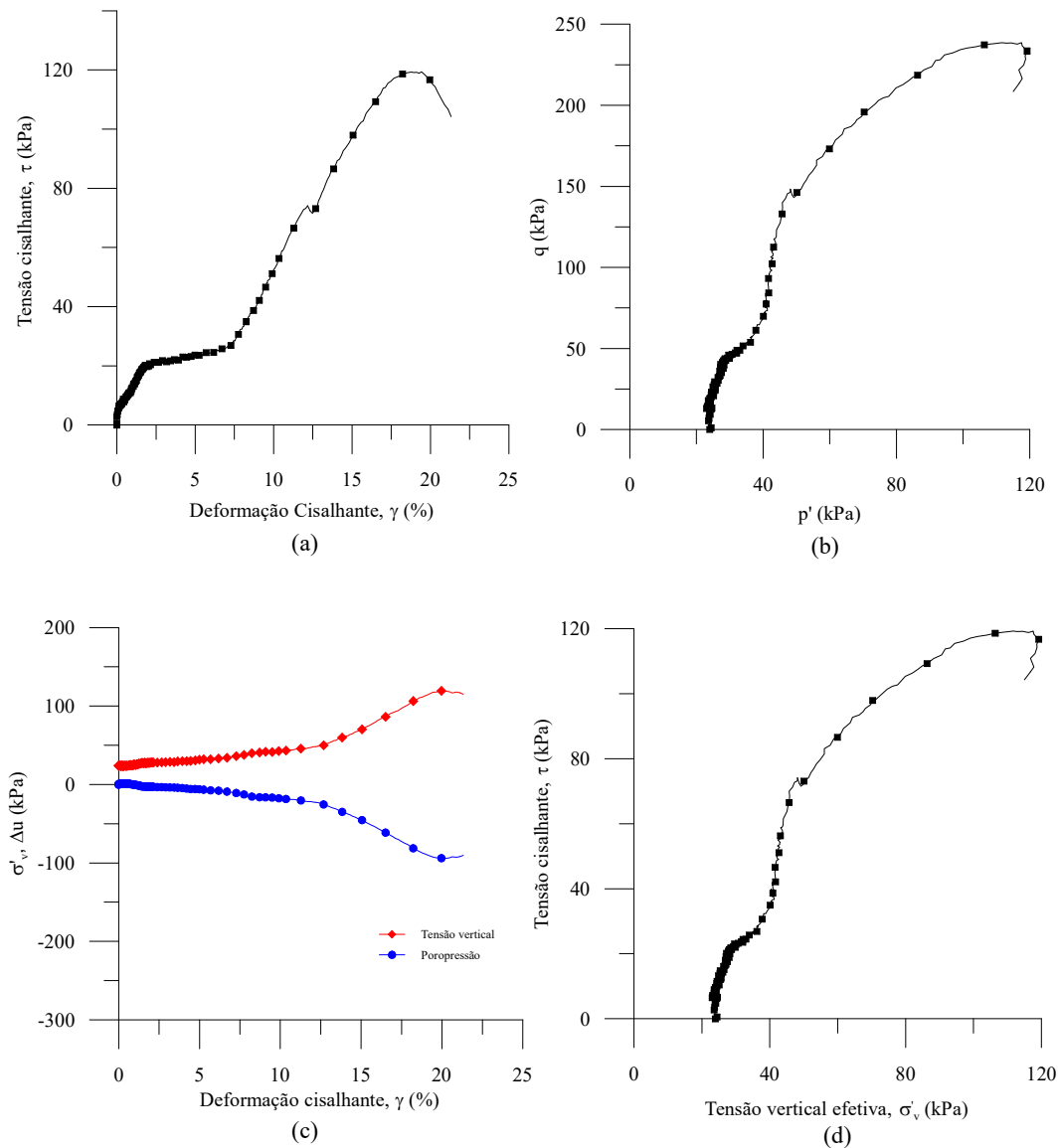


Figura 4.19 - Ensaio η /Civ 24 - 25 kPa

A figura 4.20 representa o ensaio realizado sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa. Em (a) pode ser observado o comportamento da tensão cisalhante em relação à deformação cisalhante, (b) mostra as invariantes de tensões no plano p-q, (c) mostra a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação à deformação e (d) expõe a variação da tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva.

A tensão-deformação mostra formação de pico definido, porém a resistência após a ruptura não apresentou queda abrupta. A geração de poropressão negativa e aumento da tensão vertical efetiva apresentaram a mesma tendência apresentada no ensaio com tensão efetiva de 25 kPa.

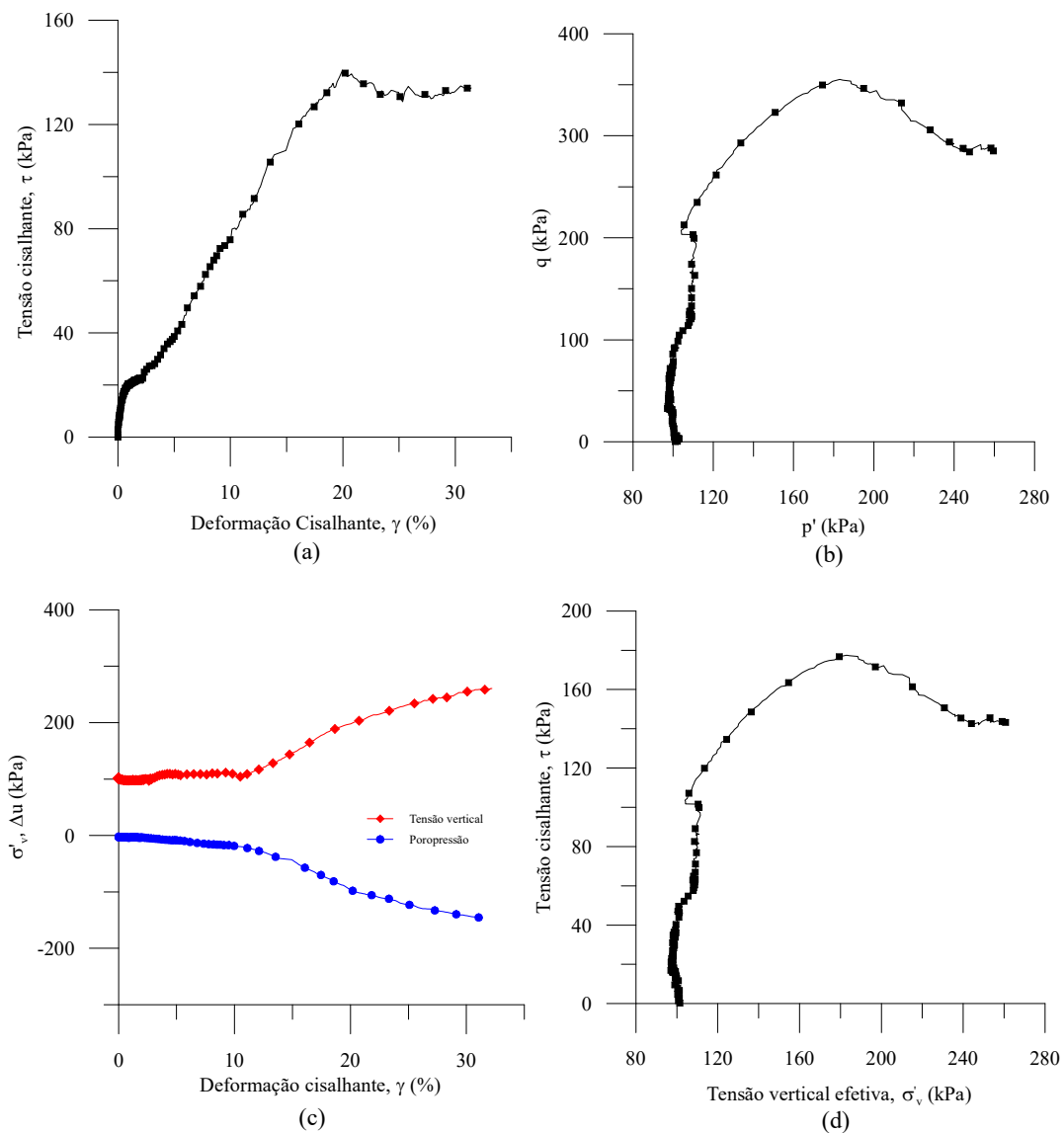


Figura 4.20 - Ensaio η /Civ 24 - 50 kPa

A figura 4.21 representa o ensaio submetido a tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. Em (a) pode ser observado o comportamento da tensão cisalhante em relação à deformação cisalhante, (b) mostra as invariantes de tensões no plano p-q, (c) mostra a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão em relação à deformação e (d) expõe a variação da tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva.

O comportamento tensão-deformação apresentou formação de pico, assim como os ensaios com tensões efetivas mais baixas, apresentando queda imediata da tensão cisalhante após a ruptura. O aumento da tensão confinante apresentou aumento na resistência de pico. A geração de poropressão e conseqüente aumento da tensão efetiva apresentam a mesma tendência dos ensaios anteriores.

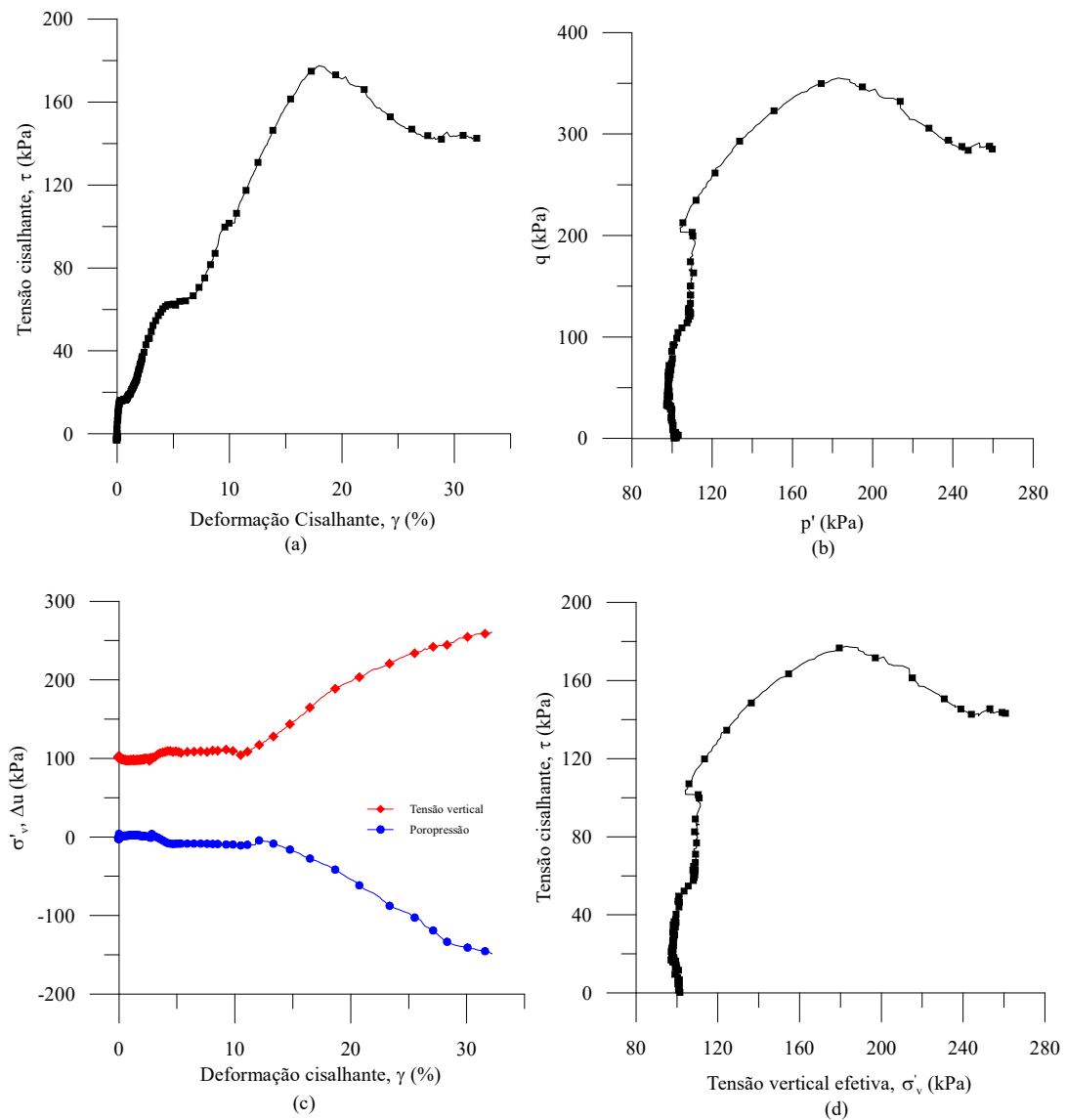


Figura 4.21 - Ensaio η /Civ 24 - 100 kPa

4.5.2 Ensaio cíclicos

Foram realizados ensaios do tipo tensão controlada para a avaliação do comportamento do material frente a solicitações cíclicas. Foi escolhido para a realização dos ensaios amostras com η/C_{iv} igual a 15. Nestes ensaios, a amostra é submetida à tensão escolhida e as deformações são medidas em resposta. Todos os ensaios foram realizados com frequência de 0,1 Hz até atingir 1000 ciclos. O pulso foi ajustado de forma que a onda teórica e a onda real fossem próximas, garantindo que as tensões chegassem no valor almejado. O ajuste do pulso foi válido para todos os níveis de tensão e pode ser observado na figura 4.22. Há uma pequena diferença entre a onda teórica e real devido ao motor responsável pela aplicação das tensões, porém as resistências atingidas e a amplitude da onda estão aceitáveis.

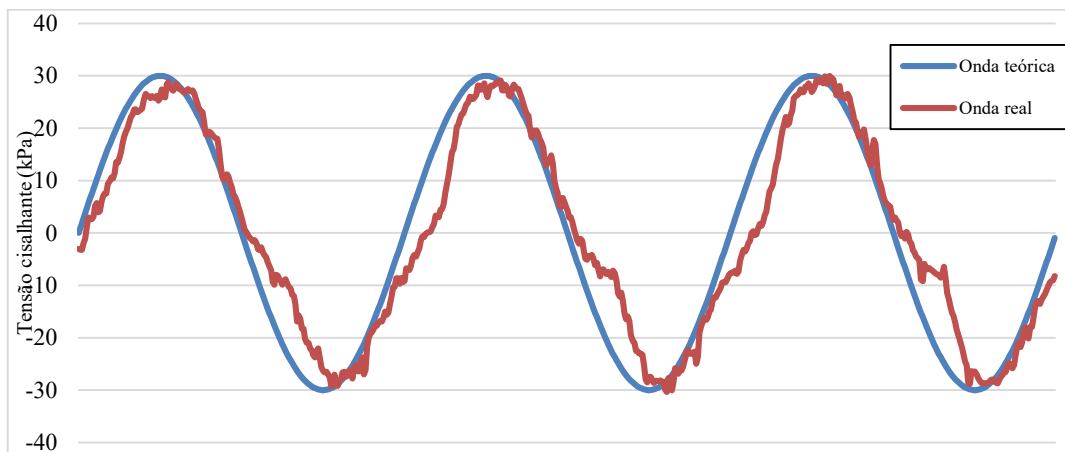


Figura 4.22 – Calibração do pulso – onda real e onda teórica

Os ensaios foram realizados cinco diferentes níveis de tensão, baseada na tensão efetiva do ensaio, de forma que τ/σ'_v indicasse valores de 0,3, 0,4, 0,5, 0,6 e 0,7. A tensão vertical efetiva inicial definida foi de 100 kPa.

A figura 4.23 é referente ao ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,3. Em (a) observa-se a variação da deformação cisalhante ao variar a tensão em 30 kPa. Em (b) é representada a variação da deformação ao longo dos ciclos. A variação da tensão vertical efetiva e da poropressão ao longo dos ciclos pode ser visto em (c). As invariantes de tensão p' e q e a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva são representadas respectivamente em (d) e (e).

A tensão deformação mostra que o ensaio ocorreu atingindo a tensão alvo definida de 30 kPa. Pode-se notar que não houve degradação relevante ao longo de 1000 ciclos observando a variação da deformação ao longo dos ciclos. Visto que há na mistura um material que possui características viscoelásticas, o RAP pode ser o responsável por absorver estas deformações. Durante o ensaio há diminuição da variação da tensão efetiva e da geração da poropressão, como pode ser observado em (c) e na representação das trajetórias de tensões, por um motivo desconhecido.

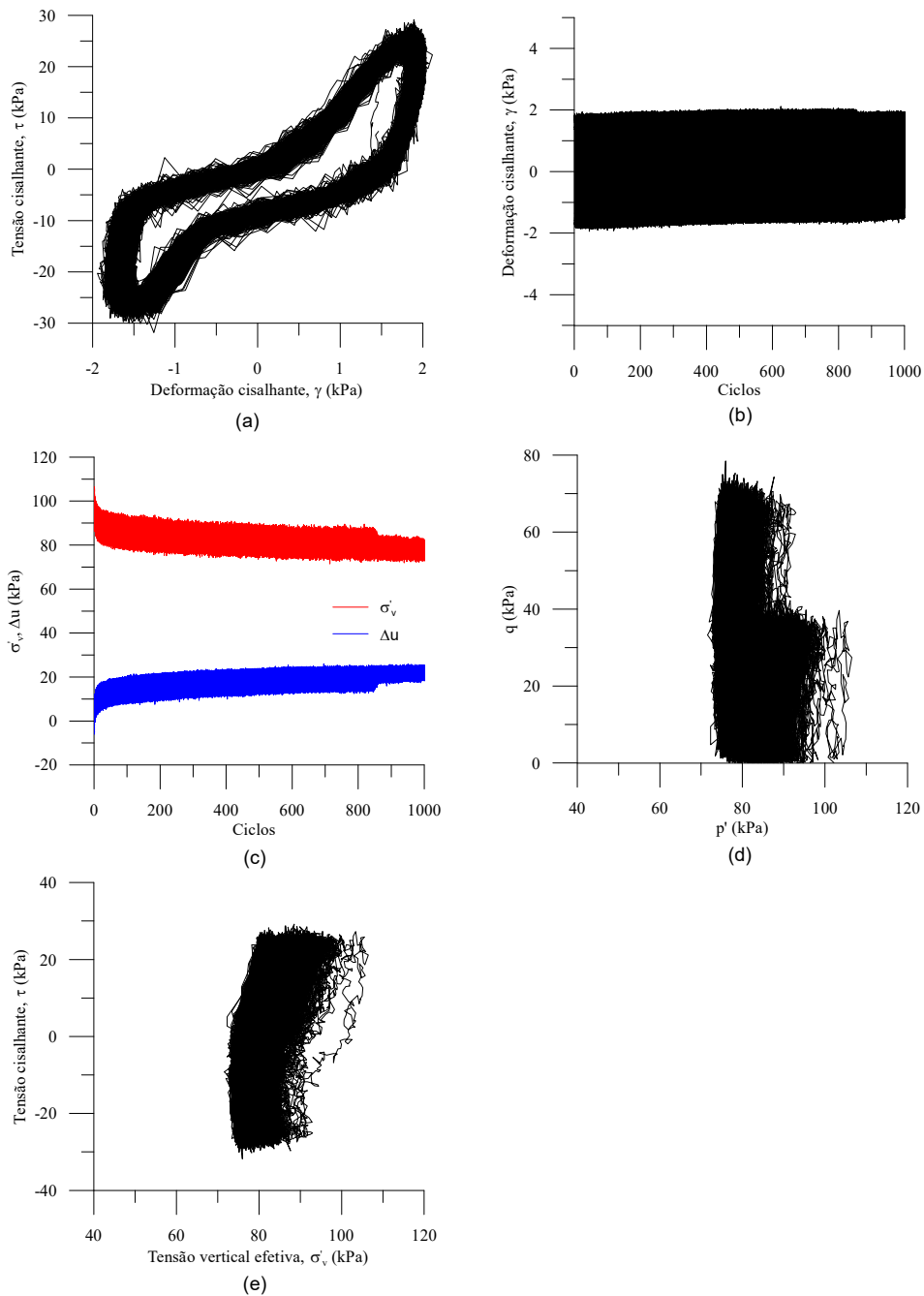


Figura 4.233 – Comportamento da mistura com η/C_{iv} igual a 15 submetida a carregamento cíclico - τ/σ'_v igual a 0,3.

A figura 4.24 representa o ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,4. Em (a) observa-se a variação da deformação cisalhante ao variar a tensão em 40 kPa. Em (b) é representada a variação da deformação ao longo dos ciclos. A variação da tensão vertical efetiva e da poropressão ao longo dos ciclos pode ser visto em (c). As invariantes de tensão p' e q e a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva são representadas respectivamente em (d) e (e).

Neste ensaio pode-se notar que há um comportamento diferente nos primeiros ciclos, porém após alguns ciclos é atingido um padrão. Para a tensão cisalhante de 40 kPa, foi gerada deformação de cerca de $\pm 2\%$, muito semelhante ao apresentado no ensaio com tensão cisalhante de ± 30 kPa. Para o nível de tensões deste ensaio, não é visível a degradação do material, fato que ainda pode ser explicado pelas propriedades viscoelásticas do material fresado asfáltico.

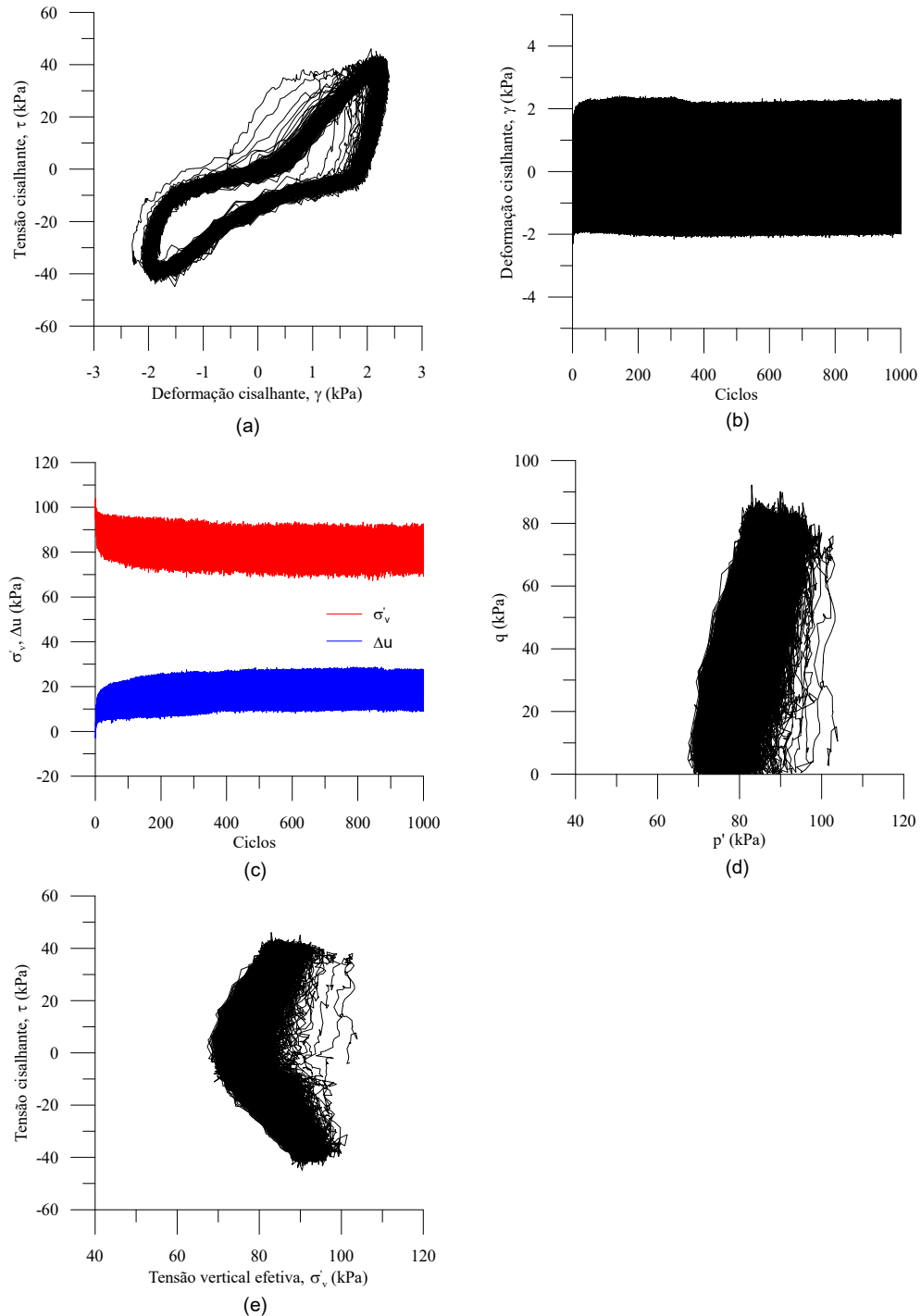


Figura 4.24 - Comportamento da mistura com η/C_{iv} igual a 15 submetida a carregamento cíclico - τ/σ'_v igual a 0,4.

É representado na figura 4.25 o ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,5. Em (a) observa-se a variação da deformação cisalhante ao variar a tensão em 50 kPa. Em (b) é representada a variação da deformação ao longo dos ciclos. A variação da tensão vertical efetiva e da poropressão ao longo dos ciclos pode ser visto em (c). As invariantes de tensão p' e q e a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva são representadas respectivamente em (d) e (e).

Neste ensaio é possível notar aumento da deformação em relação aos ensaios mostrados nas figuras 4.23 e 4.24 e aumento da deformação ao longo dos ciclos, mostrando que há degradação da amostra. Ao observar o comportamento tensão deformação em (a), pode-se notar que ao longo dos ciclos a deformação gerada pela aplicação do carregamento aumentou, mostrando que possivelmente ocorreu quebra da cimentação. A geração de poropressão negativa e o consequente aumento da tensão efetiva começaram a aumentar próximo ao ciclo 200, onde pode ser observado em (b) que há um leve aumento da deformação cisalhante na amostra. Por problemas de fornecimento de energia, este ensaio teve uma interrupção próximo ao ciclo 500, impossibilitando a análise do ensaio até o ciclo 1000.

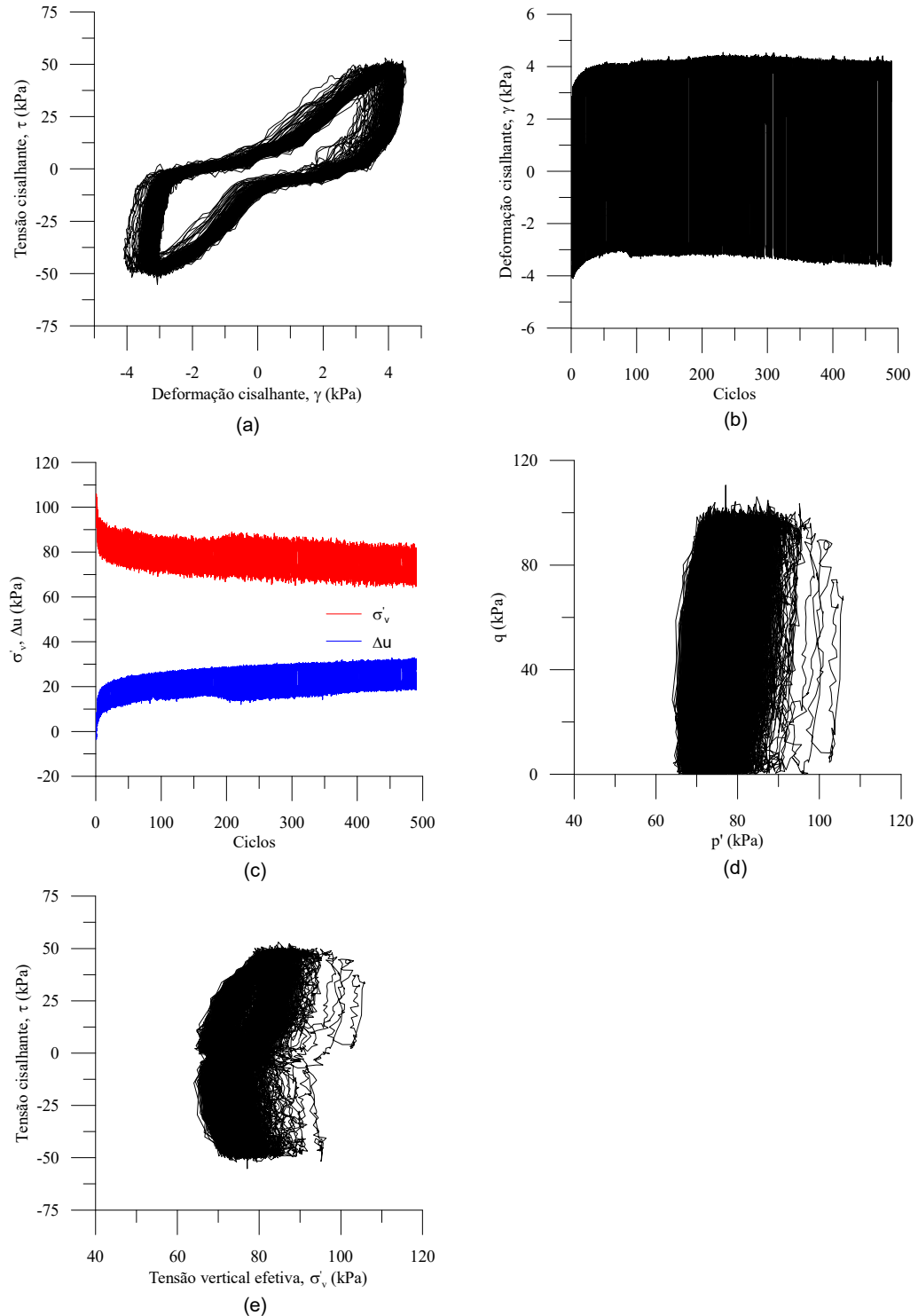


Figura 4.25 - Comportamento da mistura com η/C_{iv} igual a 15 submetida a carregamento cíclico - τ/σ'_v igual a 0,5.

A figura 4.26 mostra o ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,6. Em (a) observa-se a variação da deformação cisalhante ao variar a tensão em 60 kPa. Em (b) é representada a variação da deformação ao longo dos ciclos. A variação da tensão vertical efetiva e da poropressão ao longo dos ciclos pode ser visto em (c). As invariantes de tensão p' e q e a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva são representadas respectivamente em (d) e (e).

Nota-se de forma muito clara neste ensaio que a deformação aumentou de forma relevante neste ensaio, mostrando que para este nível de carregamento há degradação do material. Como pode ser observado em (b), a deformação aumentou ao longo do ensaio.

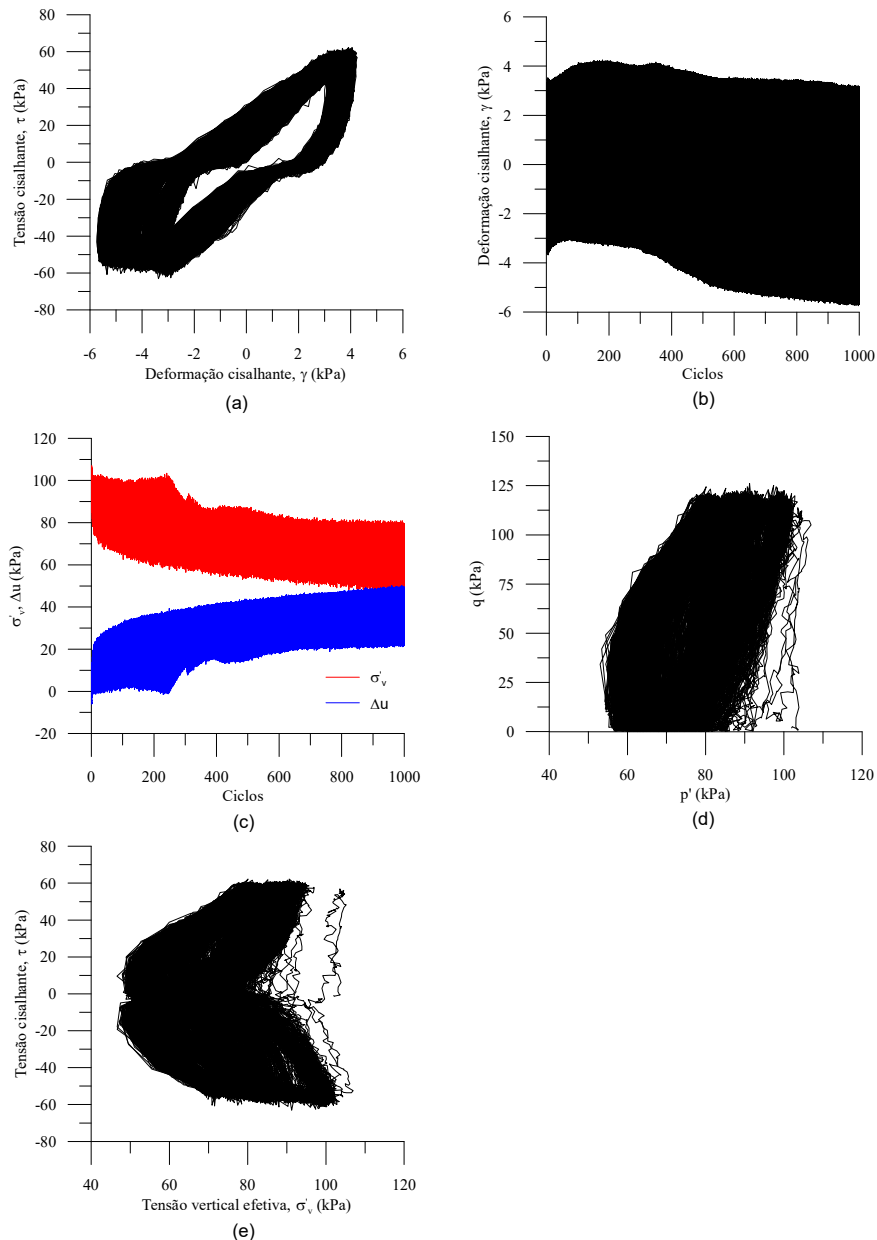


Figura 4.26 - Comportamento da mistura com η/C_{iv} igual a 15 submetida a carregamento cíclico - $\tau/\sigma'v$ igual a 0,6.

É representado na figura 4.27 o ensaio onde $\tau/\sigma'v$ é igual a 0,7. Em (a) observa-se a variação da deformação cisalhante ao variar a tensão em 70 kPa. Em (b) é representada a variação da deformação ao longo dos ciclos. A variação da tensão vertical efetiva e da poropressão ao longo dos ciclos pode ser visto em (c). As invariantes de tensão p' e q e a tensão cisalhante em relação a tensão vertical efetiva são representadas respectivamente em (d) e (e).

Pode-se observar também neste ensaio que a deformação aumenta ao longo dos ciclos do ensaio, mostrando a degradação ao longo dos ciclos. Este nível de tensões apresentou nível de deformações cisalhantes semelhantes ao observado para o ensaio realizado com tensão controlada de 60 kPa. A geração de poropressão e diminuição da tensão efetiva apresentam a mesma tendência observada nos outros ensaios.

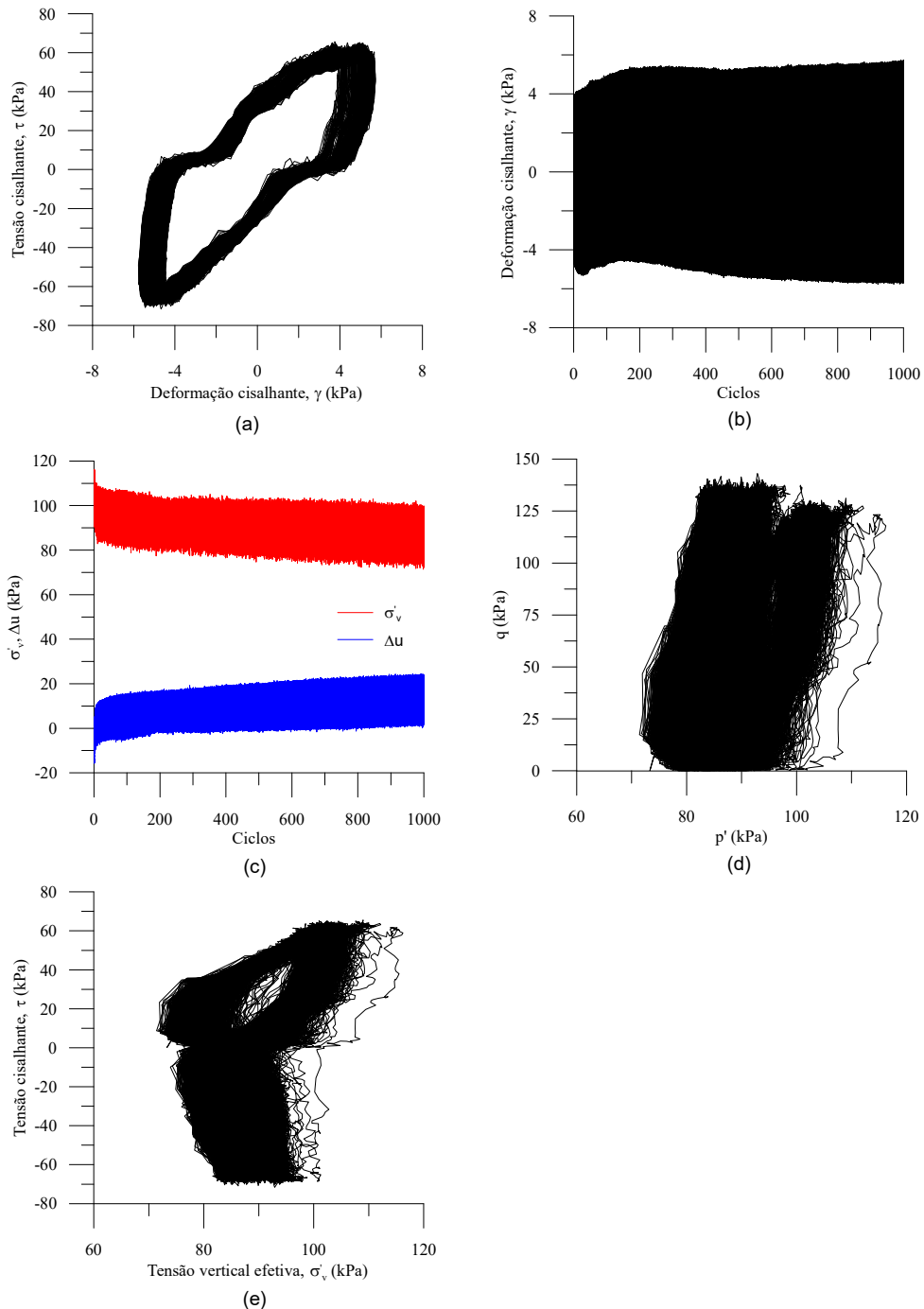


Figura 4.27 - Comportamento da mistura com h/C_{iv} igual a 15 submetida a carregamento cíclico - τ/σ'_v igual a 0,7.

5 ANÁLISE E COMPARAÇÕES DOS RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentadas as análises em conjunto, de forma que seja possível a interpretação mais ampla dos resultados e a obtenção de parâmetros de interesse.

5.1 Ensaio de resistência não confinada

Neste item serão apresentadas as análises referentes aos ensaios de compressão simples e diametral realizados.

5.1.1 Misturas areia-RAP-cimento

Visando relacionar os ensaios de compressão simples e diametral, foi utilizada a metodologia proposta por Consoli et al. (2010), onde buscou-se um escalar que pudesse relacionar a resistência à compressão simples e à tração na compressão diametral. Para isso, os expoentes externos das curvas obtidas da resistência em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento devem ser iguais para tração e compressão, podendo ser visualizado na figura 5.1. Após o ajuste, foi obtido o escalar 0,14 ao realizar a razão entre a resistência à tração pela resistência à compressão diametral.

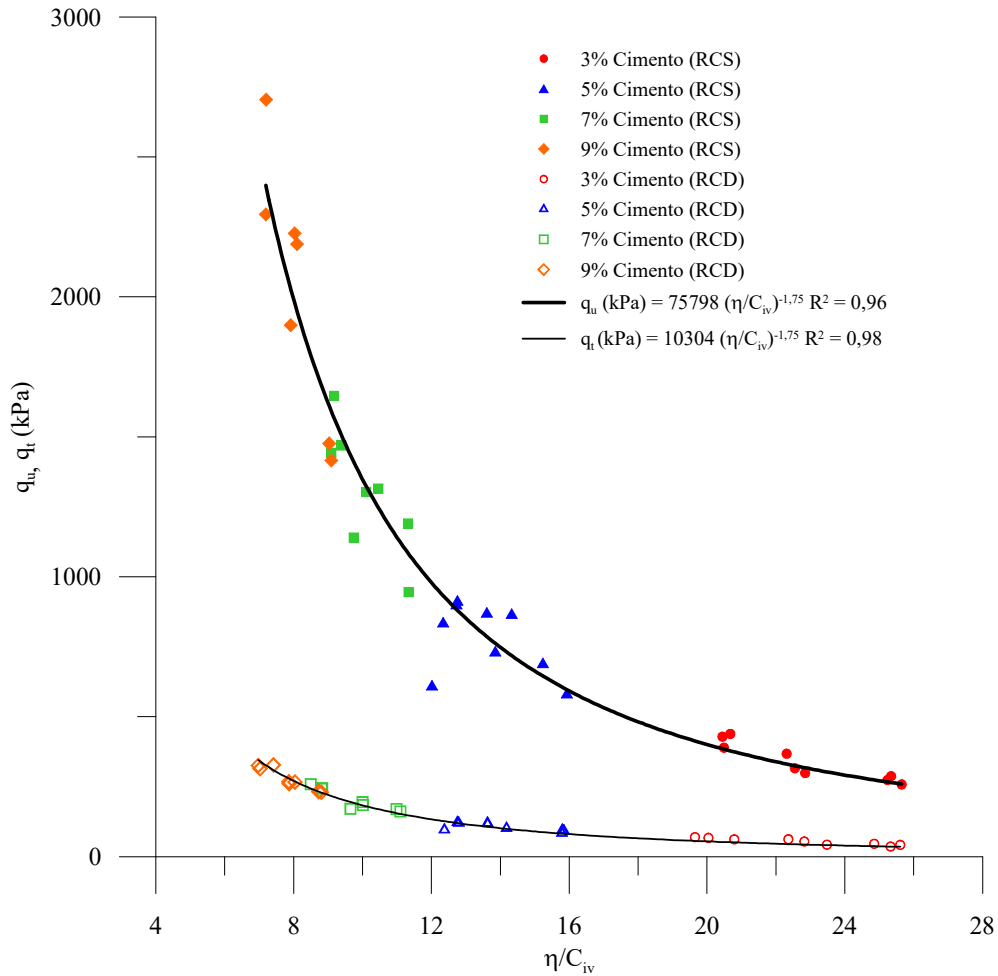


Figura 5.1 - Comparação da resistência à tração e compressão das misturas.

Consoli (2013) propôs um método para estimativa dos parâmetros de resistência a partir de ensaios não confinados de compressão simples e compressão diametral. A metodologia é baseada no critério de ruptura de Mohr-Coulomb, onde é possível a obtenção de c' e Φ . Definindo as condições de contorno de ensaios não confinados, obteve-se relações que possibilitam a obtenção dos parâmetros de interesse. Utilizando a razão q_t/q_u , ξ , obtidos em função de η/C_{iv} (Consoli et al., 2010), é possível estimar ângulo de atrito e coesão a partir das equações 5.1 e 5.2:

$$\Phi' = \arcsin\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right) \quad \text{Equação 5.1}$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]}{2 \cos\left[\arcsin\left(\frac{1-4\xi}{1-2\xi}\right)\right]} \quad \text{Equação 5.2}$$

Tomando as equações, foi obtido um ângulo de atrito de aproximadamente 37° e coesão de $0,25 \sigma_c$. Visto que os ensaios são referentes a uma mistura composta em 70% por areia de Osório, cujo ângulo de atrito é conhecido devido aos diversos estudos realizados, expostos no item 2.3.1, o resultado obtido através do método mostrou-se coerente, visto que há acréscimo de um material mais graúdo.

5.1.2 Análise estatística das variáveis

Para a avaliação da influência das variáveis controláveis nos ensaios de compressão simples e diametral, foi realizada análise estatística da variância (ANOVA), apresentada nas tabelas 5.1 e 5.2, onde foram avaliadas a influência do teor de cimento, do peso específico e da interação deles. Nos ensaios de resistência à compressão simples o cimento mostrou-se como o fator mais influente, seguido do peso específico e da interação entre fatores. Os ensaios de resistência à tração na compressão diametral apresentaram resultados semelhantes aos referentes à compressão simples. Em ambas as resistências analisadas o cimento é a variável mais relevante, porém no ensaio de compressão diametral pode-se observar que o cimento possui influência muito mais relevante do que os outros fatores.

Tabela 5.1 - Análise da variância da resistência à compressão simples

Fonte de variação	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Médias Quadradas	Teste F	F tabelado
γ	1358198,77	2	679099,38	56,44	3,40
Ci	13510150,51	3	4503383,50	374,31	3,00
γ Ci	690128,07	6	115021,34	9,56	2,50
Erro	288750,87	24	12031,29		
Total	15847228,21	35			

Tabela 5.2 - Análise da variância da resistência à tração na compressão diametral

Fonte de variação	Soma dos quadrados	Graus de Liberdade	Médias Quadradas	Teste F	F tabelado
γ	18720,76	2	9360,38	140,16	3,40
Ci	258050,55	3	86016,85	1288,02	3,00
γ Ci	7491,73	6	1248,62	18,70	2,50
Erro	1602,77	24	66,78		
Total	285865,81	35			

5.1.3 Comparação com areia de Osório

Para que se possa validar o material em estudo neste programa experimental como viável, foi buscada a comparação entre a mistura com e sem a substituição de parte do solo por material fresado asfáltico. Para isso, foram utilizadas as resistências obtidas no estudo de Consoli et al. (2010). Na figura 5.2 (a) pode-se observar as duas curvas representativas da resistência à compressão simples das misturas em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento. Na figura 5.2 (b) são apresentadas as duas curvas referentes à resistência à tração na compressão diametral em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento.

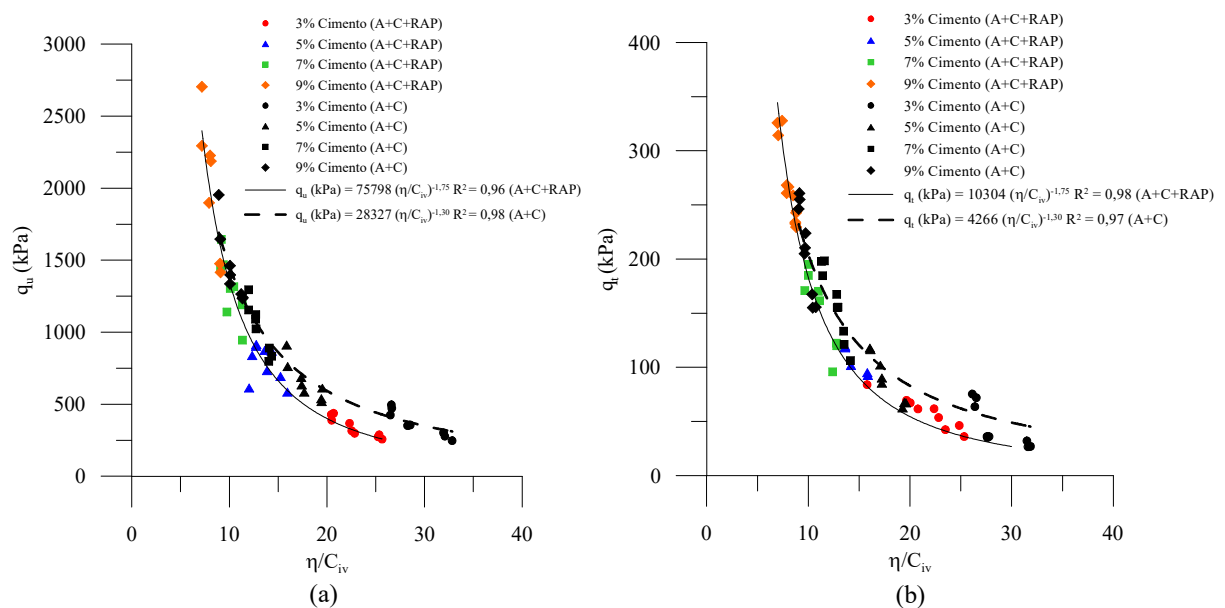


Figura 5.2 - Comparativo entre (a) resistência à compressão simples de misturas de solo-cimento (adaptado de Consoli et al., 2010) e solo-cimento-RAP e (b) resistência à compressão diametral de misturas de solo-cimento (adaptado de Consoli et al., 2010) e solo-cimento-RAP.

Observando os resultados de compressão simples, pode-se notar que a substituição de parte do solo arenoso por RAP apresentou resultados de resistência semelhantes, porém, quando contém baixos teores de cimento, os resultados indicam que é necessária maior compactação para atingir as mesmas resistências obtidas na mistura areia-cimento. Entretanto, nos teores mais elevados de cimento podem-se observar resultados de resistência superiores aos encontrados nas misturas sem fresado.

Em relação aos resultados obtidos de compressão diametral, observa-se que a tendência mostrada na resistência à compressão simples também é válida, onde para menores teores de cimento é necessária maior compactação na mistura solo-cimento-fresado para a obtenção de

resistências semelhantes ao observado no solo-cimento. Também é visto que para maiores teores de cimento, a resistência à tração na compressão diametral encontra-se superior η/C_{iv} semelhantes.

Analisando as comparações, foi possível concluir que o material em estudo pode ser considerado viável, visto que a substituição de parte da matriz arenosa por resíduo de fresagem de pavimentos manteve as resistências próximas ao material sem adição do RAP.

5.2 COMPARATIVO RIGIDEZ À PEQUENÍSSIMAS DEFORMAÇÕES

Resultados de rigidez obtidos por Bortolotto (2017) foram utilizados para fins comparativos. A autora realizou ensaios de ultrassom para a obtenção da rigidez inicial de misturas de areia de Osório e cimento em diferentes η/C_{iv} e massas específicas aparentes secas (γ_D) ao longo do tempo de cura. Para esta comparação somente foram utilizados os resultados de rigidez no sétimo dia de cura, como pode ser observado na figura 5.3. Nota-se que a quantidade de dados fornecida não é suficiente para que se ajuste uma curva, porém pode-se inferir a partir dos dados fornecido que a rigidez é próxima às obtidas para areia cimentada.

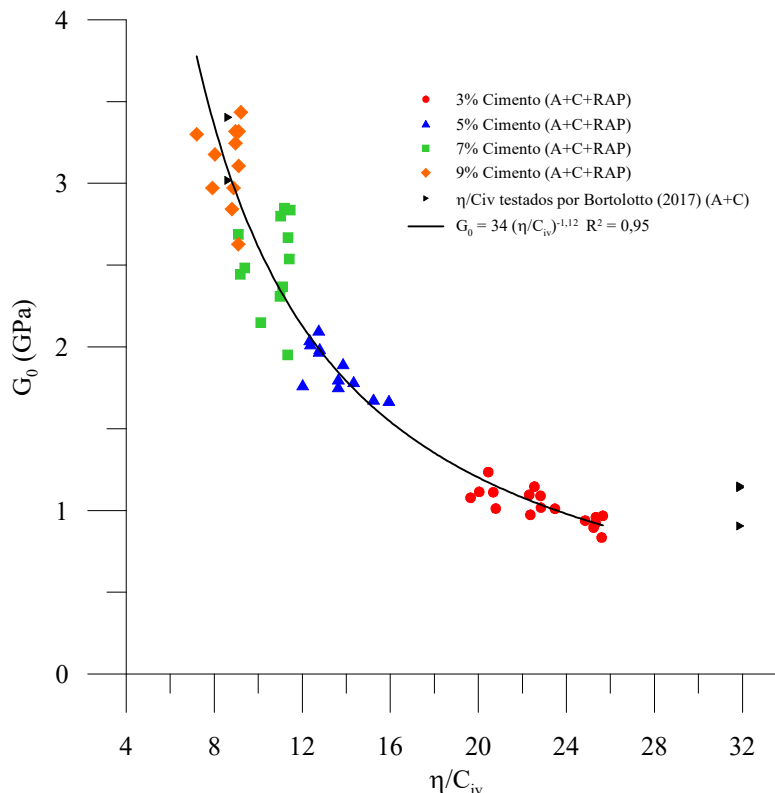


Figura 5.3 - Comparativo entre rigidez inicial de misturas de solo-cimento e solo-cimento-RAP

(adaptado de Bortolotto, 2017)

5.3 ENSAIO DE DURABILIDADE

Os ensaios realizados no presente trabalho podem ser comparados com o apresentado em Consoli e Tomasi (2018), onde foram realizados ensaios de durabilidade em misturas de areia e cimento Portland. Entretanto, as massas específicas e teores de cimento utilizados no trabalho anterior não são iguais aos apresentados para as misturas contendo RAP, sendo possível uma comparação qualitativa. Na figura 5.4 é mostrada em (a) os resultados de perda de massa ao longo dos ciclos obtidos para amostras da mistura de areia e RAP com teor de cimento igual a 3% e em (b) os resultados obtidos pelos autores para areia com teor de cimento igual a 3%. Na figura 5.5 é mostrada em (a) os resultados de perda de massa ao longo dos ciclos obtidos para amostras da mistura de areia e RAP com teor de cimento igual a 9% e em (b) os resultados obtidos pelos autores para areia com teor de cimento igual a 9%.

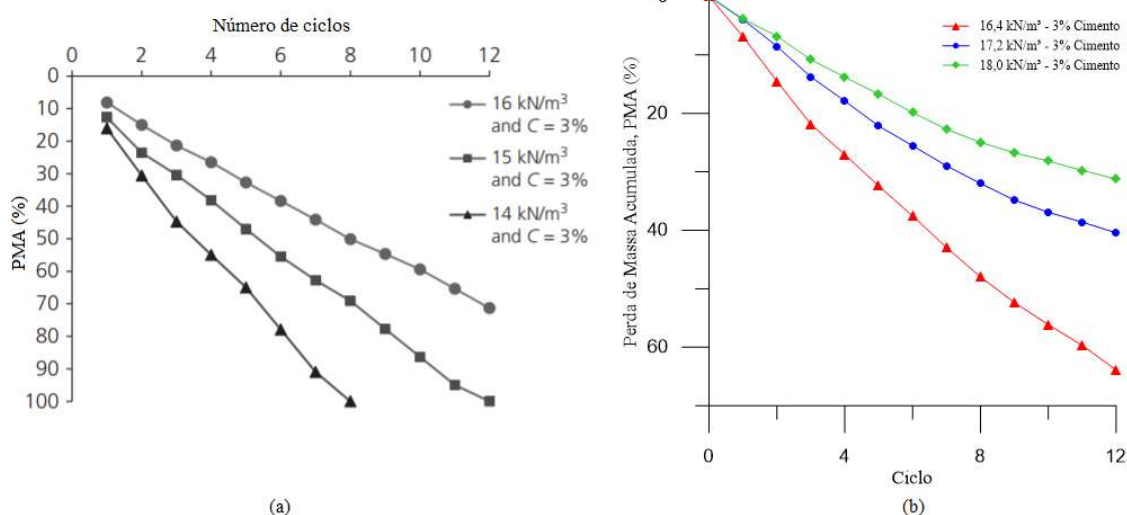


Figura 5.4 - Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos em (a) misturas de areia-cimento (adaptado de Consoli e Tomasi, 2018) e (b) misturas de areia-RAP-cimento com teor de cimento igual a 3%.

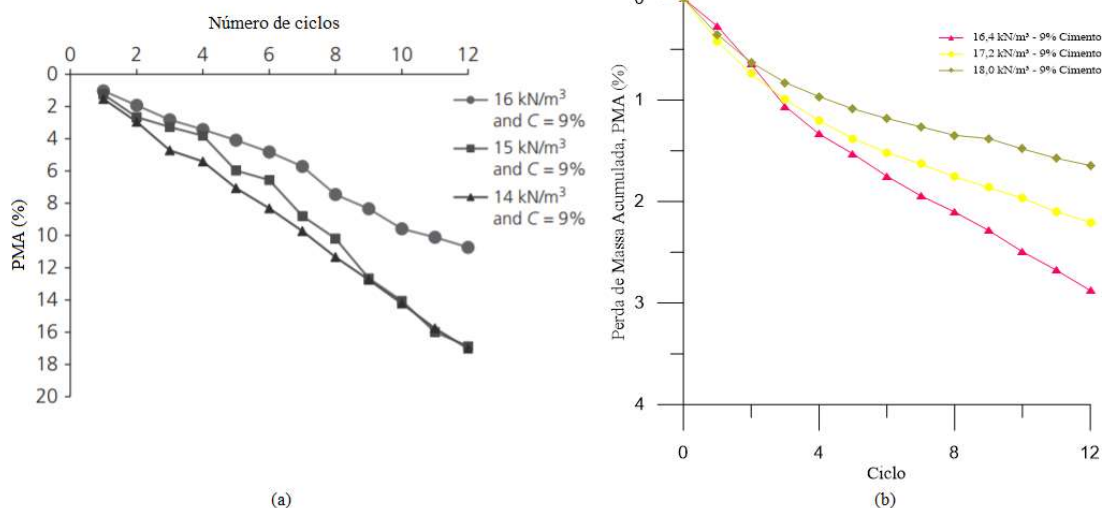


Figura 5.5 - Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos em (a) misturas de areia-cimento (adaptado de Consoli e Tomasi, 2018) e (b) misturas de areia-RAP-cimento com teor de cimento igual a 9%.

Para que seja possível a comparação, considerou-se a massa específica de $16,4 \text{ kN/m}^3$ para mistura com RAP e 16 kN/m^3 para a mistura sem fresado. Pode-se notar que a perda de massa ao longo dos ciclos mostrou-se semelhante para as misturas com teor de cimento igual a 3%. Ao comparar as misturas com teor de cimento igual a 9%, pode-se notar que a perda de massa se mostrou menos pronunciada nas misturas contendo material fresado asfáltico.

5.4 ENSAIOS SIMPLE SHEAR

Neste item serão analisados em conjunto os resultados obtidos nos ensaios monotônicos e cíclicos, podendo assim compreender o comportamento das misturas e a obter os parâmetros de interesse que podem ser obtidos nos ensaios.

5.4.1 Ensaios monotônicos

Nas amostras com η/Civ igual a 15, foram realizados três ensaios para a compreensão do comportamento do material. Na figura 5.6 pode ser observada as curvas de tensão em função da deformação, mostrando que as amostras tendem a mostrar um comportamento semelhante, formando pico de resistência. No ensaio realizado com tensão efetiva de 25 kPa o comportamento se mostrou um pouco diferente das outras tensões efetivas, onde houve pico pronunciado em níveis semelhantes de deformação e queda da tensão cisalhante após o pico.

Ao observar os três ensaios realizados, pode-se notar que há um pequeno deslizamento na amostra próximo a 5% de deformação, onde um possível motivo é a quebra da cimentação da

amostra junto a base ou *top cap*. Após, a resistência volta a aumentar ao longo da deformação até que ocorra o pico.

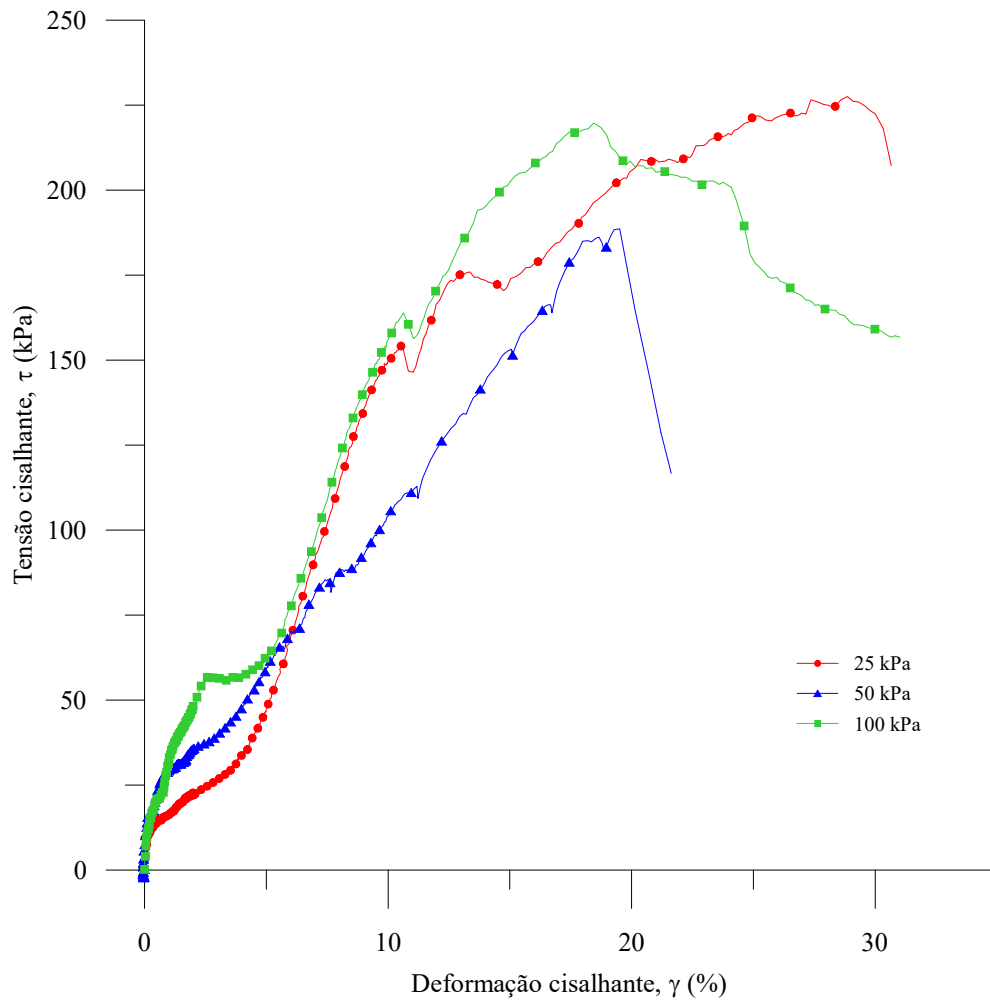


Figura 5.6 – Tensão cisalhante - Deformação cisalhante – η /Civ 15

Ao observar o plano p' - q na figura 5.7, é possível observar as trajetórias de tensões para cada ensaio.

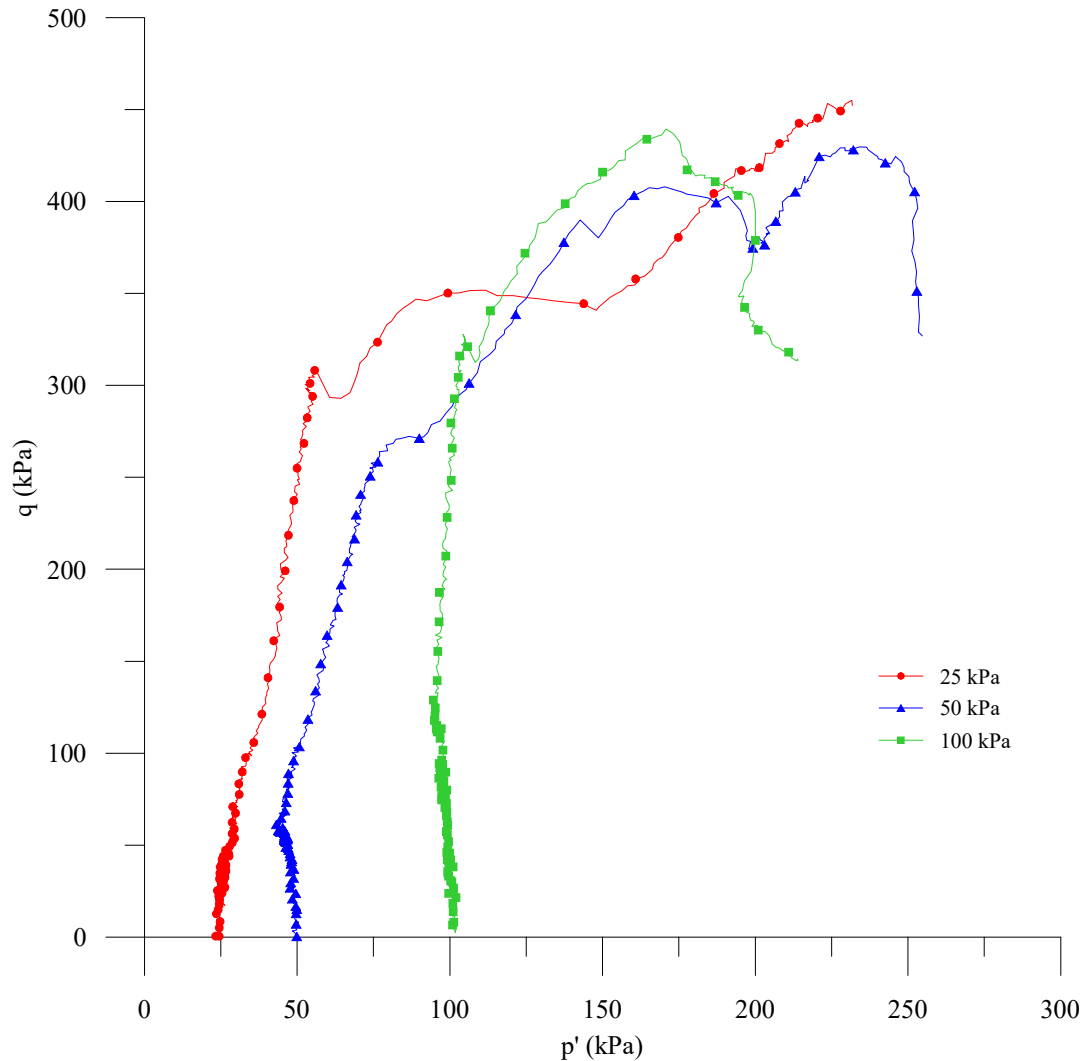


Figura 5.7 - Invariantes de tensão – η /Civ 15

Semelhante ao ensaio triaxial, o *simple shear* também pode ser utilizado para a obtenção dos parâmetros de resistência do material, relacionando a tensão cisalhante em função da tensão vertical efetiva. Na figura 5.8 são mostradas as curvas referentes aos três ensaios realizados. Foi traçada uma envoltória tangenciando as curvas, possibilitando a estimativa do ângulo de atrito e coesão do material. A partir do ajuste, foi obtido o ângulo de atrito de 32° e intercepto coesivo de 120 kPa. Visto que o material em estudo é composto 70% por areia de Osório, espera-se que o ângulo de atrito da mistura seja semelhante ao ângulo de atrito da areia sem adição de resíduo. O ângulo de atrito obtido no ensaio é semelhante aos encontrados para areia de Osório em estudos anteriores, citados no item 2.3.1, conforme esperado.

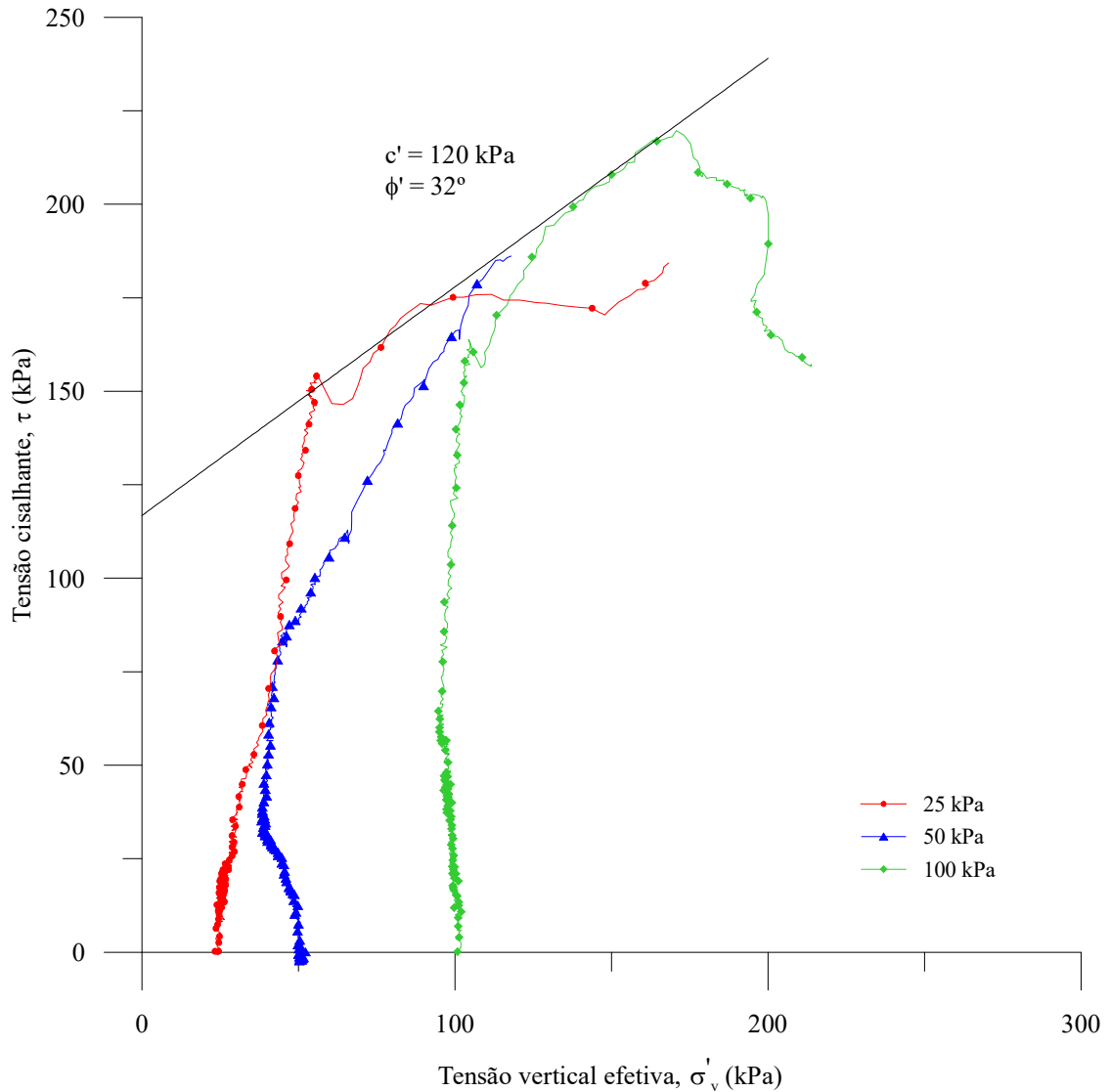
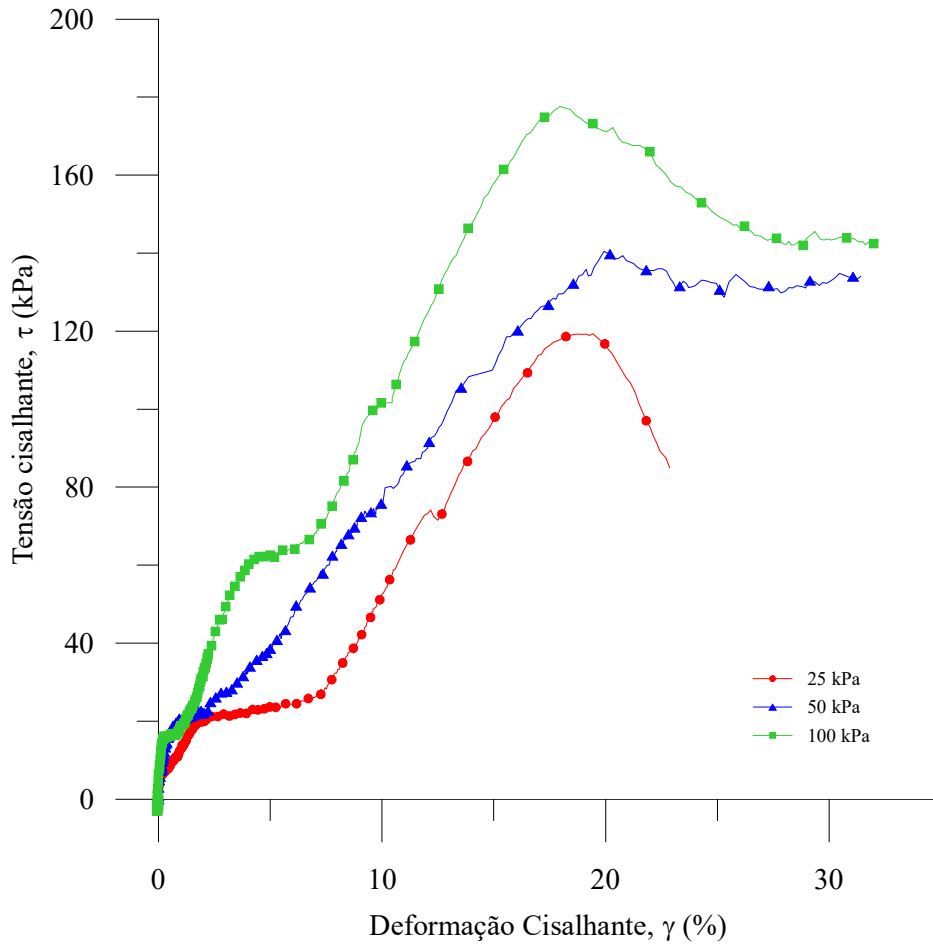


Figura 5.8 - Envoltória de resistência do material com η/C_{iv} igual a 15.

Analogamente, foram realizados ensaios nas mesmas condições em amostras de η/C_{iv} igual a 24. Ao relacionar a tensão cisalhante e a deformação cisalhante, conforme mostrado na figura 5.9, pode-se observar que nos três ensaios realizados é possível observar pico pronunciado. Estes picos se encontram em níveis de deformação semelhantes para os três ensaios. Assim como nos ensaios realizados com η/C_{iv} igual a 15, há no início do ensaio um trecho onde há deslocamento sem mobilização de tensões, que pode ser explicado por algum tipo de fissura causada no contato da amostra com a base ou *top cap*. É possível observar que a resistência de pico aumenta com o aumento do confinamento.

Figura 5.9 - Tensão deformação η /Civ 24

Na figura 5.10 podem ser observadas as trajetórias de tensões no plano p' - q . É notável que as três trajetórias de tensões apresentam formato semelhante, mostrando um padrão.

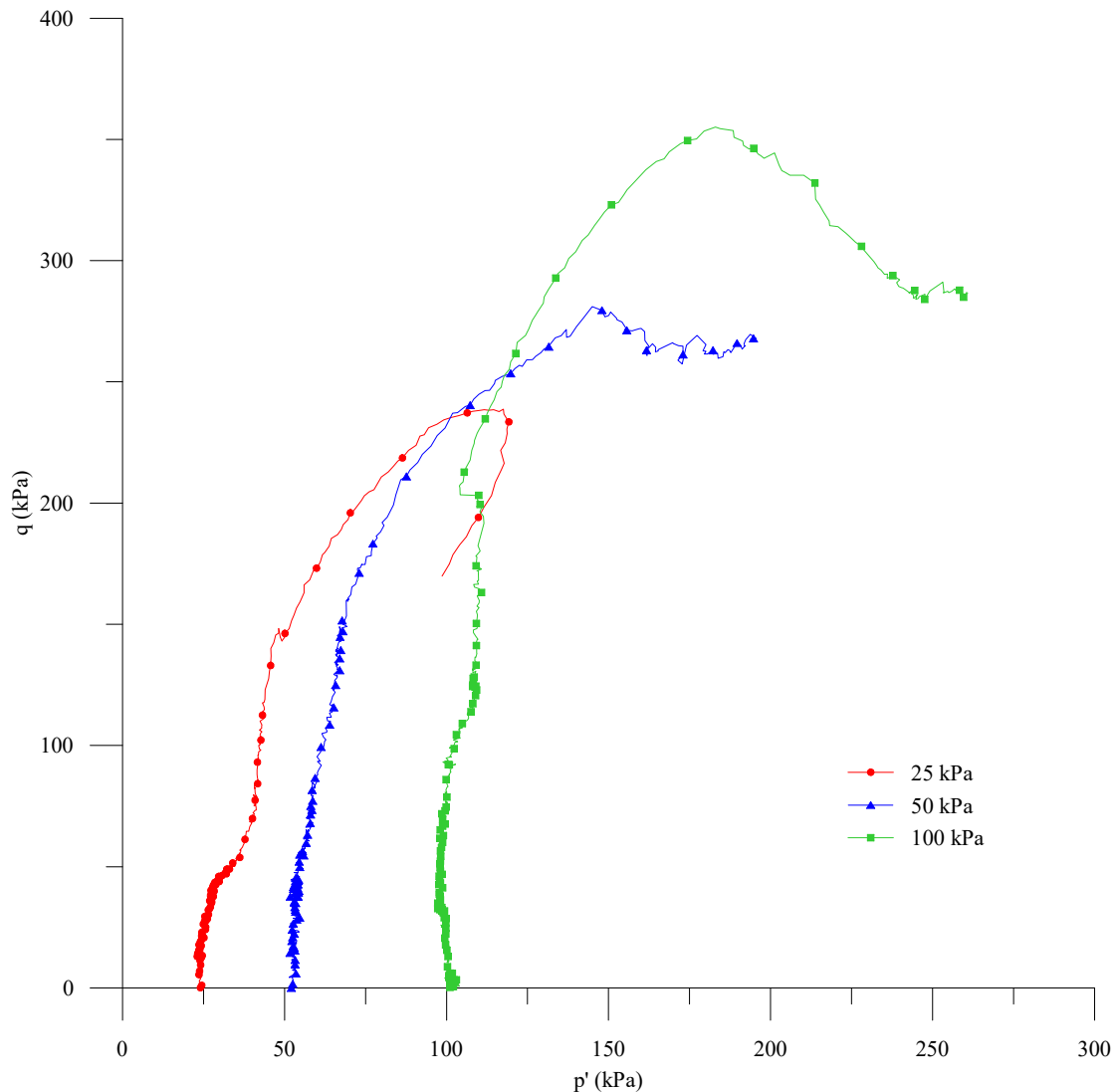


Figura 5.10 - Invariantes de tensão – η/Civ 24

Semelhante à análise realizada para η/Civ igual a 24, relacionou-se a tensão cisalhante e a tensão vertical efetiva para fim de obter os parâmetros de resistência do material. Foi traçada, na figura 5.11, uma reta para que seja possível a obtenção do ângulo de atrito e coesão do material. Obteve-se o valor de ângulo de atrito de 37° e intercepto coesivo de 40 kPa. O ângulo de atrito obtido é ligeiramente maior do que os descritos no item 2.3.1, porém apresenta a mesma ordem de grandeza, podendo ser considerado aceitável. Também é esperado que, com a substituição de parte da matriz arenosa por material fresado asfáltico, que é caracterizado como mais graúdo que a areia de Osório, o ângulo de atrito seja superior ao da areia pura.

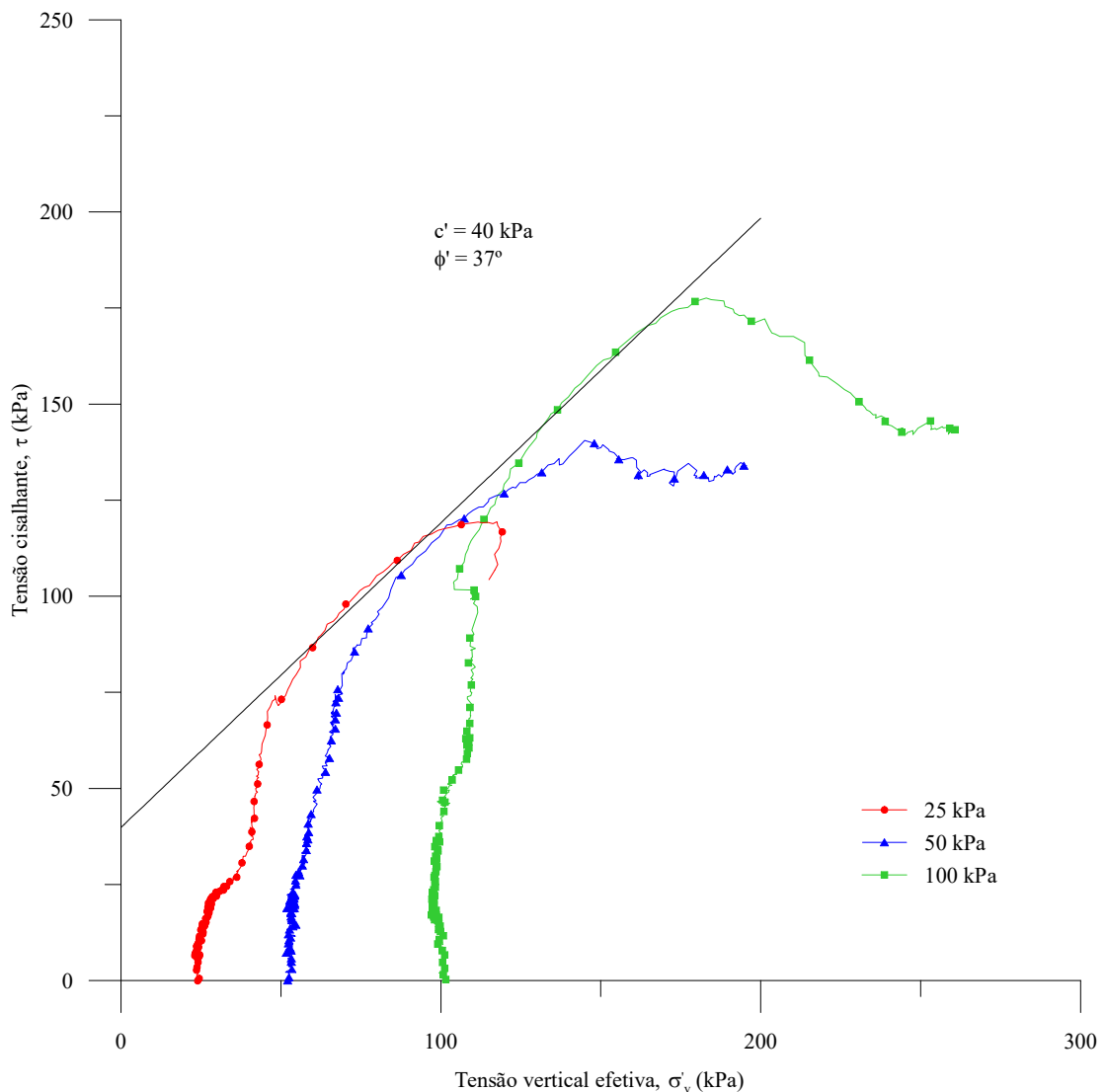


Figura 5.11 – Envoltória de resistência do material com η/Civ igual a 24.

Ao comparar os parâmetros obtidos nos dois tipos de amostras ensaiadas, pode-se observar que para o η/Civ menor, ou seja, com maior cimentação, há aumento do intercepto coesivo, o que é coerente, visto que há maior quantidade de cimento. Para o η/Civ menor, o ângulo de atrito se mostrou menor do que o obtido para o η/Civ maior. Um motivo possível para esta ocorrência é a dosagem, que é realizada a partir da massa dos materiais, ou seja, ao diminuir o η/Civ aumenta-se a quantidade de cimento e diminui a quantidade da matriz de solo, diminuindo o tamanho dos grãos e, conseqüentemente, diminuindo o ângulo de atrito.

Considerando o método proposto por Consoli (2013) mostrado no item 5.1.1, o ângulo de atrito obtido nos ensaios *simple shear* mostrou-se próximo ao obtido nos ensaios de resistência não confinada, mostrando que o método traz uma boa estimativa do ângulo de atrito do material.

5.4.2 Ensaio *Simple Shear* cíclicos

Os ensaios *simple shear* cíclicos foram utilizados para avaliação da rigidez do material ao longo dos ciclos. A análise da rigidez, G , se deu a partir da razão entre a amplitude das tensões cisalhantes e a amplitude das deformações cisalhantes em cada ciclo. Para que seja possível a análise em conjunto, os valores obtidos foram divididos pela tensão vertical efetiva inicial do ensaio, tornando adimensional. Na figura 5.12 pode-se visualizar os resultados obtidos nos ensaios. Pode-se notar que a degradação do material só é pronunciada nos níveis de carregamento mais elevados, porém não é considerada muito elevada.

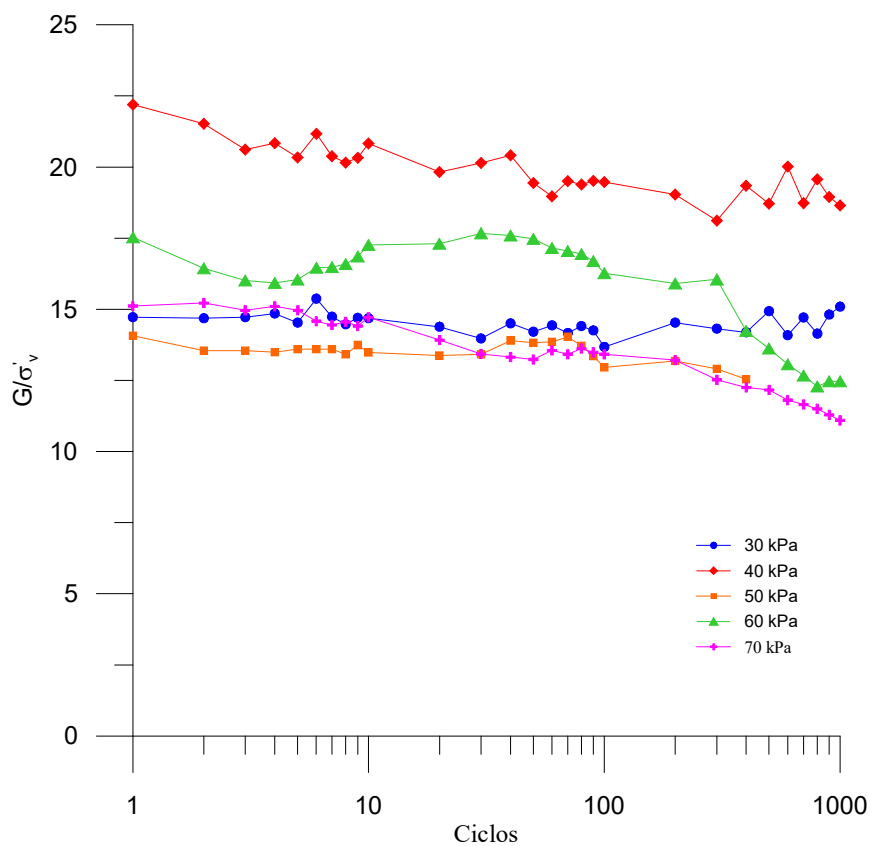


Figura 5.12 - Degradação do módulo cisalhante ao longo dos ciclos

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões obtidas a partir do programa experimental realizado para uma mistura de material natural e um resíduo. Serão também apresentadas sugestões para trabalhos futuros que possam contribuir para melhor compreensão do material.

6.1 Conclusões

A substituição de parte de um solo arenoso por resíduo de fresagem de pavimento asfáltico fino mostrou-se viável, visto que ao comparar os resultados obtidos na presente pesquisa com resultados presentes na literatura sem acréscimo de resíduo as resistências obtidas nos ensaios não confinados são iguais ou superiores.

A partir dos ensaios de resistência não confinada realizados, a relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) mostrou-se adequada para a análise da resistência à compressão simples e diametral da mistura de areia e RAP melhorada com cimento.

Os ensaios de rigidez à pequeníssimas deformações mostraram que é possível relacionar o valor da rigidez do material ao η/C_{iv} da mistura. Também pode-se concluir que a rigidez inicial obtida para o solo arenoso com RAP se encontra na mesma ordem de grandeza dos valores presentes na literatura para areia sem substituição de parte da matriz por resíduo.

Os ensaios de durabilidade mostraram que com o aumento do teor de cimento há diminuição da perda de massa ao longo dos ciclos. A partir de 5% de teor de cimento, a massa específica importa pouco na perda de massa, visto que para os três pontos de moldagem as perdas de massa foram muito próximas. Comparando os resultados obtidos nesta dissertação com ensaios de durabilidade em areia cimento presentes na literatura pode-se observar que para baixos teores de cimento a perda de massa se mostra semelhante ao longo dos ciclos, porém para altos teores de cimento a perda de massa é inferior ao material sem acréscimo de RAP.

Os ensaios *simple shear* monotônicos realizados mostraram que a inclusão de RAP na mistura areia-cimento influenciou positivamente no ângulo de atrito obtido, visto que está sendo acrescentado material mais graúdo na mistura. A parcela coesiva apresentou valores mais

elevados nos ensaios com menor η/C_{iv} . O comportamento do material mostra que com o aumento da tensão confinante há aumento da resistência de pico do material.

Os ensaios *simple shear* cíclicos mostraram que o material quando submetido a baixas tensões cisalhantes não apresenta grande degradação do módulo cisalhante ao longo dos ciclos, porém para tensões mais elevadas há degradação mais acentuada. Entretanto, as tensões testadas ao longo de 1000 ciclos não solicitaram o material até a ruptura do material.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

São sugeridos para maior compreensão deste material:

- a) Realização de ensaios com diferentes porcentagens de RAP na mistura para que seja possível a avaliação da influência da quantidade de resíduo no material;
- b) Realização dos ensaios realizados com acréscimo de fibras;
- c) Execução de ensaios *simple shear* em diferentes η/C_{iv} , a fim de ampliar o conhecimento do efeito do cimento e da porosidade no comportamento do material;
- d) Realização de ensaios *simple shear* cíclicos do tipo tensão controlada em areia cimentada sem acréscimo de fresado para comparação da degradação da rigidez do material ao longo dos ciclos.
- e) Aumento do número de ciclos do ensaio de tensão controlada para visualização da degradação do material até níveis mais elevados;
- f) Realização de ensaios *simple shear* cíclicos com deformação controlada para fim de comparação de resultados;
- g) Utilização do resíduo de pavimento asfáltico em outros tipos de solo para verificar a viabilidade do uso.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12024:2012: Solu-
cimento — Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento.** Rio de
Janeiro, 2012. 6 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12253:2012: Solo-
cimento — Dosagem para emprego como camada de pavimento — Procedimento.** Rio de
Janeiro, 2012. 3 p.
- ACI - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Report on soil cement.** Farmington Hills 2009.
- ANDERSEN, K. H., **Bearing capacity under cyclic loading — offshore, along the coast,
and on land.** Canadian Geotechnical Journal, 2009.
- ASPHALT RECYCLING AND RECLAIMING ASSOCIATION. **Basic Asphalt Recycling
Manual.** Annapolis, 2001.
- BERNUCCI, L.B; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação
Asfáltica – Curso básico para engenheiros.** Rio de Janeiro, 2008.
- BONFIM, V. **Fresagem de pavimentos asfálticos.** São Paulo, 2007.
- BORTOLOTTO, M. S. **Bender elements, ultrasonic pulse velocity, and local gauges for the
analysis of stiffness degradation of an artificially cemented soil.** 2017. Dissertação
(Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade
Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- CLOUGH, G. W., SITAR, N., BACHUS, R. C., RAD, N. S. **Cemented sands under static
loading.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1981.
- 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, New York: ASCE, v.133, n.2, p.197-205, 2007.
- CONSOLI, N. C.; CRUZ, R.C.; FLOSS, M.F.; FESTUGATO, L. **Parameters controlling
tensile and compressive strength of artificially cemented sand.** Journal of Geotechnical and
Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.136, p.759-763, 2010.
- CONSOLI, N. C., PASCHE, E., SPECHT, L. P., TANSKI, M. **Key parameters controlling
dynamic modulus of crushed reclaimed asphalt paving–powdered rock–Portland cement
blends.** Road Materials and Pavement Design, 2017.
- CONSOLI, N.C.; TOMASI, L.F. **The impact of dry unit weight and cement content on the
durability of sand–cement blends.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers -
Ground Improvement, 171(2): 96–102, 2018.

CORTE, M, B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. Dissertação de mestrado em Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

CORTE, M.B.; FESTUGATO, L.; CONSOLI, N.C. **Development of a Cyclic Simple Shear Apparatus**. Soils and Rocks, São Paulo, 2017.

CRUZ, R. C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DER – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS. **DER/PR ES-P 11/18 – Pavimentação – Solo-cimento e solo tratado com cimento**, Curitiba, 2018.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 2006.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 140/2010 – ES – Pavimentação – Sub-base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço**, Rio de Janeiro, 2010¹.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 141/2010 – ES – Pavimentação – Base estabilizada granulométricamente – Especificação de serviço**, Rio de Janeiro, 2010².

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 143/2010 – ES – Pavimentação – Base de solo-cimento – Especificação de serviço**, Rio de Janeiro, 2010³.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 167/2013 – ES – Pavimentação – Reciclagem profunda de pavimentos ‘in-situ’ com adição de cimento Portland – Especificação de serviço**, Rio de Janeiro, 2013.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Glossário de termos técnicos**. Rio de Janeiro, 2017.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 181/2018 ME – Pavimentação – Material estabilizado quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio** Rio de Janeiro, 2018.

FEDRIGO, W. **Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: Definição das bases para um método de dosagem**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

FEDRIGO, W., NÚÑEZ, W. P., SCHREINERT, G. G., KLEINERT, T. R., MATUELLA, M. F. LÓPEZ, M. A. C., CERATTI, J. A. P. **Flexural strength, stiffness and fatigue of cement-**

treated mixtures of reclaimed asphalt pavement and lateritic soil. Road Materials and Pavement Design, 2019¹.

FEDRIGO, W., NÚÑEZ, W. P., FERNANDES, D. P., MALABARBA, L., CERATTI, J. A. P., BRITO, L. A. T. **Effects of RAP residual asphalt binder type, content and ageing on the mechanical behaviour of cold recycled cement-treated mixtures,** Road Materials and Pavement Design, 2019².

FESTUGATO, L. **Comportamento mecânico de hidratação e resposta cisalhante cíclica de 564 resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras.** 2011. 221 f. Tese (Doutorado em 565 Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

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

FESTUGATO, L.; CONSOLI, N. C.; FOURIE, A. (2015). **Cyclic shear behavior of fibre-reinforced mine tailings.** Geosynthetics International, v. 22, n. 2, p. 196-206.

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

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

GODOY, V.B. **Desempenho de Misturas de Distintos Materiais com Cinza Volante e Cal Submetidas a Condições Climáticas Severas.** 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

GRILLI, A., BOCCI, E., GRAZIANI, A. **Influence of reclaimed asphalt content on the mechanical behaviour of cement-treated mixtures.** Road Materials and Pavement Design, 2013.

HUANG, J. T., AIREY, D. W. **Properties of artificially cemented carbonate sand.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1998.

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

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

LEROUEIL, S., VAUGHAN, P. R. **The general and congruent effects of structure in natural soil and weak rocks.** Géotechnique, 1990.

LOPEZ, M. A. C. **Reciclagem de pavimentos flexíveis com adição de cimento Portland: estudo de fadiga através do ensaio de flexão em viga quatro pontos.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2016.

MATHIAS, V., SEDRAN, T., LARRARD, F. **Modelling of Mechanical Properties of Cement Concrete Incorporating Reclaimed Asphalt Pavamente.**

MEDINA, J; MOTTA, L M G. **Mecânica dos Pavimentos.** 2. ed. Rio de Janeiro: Editora Ufrj, 2005. 574 p.

MITCHELL, J. K., SOLYMAR, Z. V. **Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand.** Journal of Geotechnical Engineering, 1984.

PASCHE, E. **Estudo da resistência e da rigidez de uma mistura de material fresado e pó de pedra com a adição de cimento.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PINTO, C. S. P. **Curso básico de Mecânica dos Solos.** Oficina de texto, 2011.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION – PCA. **Guide to full-depth reclamation (FDR) with cement.** Illinois, 2005.

SPETCH, L. P. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação.** 2000. 132 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

VENSON, G. I. **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada.** 2015. 158 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

XIAO, F., AMIRKHANIAN, S., JUANG, C. H. **Rutting Resistance of Rubberized Asphalt Concrete Pavements Containing Reclaimed Asphalt Pavement Mixtures.** Journal of Materials in Civil Engineering, 2007.