

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 com adição de cimento e fibras**

Estéfano da Silva Menger

Porto Alegre
2020

CIP - Catalogação na Publicação

Menger, Estéfano

Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico com adição de cimento e fibras / Estéfano Menger. -- 2020.

138 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. rap. 2. melhoramento de solos. 3. simple shear. 4. fibras. I. Festugato, Lucas, orient. II. Título.

ESTÉFANO DA SILVA MENGER

Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico com adição de cimento e fibras

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

Porto Alegre

2020

ESTÉFANO DA SILVA MENGER

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

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

Porto Alegre, 17 de dezembro 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^ª. Monica Prezzi (Purdue)
Ph.D. pela University of California, Berkeley, EUA

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

Prof. Sérgio Filipe Veloso Marques (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

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

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, gostaria de agradecer aos meus pais e minha irmã Amanda, que sempre estiveram presentes na minha vida e que sem eles não teria sido possível todas as minhas conquistas.

Agradeço ao Prof. Lucas Festugato pela atenção disponibilizada e ter sido um incrível professor e orientador desde à época da graduação. Ao professor Sérgio, que, sem a ajuda dele, metade dos ensaios *simple shear* teria dado problema.

Agradeço aos amigos do LEGG: Mozara, Hugo, Gonçalo, Gustavo, Dudi, Mariana, Cleclê, Dio, Paulo, João, Renato, Marina, Lenon, Sérgio, Vinícius e David, por todos os *happy hours* no Sparks/Malvadeza/Heilige. Sei que o distanciamento social nessa pandemia prejudicou, mas as memórias e os contatos vão ficar pra sempre.

Agradeço aos colegas: Luana, Matheus, Rosanne, Carol, Gio, Gracie, e todos os outros que tornaram as disciplinas do 1º ano e as estadias no laboratório mais divertidas, obrigado a todos.

Agradeço ao demais amigos, que incentivaram e comemoraram comigo durante toda minha trajetória acadêmica.

Meus sinceros agradecimentos em especial ao Thales, e ao João que se disponibilizaram e ajudaram muito na realização das moldagens e ensaios.

Agradeço a CAPES pela bolsa de estudos que possibilitou a minha total dedicação ao mestrado e esse tempo de pesquisa.

Enfim gostaria de agradecer profundamente a todos que de alguma forma contribuíram com este trabalho, principalmente todos os demais professores da UFRGS, seja por orientação técnica, ou por amizade.

LEIA O LIVRO
Sebastião Rodrigues Maia

RESUMO

MENGER, E. **Comportamento Mecânico De Uma Mistura De Solo Arenoso E Material Fresado Asfáltico Com Adição De Cimento E Fibras.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nos métodos comumente utilizados de restauração e reabilitação de rodovias inclui-se o processo de fresagem na maior parte deles. Este processo compreende a retirada de qualquer porção danificada e possibilita, posteriormente, a colocação de um novo revestimento. Este processo gera o chamado *material fresado asfáltico*, que, apesar das inúmeras maneiras de reutilização, acaba por ser subutilizado ou mesmo descartado. Tendo em vista que este material é, portanto, um rejeito, expandiu-se reiteradamente o conhecimento tecnológico deste a fim de diminuir os impactos econômicos e ambientais com a reintegração do material à construção de novas rodovias e ao reparo de rodovias já existentes. Apresenta-se então a alternativa de melhorar as condições de solos naturais com a inclusão de novos elementos, e com a inclusão do material fresado asfáltico, verificar a viabilidade da reinclusão deste material como, por exemplo, na camada de subleito. Neste trabalho, foi avaliado o melhoramento da mistura de solo arenoso fino, cimento Portland e material fresado asfáltico quando da inclusão de fibras, expandindo pesquisas anteriores nas possibilidades de reutilização deste rejeito. O programa experimental estabelecido nesta pesquisa teve o objetivo de avaliar o comportamento mecânico desta mistura, foram feitas amostras de 70% de areia de Osório e 30% material fresado asfáltico, acrescidos de cimento Portland nos teores 3%, 5%, 7% e 9%, e a inclusão de 0,5% de fibras nos pesos específicos secos de 16,4 kN/m³ 17,2 kN/m³ e 18,0 kN/m³. Foram realizados ensaios de resistência não confinada, velocidade de onda, durabilidade à ciclos de molhagem/secagem e ensaios *simple shear* monotônicos e cíclicos. Os resultados confirmaram a possibilidade de reintegração do material na construção e reparo de rodovias, de acordo com os critérios de projeto. E, em linhas gerais, percebeu-se um acréscimo relevante das resistências encontradas, concomitante a um decréscimo do módulo de rigidez ao cisalhamento, além da adequação esperada do parâmetro porosidade / teor volumétrico de cimento na dosagem e a diminuição da perda de massa nos ensaios de durabilidade.

Palavras-chave: *material fresado asfáltico, rap, melhoramento de solos, cimento Portland e fibras, ensaios simple shear.*

ABSTRACT

MENGER, E. **Comportamento Mecânico De Uma Mistura De Solo Arenoso E Material Fresado Asfáltico Com Adição De Cimento E Fibras.** 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

In the commonly used methods of restoration and rehabilitation of highways, the milling process is included in most of them, this process comprises the removal of any damaged portion and makes it possible to subsequently place a new coating. Such process also generates the so-called *reclaimed asphalt pavement*, which, despite the numerous ways of reuse, ends up being underused or even discarded. Bearing in mind that this material is, therefore, a waste material, its technological knowledge has been repeatedly expanded in order to reduce the overall economic and environmental impact by reintegrating it to the construction of new highways and the repair of existing ones. An alternative is then presented to improve the conditions of natural soils with the inclusion of new elements, and along the inclusion of reclaimed asphalt pavement material, also to verify the feasibility of reincluding this material, for example, in the subgrade layer. In this work, the improvement of the mixture of fine sandy soil, Portland cement and reclaimed asphalt pavement with the inclusion of fibers was evaluated, expanding previous research on the possibilities of reusing this waste material. The experimental program established in this research had the objective of evaluating the mechanical behavior of these mixtures: samples made of 70% of Osório sand and 30% reclaimed asphalt pavement, Portland cement in the contents 3%, 5%, 7% and 9 %, and the inclusion of 0.5% of fibers in the dry specific weights of 16.4 kN / m³ 17.2 kN / m³ and 18.0 kN / m³. Tests of unconfined resistance, wave speed, durability of wetting / drying cycles and monotonic and cyclic simple shear tests were performed. The results confirmed the possibility of reintegrating the material in the construction and repair of highways, according to the design criteria. And, in general, it was noticed a relevant increase in the resistances found, concomitant to a decrease in the shear stiffness module, as well as the expected adequacy of the porosity / volumetric cement content parameter in the dosage and the decrease in mass loss in the durability tests.

Key-words: *reclaimed asphalt pavement, soil improvement, Portland cement and fibers, simple shear tests*

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Carta de classificação para solos tropicais MCT (BALBO, 2007)	8
Figura 2.2 - Perda de massa acumulada em ciclos de molhagem/secagem de uma areia cimentada (CONSOLI e TOMASI, 2018).	10
Figura 2.3 - Curva tensão-deformação e resposta volumétrica de uma areia cimentada (SCHNAID <i>et al.</i> , 2001).	13
Figura 2.4 - Parâmetros de resistência de uma areia cimentada com distintos percentuais de cimento (WANG e LEUNG, 2008).	14
Figura 2.5 - Resistência à compressão simples por teor de cimento (FOPPA, 2005).....	14
Figura 2.6 - Módulo de cisalhamento inicial para solos cimentados (CONSOLI <i>et al.</i> , 2012)	15
Figura 2.7 - Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade em três tempos de cura (2, 7 e 28 dias). (CONSOLI <i>et al.</i> 2010)	23
Figura 2.8 - Resistência à compressão simples em função da razão de Larnach. (LARNACH, 1960, apud FOPPA 2005).....	24
Figura 2.9 - Variação da resistência à compressão simples em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento para três tempos de cura (2, 7 e 28 dias) (CONSOLI <i>et al.</i> , 2010)	26
Figura 2.10 - Envoltória de ruptura de Mohr (LAMBE e WHITMAN, 1969).....	27
Figura 2.11 - Círculos de Mohr para ensaios de compressão simples e compressão diametral (CONSOLI, 2014).	28
Figura 2.12 - Efeito da tensão confinante: (a) Cura sem tensão. (b) Cura sob tensão. (CONSOLI <i>et al.</i> 2000)	30
Figura 2.13 - Comportamento à diferentes carregamentos cíclicos. (BENAHMED, 2001)..	34
Figura 2.14 - Comportamento à diferentes carregamentos cíclicos (COLLINS <i>et al.</i> 1993; WERKMEISTER <i>et al.</i> 2005)	35
Figura 3.1 - Curva granulométrica da Areia de Osório.....	38
Figura 3.2 - BR-116/RS e BR-290/RS (adaptado de OpenStreetMap.org)	39
Figura 3.3 - Equipamento realizando serviço de fresagem(a) e detalhe do tambor de fresagem (b). (LUZZI, 2019).....	40
Figura 3.4 – Curva granulométrica do material fresado (a), fração inferior à 2 mm (b).	40
Figura 3.5 - Curva granulométrica da composição (SILVA, 2020).....	42
Figura 3.6 - Curva de compactação: sem fibra (A+R) e com fibra (A+R+F).....	43
Figura 3.7 - Ensaio de compressão simples.	45
Figura 3.8 - Ensaio de compressão diametral.	46
Figura 3.9 – Ensaio de flexão.....	47
Figura 3.10 - Corpos-de-prova de durabilidade: na estufa (a), prontas para imersão (b).	48
Figura 3.11 – Ensaio típico em uma barra de calibração (adaptado de KHAN <i>et al.</i> , 2006). ..	49
Figura 3.12 - Ensaio de velocidade de onda, nas amostras de resistência (a), em uma amostra de durabilidade (b).	50
Figura 3.13 - Estado de tensões ideais de um elemento sob ensaio (DOHERTY e FAHEY, 2011).	51

Figura 3.14 - Ensaio <i>simple shear</i> : (a) visão geral da câmara (b) amostra.	52
Figura 4.1 - Resistência à compressão simples como função do teor de cimento.	55
Figura 4.2 - Resistência à compressão simples como função da porosidade.	55
Figura 4.3 - Resistência à compressão simples como função do parâmetro η_{civ}	56
Figura 4.4 - Resistência à compressão diametral como função do teor de cimento.	57
Figura 4.5 - Resistência à compressão diametral como função da porosidade.	58
Figura 4.6 - Resistência à compressão diametral como função do parâmetro η_{civ}	59
Figura 4.7 - Resistência à flexão como função do teor de cimento.	60
Figura 4.8 - Resistência à flexão como função da porosidade.	61
Figura 4.9 - Resistência à flexão como função do parâmetro η_{civ}	61
Figura 4.10 - Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos.	62
Figura 4.11 - Perda de massa característica ao longo dos ciclos.	63
Figura 4.12 - Módulo p-wave como função do parâmetro η_{civ}	64
Figura 4.13 - Módulo de cisalhamento como função do parâmetro η_{civ}	65
Figura 4.14 - Módulo de elasticidade (Young) como função do parâmetro η_{civ}	65
Figura 4.15 - Módulo de cisalhamento como função da resistência à tração por compressão diametral e da resistência à compressão simples.	66
Figura 4.16 - Módulo de cisalhamento como função do número de ciclos de durabilidade.	67
Figura 4.17 - Módulo p-wave como função do número de ciclos de durabilidade.	67
Figura 4.18 - Ensaio η_{civ} 15, p' 25 kPa.	69
Figura 4.19 - Ensaio η_{civ} 15, p' 50 kPa.	70
Figura 4.20 - Ensaio η_{civ} 15, p' 100 kPa.	71
Figura 4.21 - Ensaio η_{civ} 24, p' 25 kPa.	72
Figura 4.22 - Ensaio η_{civ} 24, p' 50 kPa.	73
Figura 4.23 - Ensaio η_{civ} 24, p' 100 kPa.	74
Figura 4.24 - Comparação da onda teórica e da onda real (ensaio $\tau\sigma'v$ 0,4)	75
Figura 4.25 - Ensaio $\tau\sigma'v$ 0,3.	77
Figura 4.26 - Ensaio $\tau\sigma'v$ 0,4.	78
Figura 4.27 - Ensaio $\tau\sigma'v$ 0,5.	79
Figura 4.28 - Ensaio $\tau\sigma'v$ 0,6.	81
Figura 4.29 - Ensaio $\tau\sigma'v$ 0,7.	82
Figura 5.1 - Comparação dos resultados de resistência não confinada como função do parâmetro η_{civ}	83
Figura 5.2 - Comparação do material sem fibra e com fibra em termos de resistência à compressão simples (a), resistência à compressão diametral (b) e resistência à tração na flexão (c).	86
Figura 5.3 - Curvas de tendência para o comportamento das misturas de areia-cimento (A+C), areia, cimento e RAP (A+C+RAP) e areia, cimento, rap e fibra (A+C+RAP+F) em ensaios não-confinados.	88
Figura 5.4 - Comparativo entre módulo de cisalhamento à pequenas deformações da mistura sem e com inclusão de fibras.	90

Figura 5.5 - Curvas de tendência dos resultados de módulo de cisalhamento à pequenas deformações para areia-cimento (A+C), areia-cimento-RAP (A+C+RAP) e areia-cimento-RAP-fibra (A+C+RAP+F).....	90
Figura 5.6 - Comparação ciclos de durabilidade para a mistura sem fibra e com inclusão de fibra.....	91
Figura 5.7 - Curvas de tendência para a perda de massa em ensaios de durabilidade molhagem/secagem nos ciclos 6 e 12 para a areia-cimento (A+C), areia-cimento-RAP (A+C+RAP) e areia-cimento-RAP-fibra (A+C+RAP+F).	92
Figura 5.8 - Perda de massa característica como função do parâmetro η_{civ} para a areia-cimento (A+C), areia-cimento-RAP (A+C+RAP) e areia-cimento- <i>rap</i> -fibra (A+C+RAP+F).	93
Figura 5.9 - $\tau \times \gamma : \eta_{civ} 15$	94
Figura 5.10 - $q \times p' : \eta_{civ} 15$	94
Figura 5.11 - $\tau \times \sigma'v : \eta_{civ} 15$	95
Figura 5.12 - $\tau \times \gamma : \eta_{civ} 24$	96
Figura 5.13 - $q \times p' : \eta_{civ} 24$	96
Figura 5.14 - $\tau \times \sigma'v : \eta_{civ} 24$	97
Figura 5.15 - <i>Gt</i> angente $x \gamma$ – ensaios monotônicos	98
Figura 5.16 – Comparação das envoltórias : $\eta_{civ} 15$	99
Figura 5.17 – Comparação das envoltórias : $\eta_{civ} 24$	99
Figura 5.18 – Comparação <i>Gt</i> angente $x \gamma$ – $\eta_{civ} 15$ (Com fibra e sem fibra).....	101
Figura 5.19 – Comparação <i>Gt</i> angente $x \gamma$ – $\eta_{civ} 24$ (Com fibra e sem fibra).....	101
Figura 5.20 – $\tau \times \sigma'v$: Sobreposição dos ensaios cíclicos.....	102
Figura 5.21 – $q \times p'$: Sobreposição dos ensaios cíclicos.....	103
Figura 5.22 – $\Delta\gamma$ em função do número de ciclos.....	104
Figura 5.23 – $G\sigma'v$ em função do número de ciclos	104
Figura 5.24 – Comparação $\Delta\gamma$ nos ensaios cíclicos, com e sem fibras.....	106
Figura 5.25 – Comparação $G\sigma'v$ nos ensaios cíclicos, com e sem fibras	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Emprego comum de solos tropicais em rodovias brasileiras.....	8
Tabela 2.2 - Critérios da PCA para dosagem de misturas solo-cimento.....	10
Tabela 2.3 - Ângulo de atrito e intercepto coesivo para Areia de Osório.....	31
Tabela 2.4 - Ângulo de atrito e intercepto coesivo para Areia de Osório cimentada.	32
Tabela 2.5 - Ângulo de atrito e intercepto coesivo para Areia de Osório com outros melhoramentos.....	32
Tabela 3.1 - Índices físicos da Areia de Osório	39
Tabela 5.1 - Análise de variância da resistência à compressão simples.	84
Tabela 5.2 - Análise de variância da resistência à tração por compressão diametral.	85
Tabela 5.3 - Análise de variância da resistência à tração por flexão.	85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ALM	<i>Accumulated loss of mass</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway Transportation Officials</i>
ACI	<i>American Concrete Institute</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BGS	Brita graduada simples
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CPV	Cimento Portland tipo V
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EUA	Estados Unidos da América
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
MCT	Mini-compactação tropical
MCV	Moisture Condition Value
PDP	Pó de pedra
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
RAP	<i>Reclaimed Asphalt Pavement</i> – material fresado asfáltico
RCS	Resistência à compressão simples
RCD	Resistência à tração por compressão diametral
RTF	Resistência à tração por flexão
USCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

φ'	Ângulo de atrito
R^2	Coefficiente de determinação
λ	Coefficiente de Lamé
ν	Coefficiente de Poisson
c'	Coesão, ou intercepto coesivo
e	Índice de vazios
G_0	Módulo de cisalhamento inicial
B_0	Módulo de corpulência (Bulk) inicial
E_0	Módulo de elasticidade (Young) inicial
M_0	Módulo <i>p-wave</i> , ou <i>constraint modulus</i>
γ_d	Peso específico seco
η	Porosidade
ξ	Razão tração por compressão não confinados
σ_c	Resistência à compressão
σ_t	Resistência à tração
q	Tensão desvio
q_u	Tensão máxima de compressão não confinada
q_t	Tensão máxima de tração por compressão diametral
p'	Tensão média normal
C	Teor de cimento
c_{iv}	Teor volumétrico de cimento
V_p	Velocidade da onda-p
V_s	Velocidade da onda-s

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	i
LISTA DE TABELAS	iv
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	v
LISTA DE SÍMBOLOS	vi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 OBJETIVOS	2
1.1.1 <i>Objetivo Geral</i>	2
1.1.2 <i>Objetivos específicos</i>	2
1.1.3 <i>Organização do trabalho</i>	3
2 REFERENCIAL TEÓRICO	4
2.1 CONTEXTO DA PAVIMENTAÇÃO	4
2.2 MATERIAL FRESADO ASFÁLTICO	4
2.3 SOLOS SEDIMENTARES	6
2.4 SOLOS COMO BASE E SUB-BASE DE RODOVIAS	7
2.5 MELHORAMENTO DE SOLOS	9
2.5.1 <i>Misturas Solo-Cimento</i>	9
2.5.2 <i>Misturas Solo-RAP</i>	16
2.5.3 <i>Misturas Solo-Cimento-RAP</i>	17
2.5.4 <i>Misturas Solo-Fibra</i>	19
2.5.5 <i>Misturas Solo-Cimento-Fibra</i>	20
2.5.6 <i>Misturas Cimento-Fibra-RAP</i>	21
2.5.7 <i>Outros efeitos relevantes</i>	22
2.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS CIMENTADOS	26
2.6.1 <i>Conceitos gerais</i>	26
2.6.2 <i>Efeito da tensão de confinamento</i>	29
2.6.3 <i>Pesquisas realizadas com Areia de Osório</i>	30
2.7 CARREGAMENTO CÍCLICO.....	32
3 PROGRAMA EXPERIMENTAL	36
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	36
3.2 MATERIAIS	38
3.2.1 <i>Solo</i>	38
3.2.2 <i>Material Fresado Asfáltico</i>	39
3.2.3 <i>Cimento Portland</i>	40
3.2.4 <i>Fibras</i>	41
3.2.5 <i>Água</i>	41
3.2.6 <i>Composição</i>	41

3.3	MÉTODOS	43
3.3.1	Preparação de amostras.....	43
3.3.2	Ensaio de resistência à compressão (simples/não-confinada).....	44
3.3.3	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	45
3.3.4	Ensaio de resistência à tração por flexão	46
3.3.5	Ensaio de molhagem/secagem.....	47
3.3.6	Ensaio de velocidade de onda	48
3.3.7	Ensaio simple shear.....	50
4	RESULTADOS.....	54
4.1	RESISTENCIA À COMPRESSÃO SIMPLES	54
4.1.1	Efeito do teor de cimento	54
4.1.2	Efeito da porosidade.....	54
4.1.3	Efeito do parâmetro η_{civ}	56
4.2	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	57
4.2.1	Efeito do teor de cimento	57
4.2.2	Efeito da porosidade.....	58
4.2.3	Efeito do parâmetro η_{civ}	59
4.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR FLEXÃO	59
4.3.1	Efeito do teor de cimento	59
4.3.2	Efeito da porosidade.....	60
4.3.3	Efeito do parâmetro η_{civ}	60
4.4	DURABILIDADE À MOLHAGEM/SECAGEM.....	62
4.5	MÓDULOS A PEQUENAS DEFORMAÇÕES	64
4.6	ENSAIOS SIMPLE SHEAR.....	68
4.6.1	Ensaio monotônicos	68
4.6.2	Ensaio cíclicos.....	75
5	ANÁLISE E DISCUSSÃO.....	83
5.1	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA NÃO-CONFINADA	83
5.1.1	Considerações gerais	83
5.1.2	Influência da inclusão de fibras	85
5.2	RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES	89
5.3	DURABILIDADE.....	91
5.4	ENSAIOS SIMPLE SHEAR.....	93
5.4.1	Ensaio monotônicos	94
5.4.2	Ensaio cíclicos.....	102
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	108
6.1	CONCLUSÕES	108
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	109
	REFERÊNCIAS.....	110

1 INTRODUÇÃO

A malha rodoviária brasileira promove a integração logística entre diferentes modais de transporte, e, é também o modal mais presente na cadeia produtiva, sendo amplamente utilizado para escoar a produção industrial. A ampla utilização deste meio de transporte acarreta em danos ao pavimento, gerando a necessidade de manutenção da via. Um dos principais determinantes do desempenho mecânico e mesmo econômico é o estado de manutenção da via: a qualidade do pavimento influencia na preservação de vidas e reduz os custos rodoviários relacionados aos veículos.

Desta forma, é importante a contínua realização de reparos e restaurações a fim de corrigir os defeitos nos pavimentos. Os métodos de restauração de superfície mais empregados hoje em dia são a execução de uma camada asfáltica adicional sobre o revestimento existente, e a fresagem com recomposição do revestimento asfáltico.

Segundo Bonfim (2007), a fresagem consiste na realização de um corte do revestimento asfáltico. Entretanto, este procedimento gera uma grande quantidade de resíduo nas obras de restauração de rodovias que é denominado de material fresado asfáltico ou somente *fresado*, que é constituído por agregado (grãos e miúdos) e CAP (Cimento Asfáltico de Petróleo). A reutilização do fresado é dependente de suas características, sendo comumente reciclado e reincorporado ao revestimento de superfície, no entanto, devido às grandes quantidades relacionadas ao método de fresagem, falta de especificações de projeto integrado, especificações normativas e a qualidade do pavimento original este resíduo acaba por ser subutilizado e frequentemente descartado, às vezes de maneira irregular incorrendo em danos ao meio ambiente.

Pesquisas relacionadas à reutilização de materiais que contém a presença de ligante asfáltico tiveram início na década de 1970 (ZAUMANIS *et al.*, 2016), mas apesar disso as especificidades de cada obra requerem mais soluções de utilização. Dentre os diversos estudos que abordaram metodologias a fim de reutilizar este resíduo, destaca-se a reciclagem com adição de cimento Portland como uma alternativa com bom custo-benefício para a recuperação de pavimentos (PCA, 2020).

Conforme Foppa (2005), a técnica de melhoramento de solos através da adição de cimento Portland vem sendo empregada com sucesso na construção de bases de pavimentos. O cimento

Portland é utilizado nesse contexto como agente ligante pois, mesmo em pequenas quantidades, é capaz de proporcionar um ganho considerável na resistência mecânica do material.

Pasche (2016) estudou a reutilização do material fresado com a mistura de cimento Portland e pó-de-pedra (PDP), considerando o resultado satisfatório para a utilização em bases de pavimentos. Similarmente, Silva (2020) analisou as características mecânicas da mistura da parte fina do resíduo e areia de Osório com adição de cimento Portland, avaliação que mostrou sua viável utilização nas aplicações propostas. Esta e outras pesquisas relacionando misturas de solo-fresado têm se tornado cada vez mais frequentes na busca da compreensão do comportamento do material.

Além disso, a investigação da reutilização de fresado, combinado com cimento Portland, e fibras sintéticas e/ou naturais se mostrou interessante recentemente, explorando métodos promissores de melhoramento. Hoyos *et al.* (2011) avaliaram como tecnicamente viável a utilização de uma mistura fresado-cimento-fibra como base de pavimento em relação às normativas presentes no estado do Texas (EUA). De forma geral, o melhoramento com fibras tem um papel no controle da propagação de fissuras, aumenta a resistência à tração destas, assim como sua tenacidade e resiliência (TAYLOR, 1994). No entanto, comprova-se a ausência de material acadêmico referente à utilização de misturas solo-fresado melhorado com cimento e fibras.

Dentro deste tema, o presente trabalho visa estender o estudo de Silva (2020) com a adição de fibras. Para isso, foram estudadas as características do material, as propriedades mecânicas, como resistência não confinada a compressão, compressão diametral e flexão, a rigidez inicial a pequenas deformações, a durabilidade desse material quando submetido a condições severas e o comportamento frente solicitações multiaxiais monotônicas e cíclicas.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral deste trabalho é investigar o comportamento de misturas de solo arenoso e resíduo de material asfáltico fresado, de forma a facilitar e proporcionar melhores condições de utilização .

1.1.2 Objetivos específicos

Este trabalho abordará os seguintes objetivos específicos:

- a) Avaliar a influência do teor de cimento da mistura no comportamento mecânico;
- b) Avaliar a influência da compactação isolada da mistura no comportamento mecânico;
- c) Avaliar a influência da inclusão de fibras da mistura no comportamento mecânico;
- d) Avaliar a degradação das misturas;
- e) Avaliar o comportamento cíclico em condições planas de deformação.

1.1.3 Organização do trabalho

O presente trabalho é dividido em seis capítulos, os quais:

Capítulo 1: apresentação da justificativa e introdução ao estudo, assim como os objetivos visados no programa experimental.

Capítulo 2: aborda o assunto através de uma revisão bibliográfica relacionada a solos melhorados com cimento e também de solos melhorados com cimento e fibra, assim como a utilização de resíduos de pavimentos asfálticos fresados, com enfoque no comportamento mecânico das misturas.

Capítulo 3: descreve o programa experimental, caracterizando as especificidades dos materiais utilizados, definindo as variáveis investigadas, seccionando os diferentes grupos de ensaios e explana sobre os métodos de ensaios utilizados.

Capítulo 4: são apresentados os resultados obtidos nos ensaios realizados individualmente.

Capítulo 5: discute os resultados obtidos de forma agregada e de modo comparativo, de forma a elaborar uma compreensão do comportamento do material.

Capítulo 6: são apresentadas as conclusões obtidas ao término desta pesquisa, propõe-se também sugestões de trabalho futuros.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CONTEXTO DA PAVIMENTAÇÃO

O pavimento é uma estrutura composta por camadas sobrepostas de espessuras finitas, com a finalidade de resistir aos esforços solicitantes pelo tráfego de veículos e ao clima, além de facilitar boas condições de rolamento, maximizando a segurança, a economia e o conforto dos usuários (SENÇO, 1997). Classificam-se tradicionalmente os pavimentos em flexíveis e rígidos, comumente utilizando concreto asfáltico e concreto de cimento Portland respectivamente. Cada camada do pavimento possui uma ou mais funções específicas, que devem proporcionar aos veículos condições adequadas de rolamento e suporte. De acordo com Bernucci *et al.* (2008), os pavimentos asfálticos são constituídos por quatro camadas principais, tais como, reforço de subleito, sub-base, base e revestimento.

Filho e Rocha (2018) avaliaram os custos de pavimentos flexíveis no Brasil, necessitando de alguma medida de manutenção a cada três a cinco anos. Uma das formas para a correção dos defeitos nos pavimentos é a restauração, sendo bastante empregada atualmente, assim como a fresagem do revestimento asfáltico e ainda recomposição com um novo revestimento asfáltico.

A fresagem do pavimento é uma etapa na técnica de restauração, podendo ou não levar à reciclagem do material obtido. A fresagem consiste no corte ou no desbastamento, a quente ou a frio, de uma superfície asfáltica. No método a frio ocorre quebra de parte dos agregados na profundidade de corte, alterando a curva granulométrica do material existente na pista, já no método a quente é realizado o pré-aquecimento asfáltico onde o aquecimento da estrutura facilita o corte e não altera significativamente a granulometria do material (BONFIM, 2007). Além disso, continua Bonfim (2007), a fresagem pode ser classificada em função da profundidade do corte realizado, sendo elas: superficial, rasa e profunda. E também em relação a rugosidade resultante da pista: padrão, fina e microfresagem.

2.2 MATERIAL FRESADO ASFÁLTICO

O material fresado asfáltico, ou RAP do inglês *Reclaimed Asphalt Pavement*, geralmente é gerado a partir de fresagem, da remoção de pavimentos em profundidade e de resíduo gerados na usina de asfalto empregado a quente (COPELAND, 2011).

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 *Federal Highway Administration* (FHWA) do Departamento de Transportes dos EUA estabeleceu metas para o aumento da utilização do RAP, a reutilização do material asfáltico tem diversos pontos positivos tanto ambientais quanto econômicos. O RAP é mais comumente utilizado como um substituto ao agregado e ao ligante de asfalto virgem na pavimentação com asfalto reciclado, mas também é usado na base granular ou na sub-base, na estabilização de base granular, e em aterros e outras obras de terra relacionadas às rodovias (COPELAND, 2011).

A fresagem é uma parte importante da reabilitação do pavimento, usada para remover qualquer camada superior deteriorada do pavimento existente a uma determinada profundidade. O processo envolve máquinas que moem, coletam e carregam o RAP em um caminhão para transporte. Geralmente, o fresado é muito consistente e pode ser usado em novas misturas sem ser mais peneirado ou triturado, economizando custos de processamento (COPELAND, 2011).

Quanto maior o dano ao pavimento antes da reciclagem, maiores serão as alterações nas propriedades do ligante. À medida que o ligante reage e perde alguns de seus componentes durante o processo de envelhecimento, seu comportamento reológico difere naturalmente dos materiais virgens (AL-QADI *et al.* 2007)

O material moído de fontes rastreáveis pode ter propriedades muito consistentes e pode não exigir processamento adicional. em alguns casos, pode ser desejável fracionar o RAP de origem rastreável para remover partículas de tamanho grande ou separá-lo em estoques grossos e finos para maximizar a quantidade de RAP que pode ser usada em misturas específicas (COPELAND, 2011).

O fracionamento é o ato de processar e separar o RAP em pelo menos dois tamanhos, geralmente uma fração grossa (superior a 1/2 ou 3/8 polegadas (12,5 ou 9,5 mm)) e uma fração fina (inferior a 1/2 ou 3/8 de polegada). O processo de fracionamento também pode servir para remover agregados finos, com baixo conteúdo de asfalto, e reter os agregados grossos com alto teor de asfalto (SHANNON *et al.* 2017)

O material estocado sem fracionamento geralmente contém porcentagens relativamente altas de material que passa na peneira nº 200 (0,075 mm) como resultado das operações de fresagem e/ou trituração (CHESNER *et al.* 1998). Isso pode limitar a quantidade de RAP que pode ser usada em uma mistura que visa atender a proporção de poeira/asfalto e/ou quantidade de vazios,

fatores importantes no design da mistura a ser utilizada. A gradação do agregado virgem deve compensar isso. Usar mais da porção grossa do RAP fracionado pode ajudar, assim como lavar o agregado ou remover a poeira na planta durante a produção (COPELAND, 2011).

Segundo Specht *et al.* (2013), a correção granulométrica do material fresado aliado a compactação mecânica aumenta a resistência ao cisalhamento e a rigidez do material, ambos os incrementos são interessantes do ponto de vista estrutural e terão reflexos no desempenho. De acordo com o Asphalt Institute (1986), o material fresado quando reutilizado para revestimento de superfície é recuperado através da incorporação de agentes rejuvenescedores, e sua granulometria é corrigida pela associação com materiais virgens (AI, 1986). Quando o RAP é utilizado para base e/ou sub-base, a granulometria é corrigida e suas propriedades melhoradas com outros ligantes usuais na construção civil como: cimento, cal, betume, etc. (SPECHT *et al.* 2013).

Por exemplo, as especificações para o estado do Texas (EUA), o RAP não fracionado é limitado a 10%, 20% e 30% pelas camadas de revestimento de superfície, intermediária e base, respectivamente. No entanto, o RAP fracionado é permitido até 20, 30 e 40% nessas mesmas camadas (COPELAND, 2011).

2.3 SOLOS SEDIMENTARES

Solos sedimentares são formados por acumulação de partículas minerais resultantes do intemperismo e desintegração de rochas existentes em outro local, por isso, são um dos tipos de solo transportado por agentes geológicos do local de origem até o local de deposição, sendo suas características influenciadas pela forma e energia de transporte (ABGE, 1998).

Conforme Lambe e Whitman (1969), a forma mais importante de formar sedimentos é pelo desgaste físico e químico das rochas na superfície da terra. Geralmente as partículas do tamanho de silte, areia e cascalho são formadas pelo intemperismo físico das rochas e as partículas do tamanho de argila são formadas pelo intemperismo químico das rochas.

O transporte afeta os sedimentos de duas maneiras principais: (a) altera a forma, tamanho e textura das partículas por abrasão, trituração, impacto e solução; (b) ordena/separa as partículas. Como forma de elucidação, sedimentos transportados pelo vento, solos eólicos, como as areias de dunas, possuem granulometria uniforme de acordo com a força do vento, assim como solos aluvionares, que são influenciados pela força das correntes de água.

O comportamento dos solos sedimentares é regido pelas forças de contato entre as partículas e pelo atrito mobilizado. De maneira geral, as propriedades de deformabilidade e resistência destes solos são resultantes de escorregamento e rolagem entre as partículas (PINTO, 2006).

2.4 SOLOS COMO BASE E SUB-BASE DE RODOVIAS

No contexto da utilização na engenharia rodoviária, os materiais mais empregados em bases, sub-bases e mesmo em reforço de sub-leito, geralmente são: brita graduada simples (BGS); macadame; misturas estabilizadas granulometricamente (composição de diversos materiais de diferentes faixas granulométricas); e misturas estabilizadas quimicamente, com a adição de ligantes (processados industrialmente ou reprocessados a partir de algum resíduo).

Segundo Bernucci *et al.* (2008) quando se emprega materiais finos (o solo natural é considerado fino neste contexto), na construção de bases e sub-bases na engenharia rodoviária, deve-se tomar diversos cuidados. No caso da utilização de solos, os autores levantam o ponto da utilização de solos lateríticos. Este fato se deve principalmente por: ausência do ciclo gelo-degelo; drenagem favorecida; umidade de equilíbrio abaixo da ótima de compactação em algumas regiões, favorecida pela secagem do material de base; natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco em presença de água, apesar de sua plasticidade por vezes elevada. De acordo com Pinto (2006), nota-se que estas mesmas características podem ser encontradas em solos granulares comuns.

Entende-se por solos lateríticos, solos tropicais altamente intemperizados com grande presença de óxidos de ferro e alumínio, onde a fração fina compreende principalmente argilominerais do tipo caulinita (famosa por sua baixa expansão em contato com a água) (BALBO, 2007). Portanto, a recomendação na engenharia rodoviária leva a não utilização de argilas do tipo montmorilonitas e demais argilominerais que sofrem grande expansão em contato com a água e, desta forma, podem prejudicar aspectos técnicos como a drenagem e a geometria do projeto.

Na visão de Balbo (2007), a melhor maneira de avaliar um solo em relação a sua possibilidade de utilização é utilizando a metodologia MCT (Mini-compactação tropical). Desenvolvida no final dos anos 80, baseia-se na miniaturização do ensaio MCV (*Moisture Condition Value*) em conjunto com o ensaio de perda de massa por imersão. Os métodos de ensaio são preconizados pelas normas DNER-ME 254/94, 256/94 e 258/94.

A partir do resultado destes dois ensaios é possível calcular alguns parâmetros (c' , d' e e'), que estabelecem os eixos do gráfico utilizado na *carta de classificação MCT* (fig. Figura 2.1).

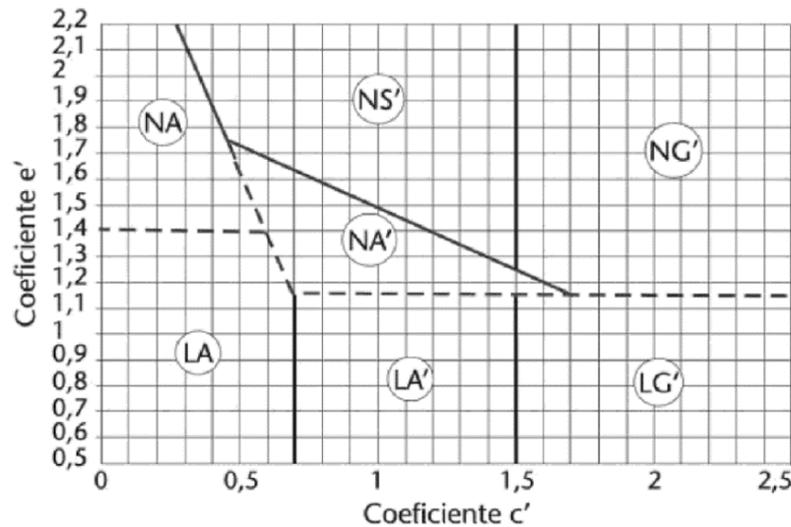


Figura 2.1 - Carta de classificação para solos tropicais MCT (BALBO, 2007)

Tabela 2.1 - Emprego comum de solos tropicais em rodovias brasileiras.

MCT	Denominação	Emprego em pavimentação
LA	Areias finas	Subleito, reforço, (eventualmente sub-base, base).
LA'	Solos arenosos finos	Subleito, reforço de subleito, sub-base, base.
LG'	Argilas lateríticas	Subleito, reforço de subleito.
NA'	Solos arenosos não-lateríticos	Subleitos quando não substituíveis, raramente como base ou sub-base.
NS'	Solos siltosos não-lateríticos	Subleitos quando não substituíveis, embora não recomendável.
NG'	Argilas não-lateríticas	Subleito quando não substituível.

Fonte: Adaptado de BALBO (2007)

Onde **L** é indicativo de laterítico, **N** de não laterítico, **A** de areia, **A'** de tipicamente arenoso, **S'** tipicamente siltoso e **G'** tipicamente argiloso.

Segundo Passos (2000):

O termo laterítico perde seu significado pedológico e a vinculação inerente com características genéticas, morfológicas, mineralógicas, químicas, estruturais, etc. Utilizado como termo tecnológico, comportamento laterítico, significa comportamento geotécnico conveniente para aplicações rodoviárias, enquanto comportamento não-laterítico corresponderia a solos com aplicações mais restritas.

2.5 MELHORAMENTO DE SOLOS

Na tentativa de melhorar a capacidade de suporte das camadas base e sub-base da estrutura do pavimento feita de materiais reciclados, assim como aumentar a previsibilidade das condições questionáveis do solo, atualmente são realizadas na prática várias técnicas de estabilização química e mecânica (SOBHAN e MASHNAD, 2003). Desta forma, esta seção tem a intenção de sumarizar o conjunto dos conhecimentos necessários para analisar uma mistura solo-rapimento-fibra. Espera-se que desta forma seja possível elucidar os efeitos dos componentes de forma distinta.

2.5.1 Misturas Solo-Cimento

A utilização de materiais artificialmente cimentados, que normalmente resultam da aplicação conjunta da estabilização físico-química (adição de cimento) e da estabilização mecânica (compactação), tem por objetivo a melhora das propriedades mecânicas relacionadas com a resistência, a deformabilidade, a permeabilidade e a durabilidade do solo para o uso na solução de problemas geotécnicos de diversas naturezas (SANTOS, 2008).

Atualmente, mistura solo-cimento são tipicamente utilizadas em obras de terra, como aterros, bases e sub-bases de rodovias, núcleos de barragens de terra, proteção do suporte de pontes e diques e fundos para reservatórios de água. (BELLEZZA e FRATALOCCHI, 2006). Em misturas solo-cimento, as partículas de solo/agregado são unidas pela pasta de cimento, mas ao contrário do concreto, as partículas individuais não estão completamente revestidas pela pasta. (ACI, 2009).

No país, a NBR 12253 (ABNT, 2012c), define solo-cimento como “*produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem*”. O teor mínimo de cimento é resultado de ensaios de dosagem que estabeleçam a resistência mínima à compressão simples de 2,1 MPa aos sete dias de cura. Valores também encontrados na norma do Departamento Nacional de Infraestrutura - DNIT (2010) em se tratando do uso de solo-cimento para bases de pavimentos flexíveis. A norma brasileira também sugere teores de cimento de 4% a 7% de acordo com a classificação HRB do solo (ASTM, 2015).

Já, segundo a PCA (2017), são considerados adequados para produzir um solo-cimento durável os teores de cimento suficientes para evitar perdas de peso superiores aos valores indicados após 12 ciclos de molhagem/secagem, ou, gelo/degelo, com escovação entre os ciclos. O limiar

de aceitação de perda de massa pode chegar até 14% para materiais granulares com baixa plasticidade, vide Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Critérios da PCA para dosagem de misturas solo-cimento

Classificação AASHTO	Classificação Uses	Máxima perda permitida em peso, %
A-1-a	GW, GP, GM, SW, SP, SM	14
A-1-b	GM, GP, SM, SP	14
A-2	GM, GC, SM, SC	14*
A-3	SP	14
A-4	CL, ML	10
A-5	ML, MH, CH	10
A-6	CL, CH	7
A-7	OH, MH, CH	7

*Dez por cento é o máximo de perda em peso permitida para solos A-2-6 e A-2-7

Fonte: Adaptado do inglês (RICHARDS e HADLEY, 2006)

De acordo com a USACE, para atender aos critérios de resistência à compressão, muitas vezes o teor de cimento adicionado é superior ao necessário para atender aos requisitos de durabilidade (USACE, 2000).

Consoli e Tomasi (2018) puderam ilustrar o impacto típico da compactação e do teor de cimento na perda de massa em ensaios de durabilidade através de 12 ciclos de molhagem/secagem com escovação, vide Figura 2.2. De maneira geral, um maior teor de cimento favorece menores perdas de massa ao final de um ensaio de durabilidade.

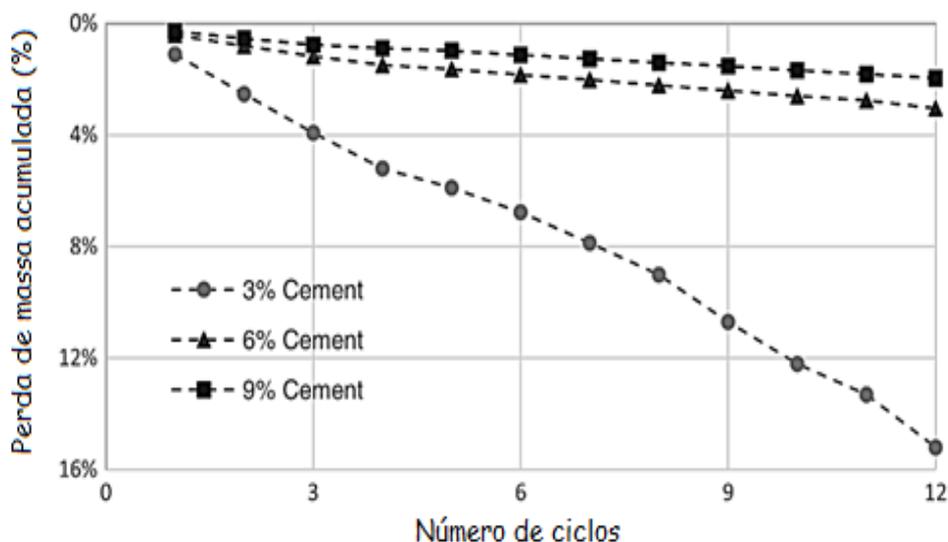


Figura 2.2 - Perda de massa acumulada em ciclos de molhagem/secagem de uma areia cimentada (CONSOLI e TOMASI, 2018).

Os requisitos de dosagem de cimento variam dependendo das propriedades desejadas e do tipo de solos. O teor de cimento pode variar de 2% até 16% em peso seco de solo. Geralmente, à medida que a porção argilosa do solo aumenta, a quantidade de cimento necessário aumenta (ACI, 2009).

As propriedades das misturas de solo e cimento compactadas e hidratadas dependem em grande parte também dos tipos de solo envolvidos. Certas diferenças nas propriedades e na reação do cimento são devidas à variação na composição química do solo (FELT, 1955). Felt (1955) e Abrams (1959) identificaram os cinco fatores que influenciam as propriedades estruturais de solos melhorados com cimento:

- a) A composição física e química do solo;
- b) A quantidade de cimento adicionada à mistura;
- c) A quantidade de água adicionada para a mistura logo antes da compactação;
- d) O peso específico da mistura após a compactação;
- e) A idade do material e as condições sob as quais o material foi curado;

Os solos com a mesma graduação, mas de diferentes horizontes, apresentam diferentes curvas de umidade/peso específico, exigindo teores de cimento diferentes para atingir a mesma durabilidade e resistência para diferentes teores de umidade e possuíam estruturas variáveis (CATTON, 1959). Segundo Herzog e Mitchell (1963), os solos que contenham mais de 2% de material orgânico e um pH inferior a 5,5 são geralmente considerados inaceitáveis para a estabilização.

De maneira geral, a estabilização com cimento tipicamente aumenta a resistência à compressão, resistência ao cisalhamento, resistência à tração e módulo de elasticidade (rigidez do solo) e essas reações podem continuar por meses, melhorando continuamente essas propriedades. A resistência ao gelo/degelo e à umidade também são significativamente aumentados pela estabilização cimentícia. O controle de variações de volume em solos potencialmente expansivos é muitas vezes um objetivo primário do tratamento com aditivos à base de cálcio, tal como o cimento e a cal (NICHOLSON, 2015).

Clough *et al.* (1981) e Chang e Woods (1992) estudaram o comportamento mecânico de areias cimentadas sob carregamento estático e concluíram que as areias cimentadas com considerável porcentagem de finos e bem graduadas são mais resistentes do que aquelas com poucos finos e mal graduadas. Verificaram também que, para um mesmo teor de cimento, o efeito da

cimentação é menor em areias fofas do que em areias densas e que a resistência de pico aumenta com o grau de cimentação, enquanto a deformação necessária para mobilizá-la diminui. Ainda de acordo Chang e Woods (1992), o módulo de cisalhamento das areias cimentadas cresce com o incremento da cimentação, sendo que a gradiente desta variação não é constante.

Para uma mesma tensão confinante, o aumento da quantidade de cimento provoca aumento da rigidez, da resistência de pico e diminuição da deformação na qual o pico é atingido, ou seja, provoca um aumento do módulo E efetivo, além de tornar a amostra mais frágil e causar um ligeiro aumento de poropressão (CLOUGH *et al.*, 1981; HUANG e AIREY, 1993; CONSOLI *et al.*, 2010).

Schnaid *et al.* (2001) sugerem, a partir da análise da Figura 2.3, a existência de um estado último, onde a tensão desvio se aproxima de um valor constante com o aumento da deformação axial e que parece não ser afetado pela cimentação. Clough *et al.* (1981) também concluem que a resistência residual de areias cimentadas é próxima a de areias não cimentadas, embora algum grau de coesão residual tenha sido observado em todas as areias cimentadas investigadas pelos referidos autores.

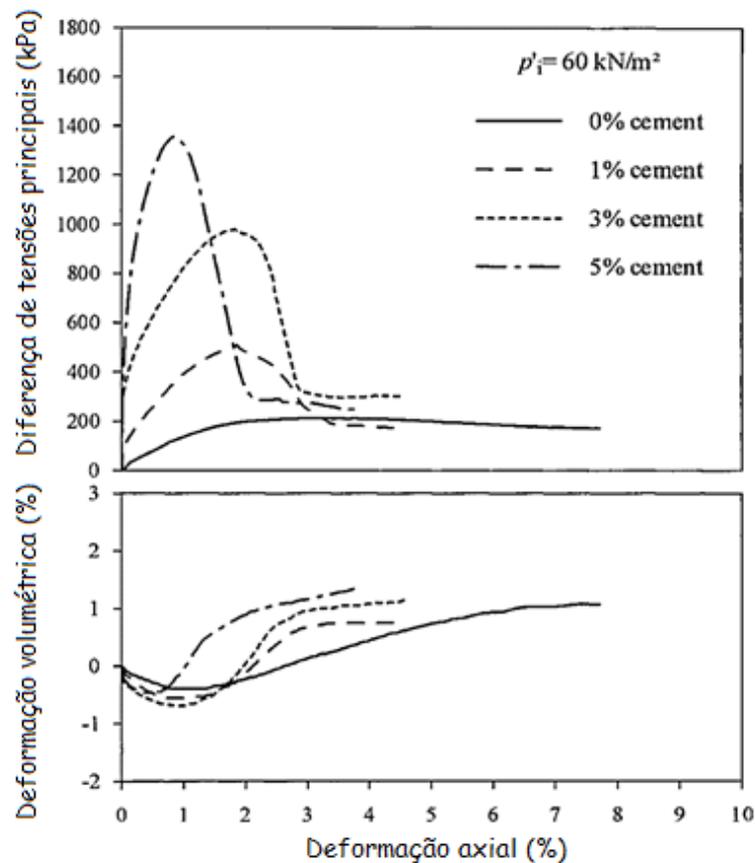


Figura 2.3 - Curva tensão-deformação e resposta volumétrica de uma areia cimentada (SCHNAID *et al.*, 2001).

Segundo Rotta *et al.* (2001), quanto menor a densidade da amostra durante a formação de sua estrutura cimentante mais significativa é a contribuição da cimentação na resistência, resultando assim em um ganho comparativamente maior, ainda que menor em termos absolutos.

Conforme Wang e Leung (2008), tanto a resistência de pico, como o ângulo de atrito e a coesão aumentam com o aumento da cimentação. Em razão de dois fatores: a) as partículas de cimento podem estar conectadas às partículas de solo, de forma a aumentar a rugosidade destas interfaces, b) existem grupos de partículas de diversos tamanhos ainda ligados, formando núcleos e levando a uma maior resistência. Esse fenômeno foi observado por diversos outros autores (SCHNAID *et al.*, 2001; CONSOLI *et al.*, 2012; MARQUES, 2016).

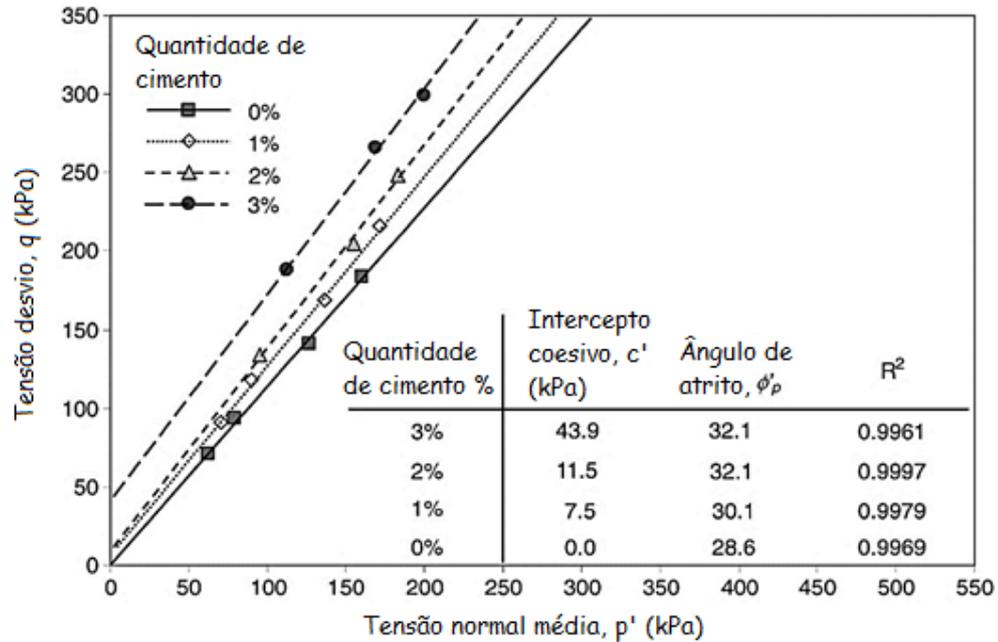


Figura 2.4 - Parâmetros de resistência de uma areia cimentada com distintos percentuais de cimento (WANG e LEUNG, 2008).

Os resultados encontrados por Consoli *et al.* (2007) mostram que a cimentação é mais efetiva em amostras mais densas. Esse estudo, assim como o de diversos autores (INGLES e METCALF 1972; PRIETTO, 1996; FOPPA, 2005; MENGER *et al.*, 2020; SILVA, 2020), revelam que de forma geral a resistência à compressão de solos cimentados aumenta linearmente com o teor de cimento.

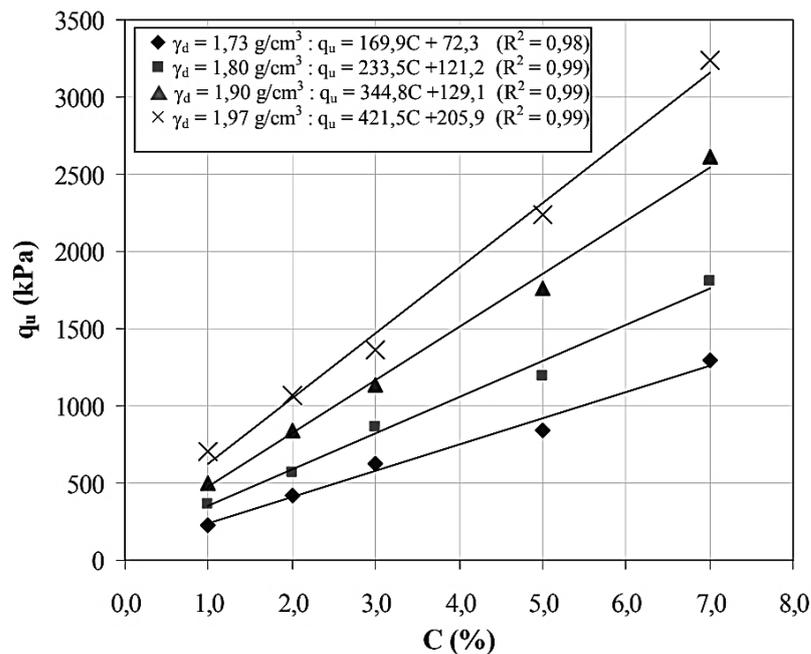


Figura 2.5 - Resistência à compressão simples por teor de cimento (FOPPA, 2005)

Quando analisamos o comportamento típico de solo cimentado em se tratando de ensaios de tração, principalmente através da compressão diametral, diversos estudos serviram para estabelecer relações com os resultados de resistência à compressão simples. Clough *et al.* (1981) encontraram valores de resistência à tração variando de 9% a 12% da resistência à compressão simples em solos naturalmente cimentados e de 11% a 13% em solos artificialmente cimentados. Estes valores podem variar de 9 a 18% em função do tipo de solo e do ligante utilizado (NÚÑEZ, 1991; CONSOLI *et al.*, 2010; CONSOLI *et al.*, 2014)

Segundo Flores *et al.* (2010), assim como outros autores (BAHADOR e PAK, 2012; CONSOLI *et al.*, 2012; FORCELINI *et al.*, 2016), há também relações esperadas referentes principalmente à percentagem de cimento e a porosidade das amostras. De forma geral, o aumento do teor de cimento causa um aumento linear nos resultados dos módulos a pequenas deformações, de particular interesse o módulo de cisalhamento, mas o mesmo comportamento é encontrado para o módulo de elasticidade (Young).

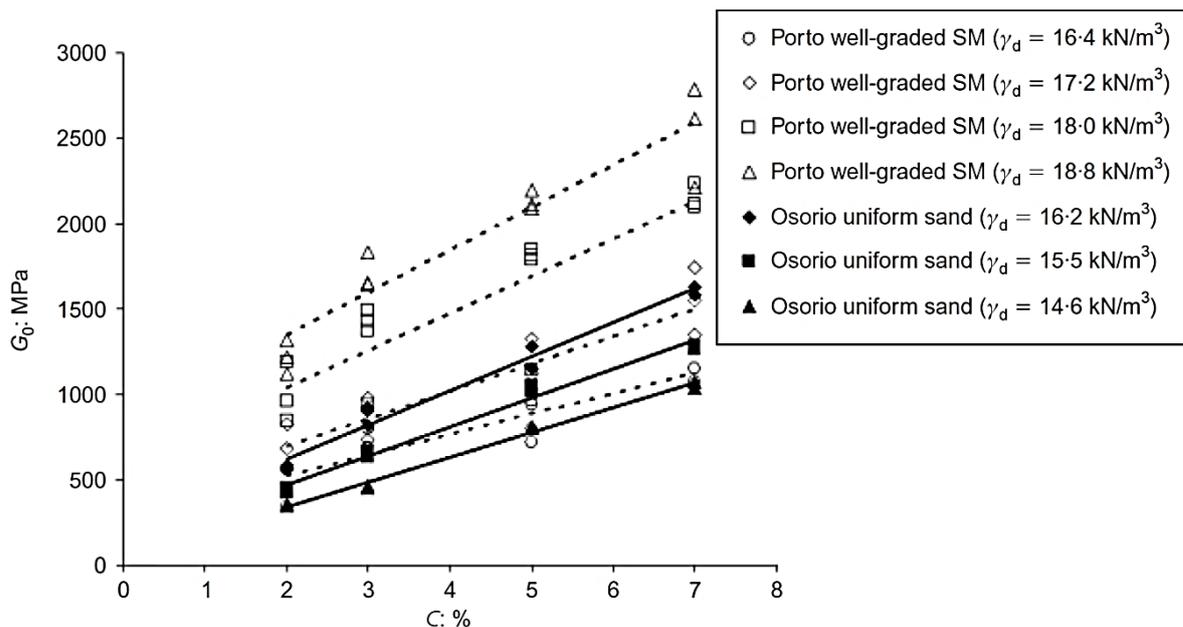


Figura 2.6 - Módulo de cisalhamento inicial para solos cimentados (CONSOLI *et al.*, 2012)

De acordo com a *Portland Cement Association* (PCA, 2020), o solo-cimento é uma maneira eficiente e econômica de reconstruir pavimentos. Uma vez que aproximadamente 90% do material usado já são reutilizados no local da obra, os custos de manipulação e transporte são reduzidos ao mínimo. Muitos materiais granulares e resíduos de pedreiras também podem ser

usados para fazer o solo-cimento, desta forma, materiais de alta qualidade são conservados para outros fins.

2.5.2 Misturas Solo-RAP

Taha *et al* (1999) investigaram a utilização de RAP como substituição do material virgem na construção de bases e sub-bases de pavimento em diferentes proporções (100/0, 80/20, 60/40, 40/60, 20/80, 0/100), seus dados indicam que, quanto mais agregado RAP for usado como material de base ou sub-base, serão necessárias espessuras de camada mais altas para o suporte estrutural. Os resultados laboratoriais indicaram que o RAP pode substituir parcialmente o material original nas bases e sub-bases de rodovias. Na análise técnica, considerando os requisitos normativos em Omã, todas as misturas, com exceção daquelas com 100% RAP e 80% RAP, cumprem as qualificações necessárias para utilização em sub-bases. No entanto, apenas as misturas com 10% de RAP poderiam ser utilizadas na construção de bases.

O estudo elaborado por Mokwa e Peebles (2005) para a *Federal Highway Administration* e o departamento de transportes do estado de Montana (EUA), avaliou a utilização de misturas RAP-Solo. De forma geral, a adição de RAP não alterou as propriedades de degradação de nenhum dos materiais testados na medida em que seriam inaceitáveis para uso como material de base ou material de sub-base. Os resultados dos testes de resistência ao cisalhamento indicaram que a adição de fresado de asfalto a um solo granular resulta em uma resposta mais dúctil ou mais suave à carga do que a exibida pelo solo virgem (sem RAP). A ductilidade aumentou e o módulo secante em baixas deformações diminuiu à medida que a porcentagem de RAP na amostra foi aumentada.

Akinwumi (2014), por sua vez, investigou percentagens menores de substituição, de 4, 8 e 12%. Na sua avaliação, o RAP, quando adicionado a um solo laterítico, pode ser usado para reduzir a plasticidade e o potencial de inchamento de sua fração argila. Assim, tornando o solo mais viável. A substituição de RAP ao solo laterítico não melhorou significativamente sua resistência, no entanto, o solo natural, antes da aplicação do RAP, era adequado apenas para uso como material de subleito/aterro, e com a substituição a mistura pôde ser admitida para a construção de sub-bases.

De acordo com os ensaios realizados por Santos *et al.* (2018), a incorporação do asfalto fresado nos solos lateríticos produziu o aumento significativo do valor do CBR e a redução da expansão, permitindo, dessa forma, que as misturas possam ser empregadas em camadas de pavimentos, com expansões inferiores a 0,05%.

2.5.3 Misturas Solo-Cimento-RAP

Copeland (2011) afirma que quando o RAP é usado como um substituto total ou parcial para os materiais virgens, as misturas geralmente não atendem aos requisitos mínimos estabelecidos pelas diretrizes ou normativas estaduais ou locais. Neste âmbito, diversos pesquisadores avaliaram a adição de cimento na mistura.

A capacidade do fresado asfáltico de funcionar como componente estrutural do pavimento é mais pronunciada quando estabilizada com cimento. O RAP como substituto total não deve ser recomendado para uso como material de base, a menos que estabilizado com cimento. As misturas de solo-RAP estabilizadas com cimento parecem ser uma alternativa viável ao agregado de gráudo usado na construção de estradas (TAHA *et al.* 2002).

Taha *et al* (2002), que investigou diferentes percentagens de substituição de RAP assim como diferentes percentagens de adição de cimento Portland. Nesta pesquisa, percebeu-se que a adição de cimento teve um efeito mais pronunciado em misturas com RAP que em misturas sem RAP. Nesta pesquisa, a adição de cimento, avaliado através do módulo de resiliência e dos coeficientes de camada, permitiu projetar bases com menores espessuras, especificamente, com uma base 100% RAP estabilizada com 7% de cimento, foi possível reduzir em até 50 mm sua espessura.

Isola *et al.* (2013) avaliaram em campo bases tratadas com cimento, e compararam os efeitos da adição de RAP na mistura, em proporção de 30% e 70%. As bases com 70% de RAP exibiram uma melhor performance quando cimentadas, indicando uma maior influência do cimento do que nas bases sem RAP ou com 30% de RAP. Também foi possível perceber que durante os 15 meses de testes, não houve nenhum empecilho que prejudicasse a implementação desse tipo de mistura na prática rodoviária.

Segundo Specht *et al.* (2013), na prática o teor adicionado de cimento varia ao redor de 3%; no Brasil determina-se o teor de cimento baseando-se na resistência à compressão simples aos sete dias de cura (deve superar os 2,1MPa para o caso da NBR 12025). Além disso, o autor enfatiza que elevados teores de cimentos enrijecem o material tornando-o suscetível à fadiga; tal processo deve ser considerado no projeto estrutural.

Suebsuk *et al* (2014) avaliaram uma areia argilosa da Tailândia com substituição por RAP e adição de cimento Portland em diversas percentagens. O estudo encontrou um ponto de interesse ao avaliar os pesos totais dos materiais, e determinou dois comportamentos diferentes: uma faixa inerte, até atingir aproximadamente 3,5% de ligante asfáltico, e uma faixa

deteriorada, em misturas com mais de 3,5% de ligante. Na visão dos pesquisadores, a partir deste ponto, o ligante asfáltico prejudica a resistência à compressão ao reduzir o atrito entre as partículas sólidas (solo e RAP).

Suebsuk *et al.* (2017) avaliou a influência do fator água/cimento na predição de valores de resistência para misturas solo-cimento-RAP, o resultado encontrado foi um comportamento de curva do tipo potência, com valores de resistência crescentes para índices decrescentes do fator água/cimento. Segundo os autores, o ganho de resistência pode ser classificado como agregado-cimento para valores inferiores a 10% de cimento, com ganhos de resistência proporcionais ao acréscimo de cimento, e como cimento-agregado para valores superiores a 10%, onde o ganho de resistência apresenta acréscimos diminuídos em relação ao aumento de cimento. Portanto, percebeu-se uma maior efetividade da cimentação em baixos teores, relativamente.

Ghanizadeh e Rahrovan (2019) analisaram resultados de compressão simples de dois tipos de solos granulares, utilizando diferentes percentagens de substituição de RAP (0%, 20%, 40% e 60%) e diferentes teores de cimento (3%, 4%, 5% e 6%), com tempos de cura de sete e de 28 dias. Os pesquisadores utilizaram um modelo adaptativo de regressão multivariável para avaliar e prever valores de resistência. O estudo paramétrico revelou que as variáveis mais relevantes para o desenvolvimento da resistência foram, do mais influente ao menos influente: teor de cimento, teor de umidade ótima, quantidade de finos passante na peneira n° 200, tempo de cura, e por último, a porcentagem de substituição de RAP. Além disso, não foi percebida diferença significativa de resistência entre as amostras com 0% e com 20% de RAP.

Fedrigo *et al.* (2019) 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 à flexão 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.

Silva (2020) avaliou o comportamento mecânico da areia de Osório com substituição de 30% de RAP tratada com cimento em diversos percentuais (0, 3, 5, 7 e 9%) e em três pesos específicos secos distintos. Foram realizados ensaios de compressão simples, compressão diametral, velocidade de onda cisalhante, perda de massa em ciclos de molhagem/secagem e realizados ensaios *simple shear* monotônicos e cíclicos. Concluiu-se que a substituição da areia por RAP é viável, com a resistência igual ou superior àquelas sem fresado, também pôde validar

a utilização da correlação η/c_{iv} para os resultados de resistência e módulo de cisalhamento inicial. Em relação aos ensaios de durabilidade, a perda de massa em amostras com maior teor de cimento foi mais significativa no grupo com RAP, e em relação aos ensaios *simple shear*, a substituição de RAP influenciou positivamente os parâmetros de resistência (c e ϕ') além de não ter sido percebida grande degradação do material a baixas tensões cisalhantes.

2.5.4 Misturas Solo-Fibra

Segundo Nicholson (2015), a adição de fibras tem sido cada vez mais utilizada como forma de melhorar os solos, principalmente solos arenosos e finos e até mesmo algumas aplicações com asfalto. De maneira geral, as fibras fornecem resistência à tração nos solos, o que, por sua vez, adiciona resistência ao cisalhamento nos maciços. As melhorias típicas incluem um aumento na resistência ao cisalhamento de pico, rigidez aumentada, limita a redução na resistência ao cisalhamento pós-pico, resistência à fissura por dessecação em solos argilosos, durabilidade aumentada (em especial na resistência à fadiga) e aumento da resistência à liquefação.

Gray e Ohashi (1983) avaliaram o reforço de fibras em areias, percebeu-se um aumento da tensão de pico e uma maior tensão pós-pico em relação às amostras sem fibra. De maneira geral, quanto maior o teor de fibra, maior é o acréscimo de resistência mecânica, até um certo limite ou assíntota, a partir do qual este efeito não é mais observado, o maior teor de fibras também aumenta a capacidade de absorção de energia da mistura.

Michalowski e Čermák (2003) avaliaram uma areia reforçada e concluíram que um maior teor de fibra (2%) implicava em um aumento da tensão de pico 70% maior que em um baixo teor de fibra (0.5%), em relação ao índice aspecto (razão do comprimento e do diâmetro da fibra), fibras com o mesmo índice mas mais longas tiveram uma maior influência na resistência. Os autores destacam a necessidade de o comprimento da fibra ser ao menos uma ordem de magnitude em relação às partículas de solo, do contrário, a efetividade do reforço cai drasticamente,

Heineck *et al.* (2005), percebeu um comportamento de enrijecimento (*hardening*) na tensão pós-pico de três solos distintos reforçados com fibras, além disso, ensaios de *bender* realizados não mostraram diferenças com os resultados de solos não reforçados, ou seja, resultados a pequenas deformações não foram influenciados pela inclusão de fibras.

Al-Akhras *et al.* (2008) avaliou o potencial expansivo de solos com dois tipos de fibras distintas (*nylon* sintético e *palmyra* natural), avaliando que neste contexto o potencial benéfico das fibras naturais foi superior ao das fibras sintéticas, devido principalmente à rugosidade mais elevada da fibra natural.

Festugato (2008) analisou os efeitos das fibras com diferentes índices-aspecto quando adicionada a uma areia fina uniforme. Concluiu-se que, quanto maior o índice-aspecto, há uma maior taxa de ganho de resistência, menor tendência expansiva, o comportamento de enrijecimento (*hardening*) se torna mais pronunciado, e, embora não tenha sido observado uma modificação no ângulo de atrito interno, houve um ganho nos valores de intercepto coesivo.

2.5.5 Misturas Solo-Cimento-Fibra

Consoli *et al.* (1998 e 1999), reveem tendências anteriormente discutidas, como a influência do cimento sobre o ganho de resistência, e o efeito de inclusão de fibras de modificar a tensão de pico e a tensão pós-pico. Ademais, o estudo mostrou que houve o aumento no ângulo de atrito com a cimentação e a inclusão de fibras, e foi percebido que o intercepto coesivo foi modificado por efeito da cimentação quase que exclusivamente. Além disso, quanto maior é a quantidade de cimento adicionada ao solo, menos pronunciado é o acréscimo de resistência causado pela adição das fibras.

Montardo *et al.* (2002) observaram que fibras relativamente rígidas (vidro e PET) exercem efeito mais pronunciado na resistência de ruptura, ao passo que fibras relativamente flexíveis (polipropileno) exercem efeito mais pronunciado no modo de ruptura e no comportamento último.

Khattak e Alrashidi (2006), buscaram avaliar o percentual ótimo de inclusão de diferentes tipos de fibras em solos distintos, com variação no teor de cimento. Seus resultados sugerem uma tendência próxima de 0.15% para todas as condições quando tratando-se de ensaios de durabilidade, quando analisado ensaios de tração por compressão diametral e módulo de resiliência, a tendência marcante foi no intervalo de 0.3 a 0.5%.

De acordo com os ensaios realizados por Consoli *et al.* (2009), envolvendo areia de Osório, fibras de polipropileno de 24mm e cimento Portland, as amostras cimentadas reforçadas com fibra demonstram um comportamento dúctil de até 4% de cimento e um comportamento frágil menos pronunciado para um maior teor de cimento. Também se observou um aumento global do ângulo de atrito e do intercepto coesivo com a adição de cimento e com a inclusão de fibras.

Hamidi e Hooresfand (2013), realizaram ensaios triaxiais em um solo-cimento com 0.5% e 1% de inclusão de fibras, como anteriormente observado por outros autores, as fibras reduziram significativamente a deformação volumétrica e percebeu-se uma influência positiva sobre o ângulo de atrito e no intercepto coesivo. O que se pode notar também, foi a diminuição da rigidez do material com a inclusão das fibras, comparando o material sem fibra e o material

com 1% fibra, houve um decréscimo de 29% para tensões confinantes maiores, e de até um terço do valor quando ensaiado a baixas tensões. Além disso, os autores observaram que, com 1% de fibra, 20% a 50% da energia de compactação era absorvida.

Em relação ao comprimento das fibras, Festugato *et al.* (2017), encontrou uma relação quase-linear do comprimento da fibra quando analisadas as resistências normalizadas pelo parâmetro porosidade/cimento ajustado. Sugerindo que, para cada comprimento de fibra, há uma proporcionalidade direta entre as forças de tração e compressão das misturas cimentadas reforçadas com fibra, sendo independente da relação porosidade/cimento.

2.5.6 Misturas Cimento-Fibra-RAP

Hoyos *et al* (2011) investigou o comportamento da mistura de fresado asfáltico com adição de cimento e reforço de fibras. Nesta, foram utilizadas fibras de vidro álcali-resistentes numa dosagem de 0,15% em relação ao peso, variou-se a porcentagem de cimento (2, 4 e 6%). Foram realizados ensaios de condutividade hidráulica, de lixiviado, compressão não-confinada, e módulo de cisalhamento à pequenas deformações através de coluna ressonante.

Como esperado, a condutividade hidráulica diminuiu com o aumento da dosagem de cimento, no entanto, não foi percebida variação em relação ao teor de fibras. A análise do material lixiviado superou os níveis limite de demanda química de oxigênio, contudo, os autores esclarecem que isto é resultado de uma abordagem muito conservadora. Também como anunciado, o aumento do teor de cimento apresentou um incremento na resistência, em relação às normativas esperadas para admissão de uso em rodovias no estado do Texas (EUA), as misturas com teor de cimento de 4% e 6% têm resistência suficiente para aplicação, quanto à inclusão de fibras, não foi percebida diferença significativa em relação aos ensaios sem fibra.

Já em relação ao módulo de elasticidade secante, assim como ao módulo de cisalhamento a pequenas deformações, maiores dosagens de cimento proporcionaram resultados nominais maiores, neste caso percebeu-se efeito benéfico das fibras em relação aos ensaios sem fibra.

No geral, os resultados dos ensaios realizados sugerem a viabilidade do material RAP tratado com fibra e cimento como uma alternativa estruturalmente sólida e ambientalmente segura no lugar de outros materiais granulares na construção de base e sub-base de rodovias.

2.5.7 Outros efeitos relevantes

2.5.7.1 Efeito do tempo de cura

Semelhantemente ao concreto, o solo-cimento continua a ganhar força com a idade. As resistências à compressão típicas de sete dias variam de 3,5 a 7 Mpa, enquanto que em 28 dias as resistências à compressão são de 5,5 a 10 Mpa (CONSOLI *et al.*, 2007; CONSOLI *et al.*, 2010). A evolução esperada pode ser visualizada nas figuras Figura 2.7 e Figura 2.9.

Os núcleos de solo-cimento retirados da seção de teste de uma represa estadunidense (Bonny Reservoir) após dez anos apresentaram uma resistência à compressão média de 17 Mpa, mais que o dobro da resistência na época do projeto. (ADASKA, 1985). Bahador e Pak (2012) verificaram a variação do módulo de cisalhamento a pequenas deformações ao longo do tempo de cura, em qualquer teor de cimento testado, a evolução de G_0 ao longo do tempo se mostrou linear.

2.5.7.2 Efeito da porosidade

Os resultados encontrados por Consoli *et al.* (2010), Figura 2.7, demonstram que a resistência à compressão simples aumenta exponencialmente com a redução da porosidade da mistura solo-cimento compactada. Diversos outros estudos corroboram o mesmo comportamento (PRIETTO, 1996; FOPPA, 2005; FESTUGATO *et al.*, 2017; MENGER *et al.*, 2020; SILVA, 2020). Consoli *et al.* (2012) verificaram uma relação linear do módulo de cisalhamento a pequenas deformações (G_0) com a porosidade.

Para areias não cimentadas espera-se que o ângulo de atrito diminua com o aumento da porosidade e aumente com o acréscimo do peso específico aparente seco, porém, segundo Saxena e Lastrico (1978), tais correlações não podem ser efetuadas para solos cimentados.

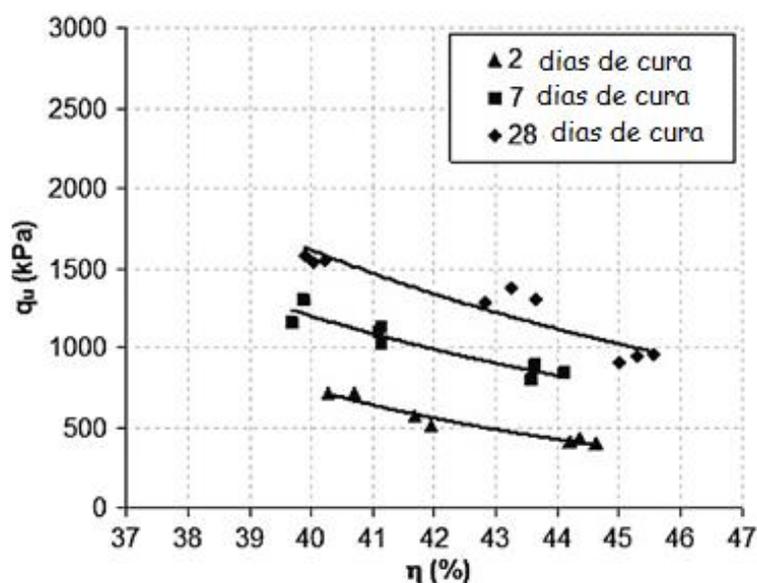


Figura 2.7 - Variação da resistência à compressão simples em função da porosidade em três tempos de cura (2, 7 e 28 dias). (CONSOLI *et al.* 2010)

2.5.7.3 Efeito da relação água/cimento e η/c_{iv}

Segundo Catton (1959), o solo na quantidade de umidade ótima (no peso específico máximo) contém água mais do que suficiente para fornecer toda a umidade requerida para a hidratação completa do cimento, para um teor de cimento próximo ao mínimo necessário para a validação da mistura no teste de durabilidade.

Felt (1955) sugere que solos arenosos podem seguir, até algum ponto, a relação água/cimento característica de concretos. Foppa (2005) não encontrou tendência alguma para a resistência à compressão versus a razão água/cimento para a mistura solo-cimento, o autor explica que isso pode se dever ao fato de não haver uma relação direta entre vazios e quantidade de água em solos não saturados, no entanto, diversos outros autores encontraram relações entre a razão água/cimento e a resistência de solos saturados (HORPIBULSUK *et al.*, 2003; AZAMBUJA, 2004). Entretanto, o autor pôde constatar um teor ótimo de umidade, no qual a resistência cresce até um determinado valor a partir do qual tende a decrescer.

Conforme Larnach (1960), como a compactação em solos ou em solo-cimento não consegue expulsar totalmente o ar da mistura, a resistência não pode ser correlacionada simplesmente pela relação água/cimento, como em concretos e argamassas. O concreto, mesmo podendo constituir os mesmos materiais do solo-cimento acaba com uma quantidade de ar muito menor, neste caso quase a totalidade dos vazios são preenchidos por água.

A relação proposta por Larnach é definida como:

$$\frac{Vv}{Vci} = \frac{\text{Volume de vazios (água + ar)}}{\text{Volume de cimento}} \quad 2.1$$

Quando observada a relação entre os resultados de compressão simples em função da razão volume de vazios/volume de cimento, obtêm-se resultados tais como a Figura 2.8.

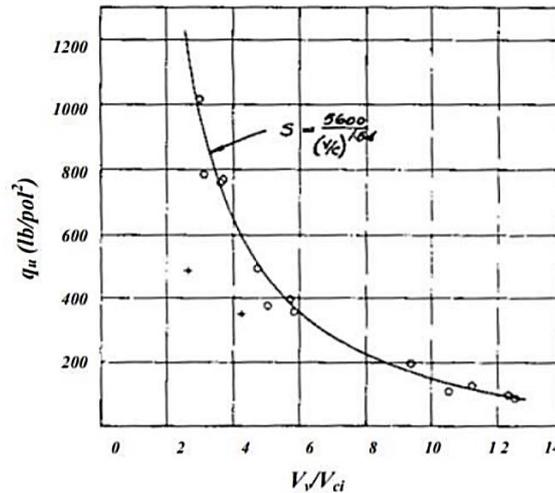


Figura 2.8 - Resistência à compressão simples em função da razão de Larnach. (LARNACH, 1960, apud FOPPA 2005)

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.

$$\frac{Vv}{Vci} = \frac{\text{Volume de vazios (água + ar)}}{\text{Volume de cimento}} = \frac{\frac{Vv}{Vtotal}}{\frac{Vci}{Vtotal}} = \frac{\eta}{c_{iv}} \quad 2.2$$

O conteúdo volumétrico de cimento aumenta com o aumento do cimento, enquanto a proporção porosidade/volume diminui.

De acordo com Consoli *et al.* (2017) e Diambra *et al.* (2017), a resistência à compressão não-confinada (q_u) de solos cimentados artificialmente, dependendo da razão η/c_{iv} , pode ser representada de forma hiperbólica, como na seguinte equação:

$$q_u = A \left(\frac{\eta}{c_{iv} c} \right)^{-B} \quad 2.3$$

Onde o valor de A , B e C são constantes. O valor de C é usado para fornecer ajustes melhores do modelo teórico com o comportamento mecânico de misturas solo-cimento. O valor de C depende do tipo de solo e foi relatado por Consoli *et al.* (2007) como 0,28 para solos de grão fino. Os valores de A e B são produtos de mínimos quadrados e ajustes matemáticos. Foi relatado por Consoli *et al.* (2013) que o valor de A cresce conforme o período de cura, e B e C são constantes para o mesmo solo e o mesmo agente cimentante.

A evolução da razão original de Larnach, proposta por Consoli *et al.* (2007), teve seu uso solidificado devido à adimensionalidade dos termos utilizados, permitindo sem maiores problemas a utilização de um expoente interno (termo C na equação 2.3).

Consoli *et al.* (2017a, 2017b), analisando uma ampla gama de resultados (714 ensaios) sugeriu uma generalização para a qual $B \cong 1.38$ e $C \cong 1$, para solos granulares artificialmente cimentados. Similarmente, através do estudo de 380 resultados, para solos granulares finos, cimentados e reforçados com fibras, propõe-se $B \cong 2.45$ e $C \cong 0.28$.

A derivação teórica proposta por Diambra *et al.* (2017), tem-se também uma relação entre os parâmetros anteriores B e C , tal que surge:

$$q_u = A \left(\frac{\eta}{C_{iv}^{1/B}} \right)^{-B} \quad 2.4$$

Na visão de Consoli *et al.* (2010), tal parâmetro (eq. 2.2) demonstrou ser apropriado para avaliar a resistência à compressão não confinada das misturas de cimento-solo reforçadas com fibras, vide Figura 2.9. Neste estudo, a inclusão das fibras não alterou o expoente interno.

De acordo com Festugato *et al.* (2017), o comprimento das fibras e a relação porosidade cimento ajustada demonstraram ser os parâmetros principais na avaliação da resistência à tração de ruptura e da resistência à compressão não confinada das misturas de solo cimentado reforçadas com fibra.

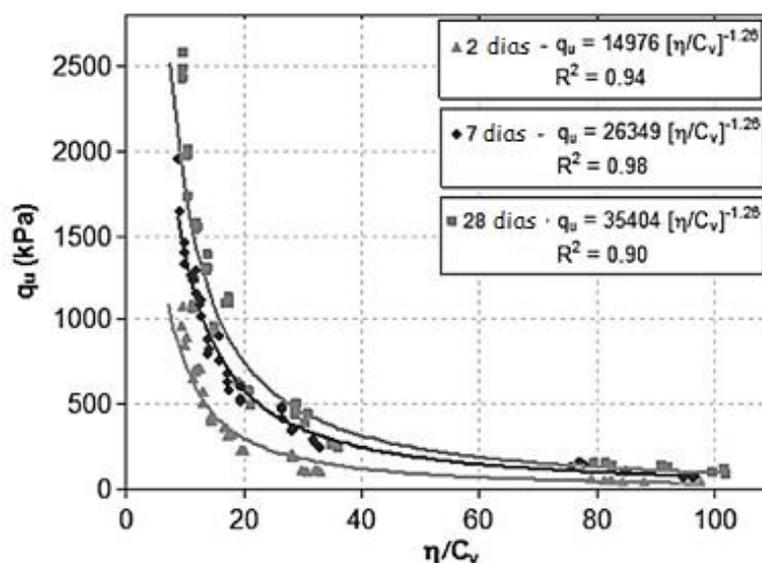


Figura 2.9 - Variação da resistência à compressão simples em função do parâmetro porosidade/teor volumétrico de cimento para três tempos de cura (2, 7 e 28 dias) (CONSOLI *et al.*, 2010)

Diversos outros trabalhos demonstram que o parâmetro η/c_{iv} fornece um bom ajuste para outras características de solos artificialmente cimentados. A resistência à compressão não-confinada, já discutida, a resistência à compressão diametral, módulos definidos a pequenas deformações (cisalhamento, elasticidade, etc), e mesmo alguns resultados de condutividade hidráulica (CRUZ, 2008; CONSOLI *et al.*, 2009, FLOSS, 2012, MARQUES 2016, MENGER *et al.* 2020).

2.6 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS CIMENTADOS

2.6.1 Conceitos gerais

A resistência ao cisalhamento de um solo é a resistência que o solo consegue oferecer para evitar falhas, rupturas e deslizamentos em qualquer plano de tensões. O entendimento da resistência ao cisalhamento é fundamental para analisar problemas de estabilidade como capacidade de carga, estabilidade de taludes, e pressões laterais em estruturas de terra (DAS, 2006)

O critério de ruptura elaborado por Mohr, apresenta a teoria de que a falha no material é ocasionada pela combinação crítica de tensões normais e tensões cisalhantes. Assim, definiu a relação das tensões cisalhantes como uma função das tensões normais dado uma linha de ruptura qualquer.

$$\tau = f(\sigma) \quad 2.5$$

Em geral, a linha de ruptura para uma série de testes em um solo, num determinado conjunto de condições, apresenta-se curva. No entanto é possível aproximar um segmento da curva através da expressão linear (TERZAGHI, 1996):

$$\tau = c' + \sigma \text{TAN } \varphi' \quad 2.6$$

- Onde:
- τ = tensão cisalhante
 - σ = tensão normal
 - φ' = ângulo de atrito
 - c' = coesão (ou intercepto coesivo)

A equação 2.6 é chamada de critério de ruptura de Mohr-Coulomb, e é uma forma simples de caracterizar e definir a resistência de uma massa de solo, quando tratamos de análises em estado limite. Seu sentido físico pode ser entendido da seguinte maneira: a) Estados de tensões abaixo da linha de ruptura significam que o solo é estável para aquele estado. b) A linha representa o plano crítico e uma vez que o estado de tensões do solo atinge intercepta essa linha, haverá a ruptura. c) Não existem estados de tensão acima desta linha. (LAMBE e WHITMAN, 1969) Esta equação nos permite identificar dois parâmetros muito úteis nessa análise: o ângulo de atrito e a coesão (ou intercepto coesivo).

Existem vários métodos laboratoriais disponíveis para determinar estes parâmetros, tais como o ensaio de cisalhamento direto, ensaios triaxiais, ensaios *simple shear*, ensaios *torsional ring shear*, etc. (DAS, 2006).

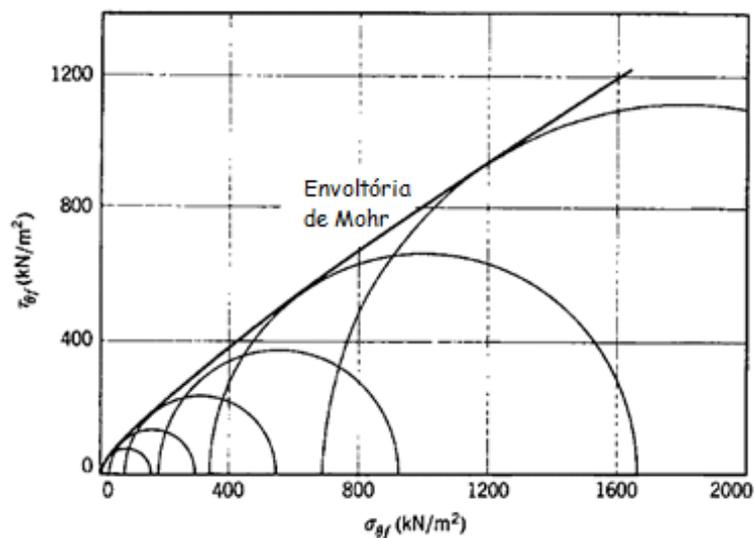


Figura 2.10 - Envoltória de ruptura de Mohr (LAMBE e WHITMAN, 1969).

Todo material particulado (solo, resíduo, etc.) pode ser caracterizado através destes dois parâmetros (c e φ) com maior ou menor precisão, isso inclui solos artificialmente cimentados e solos reforçados com fibras. O efeito destas técnicas de melhoramento sobre esses parâmetros já foi discutido na seção anterior.

Embora não citado por Das (2006), como metodologia de determinação destes parâmetros, vale ressaltar a contribuição feita por Consoli *et al.* (2013) e Consoli (2014). A metodologia proposta para solos artificialmente cimentados envolve a utilização de resultados de ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral.

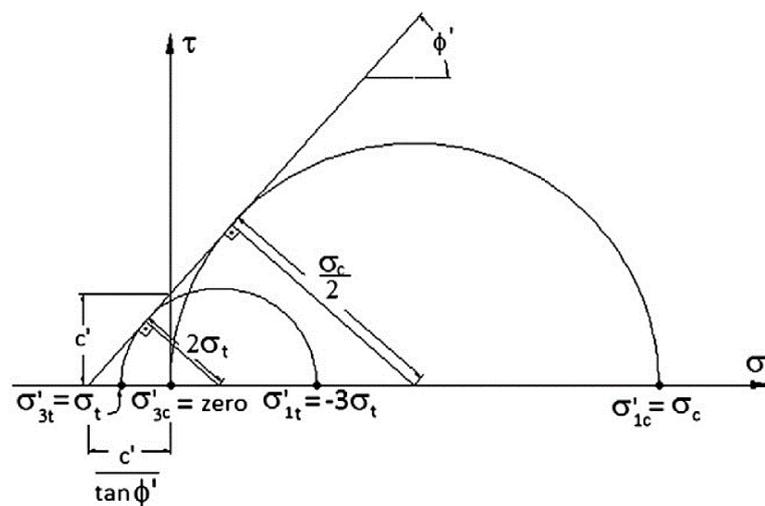


Figura 2.11 - Círculos de Mohr para ensaios de compressão simples e compressão diametral (CONSOLI, 2014).

Avalia-se o círculo de Mohr de cada ensaio em conjunto, dado que as tensões principais existentes durante a realização do ensaio são conhecidas. Têm-se por sequência as seguintes expressões:

$$\xi = \frac{\sigma_t}{\sigma_c} \quad 2.7$$

$$\varphi' = \arcsin\left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right) \quad 2.8$$

$$c' = \frac{\sigma_c \left[1 - \left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right)\right]}{2 \cos\left[\arcsin\left(\frac{1 - 4\xi}{1 - 2\xi}\right)\right]} \quad 2.9$$

- Onde:
- ξ = razão dos resultados de tração pelos resultados de compressão
 - σ_c = resistência à compressão não-confinada
 - σ_t = resistência à tração por compressão diametral

O item ξ pode ser calculado utilizando as equações ajustadas para os resultados dos ensaios em função do parâmetro η/c_{iv} , como visto anteriormente em 2.5.1, pode variar de 0.09 a 0.18. Os autores descartam a validade da metodologia para ξ superiores à 0,2.

Esta abordagem, segundo os autores, se mostrou muito eficaz e produziu parâmetros bastante próximos daqueles estabelecidos através de outros ensaios. Ressalta-se que os parâmetros estabelecidos ajustam uma linha de ruptura com bom ajuste para esse nível de tensões.

2.6.2 Efeito da tensão de confinamento

Um dos grandes fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento dos solos é a tensão de confinamento (CLOUGH *et al.* 1981). De forma geral, uma tensão de confinamento maior implica uma resistência de pico maior e também uma maior rigidez do solo, vide Figura 2.12 (a).

Coop e Atkinson (1993) descrevem que, durante o cisalhamento de solos cimentados, três formas de comportamento podem ser observadas e elas dependem do estado inicial da amostra em relação à curva de plastificação das ligações cimentícias.

- Em baixas tensões de confinamento, a cimentação permanece intacta, ou seja, a resistência das ligações cimentícias é maior do que a tensão de confinamento, o comportamento do solo é elástico até um ponto de plastificação bem definido e fora da superfície limite para solos não cimentados, seguido de uma queda brusca de resistência em direção ao estado crítico, apresentando um comportamento frágil e dilatante.
- Em pressões de confinamento intermediárias, embora as ligações cimentícias ainda permaneçam intactas no início do ensaio, a plastificação acontece durante cisalhamento. Neste estado intermediário, pode-se observar um ponto de plastificação definido após um comportamento elástico inicial, mas com pico menos significativo de resistência, ou mesmo sem pico.
- Com altas pressões de confinamento, o comportamento é dúctil e compressivo, pois a cimentação entre partículas é quebrada durante a compressão isotrópica, sendo assim, o comportamento tensão-deformação tende a seguir o mesmo que de solos não cimentados, sem um ponto definido de plastificação e resistência de pico.

Todas as três curvas convergem, em grandes deformações, para a linha do estado crítico do solo não-cimentado.

Consoli *et al* (2000) realizou ensaios visando avaliar os efeitos da pressão confinante sobre a cura de um solo-cimentado. Um grupo foi curado, por dois dias, depois da consolidação e mantido sob pressões confinantes de 50, 250 e 500 kPa, Figura 2.12 (b). Percebe-se que o efeito da cura sob tensão proporciona tensões de pico maiores para as duas maiores tensões. De acordo com os resultados, isso implicou também no aumento do ângulo de atrito, (33° para as amostras curadas sob tensão e 31° para o grupo sem cura sob tensão) mas não houve mudança significativa nos interceptos coesivos.

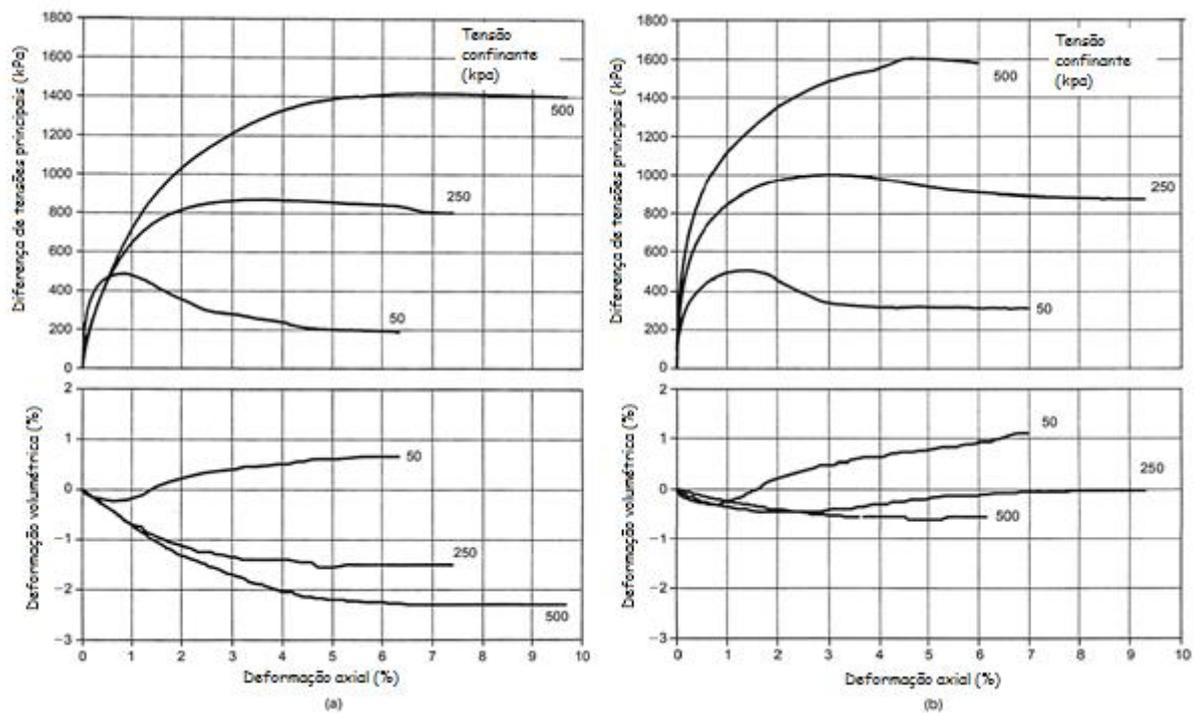


Figura 2.12 - Efeito da tensão confinante: (a) Cura sem tensão. (b) Cura sob tensão. (CONSOLI *et al.* 2000)

2.6.3 Pesquisas realizadas com Areia de Osório

Consoli *et al.* (1998) avaliou ensaios triaxiais de areia de Osório cimentada, e com 3% de fibra. As amostras utilizadas bem compactadas, mas com apenas 1% de cimento, levando a um parâmetro η/c_{iv} alto.

Casagrande (2005) realizou ensaios triaxiais e também ensaios *ring shear* em areia, areia com fibra, bentonita e bentonita com fibra. O autor determinou o ângulo de atrito e intercepto coesivo identificando separadamente dois trechos da envoltória de ruptura. Nas tabelas a seguir está explicitado os valores para segundo dos dois trechos. Nos resultados com fibra, nas tabelas

está o intervalo encontrado, visto que houve variações em função do comprimento e do índice aspecto das fibras.

Festugato (2008, 2011), analisou a areia de Osório com inclusão de fibras. Envolvendo ensaios triaxiais sob condições drenadas e não-drenadas, valores que serviriam também para a análise posterior realizada por Flórez Galvéz (2018). Assim como nos resultados de Casagrande, foi utilizado o segundo trecho da envoltória, assim como um intervalo para o caso de diferentes comprimentos e índice aspecto das fibras.

Marques (2016) realizou ensaios triaxiais de altas tensões na areia de Osório cimentada e não-cimentada. Para as amostras não-cimentadas, foi utilizado um índice de vazios equivalente a um $\eta/c_{iv} = 17$. Relativamente, o ângulo de atrito da areia cimentada se mostrou próximo das amostras não-cimentadas, ainda que ligeiramente superior.

Corte (2016) realizou ensaios *Simple Shear* na areia de Osório não-cimentada, relacionando os três níveis de tensão utilizados nos ensaios, pode-se estimar os parâmetros de resistência do material.

Tabela 2.3 - Ângulo de atrito e intercepto coesivo para Areia de Osório

Autor	Ensaio	e	ângulo de atrito, ϕ' (°)	intercepto coesivo, c' (kPa)
Consoli et al., 1998	Triaxiais	0,60	35	9
Casagrande, 2005	Ring shear	0,75	26	0
	Triaxiais		32,5~33,7	0
Festugato, 2008	Triaxiais	0,75	36,2	0
		0,63	45,2	0
Marques, 2016	Triaxiais altas tensões	0,75*	31,5	0
Corte, 2016	Simple Shear	0,71	35	0

Cruz (2008) realizou ensaios triaxiais na areia de Osório cimentada, o autor determinou a influência do parâmetro η/c_{iv} sobre os parâmetros de resistência do material (c e ϕ). Por sua vez, Leon (2018) também avaliou ensaios triaxiais da areia de Osório cimentada, obtendo resultados similares aos de Cruz (2008), evidenciando as relações do parâmetro η/c_{iv} sobre o material.

Tabela 2.4 - Ângulo de atrito e intercepto coesivo para Areia de Osório cimentada.

Autor	Ensaio	η/c_{iv}	ângulo de atrito, φ' (°)	intercepto coesivo, c' (kPa)
Consoli <i>et al.</i>, 1998	Triaxiais	35	41	56,7
		30	27,3	102,7
Cruz, 2008	Triaxiais	17	33,4	190,1
		10	38,3	346,0
Marques, 2016	Triaxiais altas tensões	17 (3% cim)	30,8	303,7
		17 (7% cim)	31	284,5
Leon, 2018	Triaxiais	30	32	45,13
		17	27	107,2

Silva (2020) investigou uma mistura de solo-RAP-cimento, com substituição de 30% RAP e 70% Areia de Osório.

Tabela 2.5 - Ângulo de atrito e intercepto coesivo para Areia de Osório com outros melhoramentos.

Autor	Ensaio	e	η/c_{iv}	ângulo de atrito, φ' (°)	intercepto coesivo, c' (kPa)	obs.:
Consoli <i>et al.</i>, 1998	Triaxiais	0,6	-	46	6,9	3% de fibra
		-	35	46	66,9	3% de fibra c/ cimento
Casagrande, 2005	Ring shear	0,75	-	29,8~37	3~6	0,5% de fibra
	Triaxiais			33,2~34,6	124,4~151,1	
Festugato, 2008	Triaxiais	0,75	-	33,9	239,5	0,5% de fibra
		0,63		43,4	0	
Silva, 2020	Simple Shear	-	15	32	120	30% RAP c/ cimento
			24	37	40	

2.7 CARREGAMENTO CÍCLICO

Em comparação aos carregamentos estáticos, os carregamentos cíclicos são em geral negligenciados, com exceção marcante no setor do petróleo e gás (ANDERSEN *et al.*, 2013).

De acordo com estes autores, cargas cíclicas podem ter origens distintas, tais como:

- Aerogeradores localizados em terra, os quais são submetidos ao vento e às forças de rotação do sistema;
- Estruturas costeiras, incluindo portos, quebra-ondas e barreiras para proteção contra o mar;
- Torres de transmissão de eletricidade;

- d) prédios de grande altura e chaminés;
- e) Fundações para vias e pontes em ferrovias para trens de alta velocidade;
- f) Estruturas sujeitas a vibrações originários de maquinário industrial;
- g) Balsas ancoradas para usinas de energia costeiras, submetidas às variações das marés;
- h) Grandes reservatórios submetidos a carregamento e descarregamento regular.

Segundo Medina e Motta (2005), carregamentos cíclicos causam danos intermitentes, ou seja, na fase de carregamento o dano cresce, enquanto na fase de descarregamento o dano mantém-se constante, desconsiderando o fenômeno de reselagem das trincas. Ou seja, cargas cíclicas produzem falhas nos materiais para valores de tensão mais baixos do que aqueles obtidos na ruptura em ensaios estáticos.

Segundo Balaguru e Shah, (1992), os sistemas de pavimento também estão sujeitos ao carregamento dinâmico e cíclico, e aplicações repetitivas das cargas de tráfego podem causar falha de fadiga no pavimento. No caso de bases de rodovias que contenham materiais reciclados estabilizados com cimento, a falha por fadiga geralmente ocorre devido ao crescimento e propagação de trincas por tração causadas por repetidas tensões de flexão. Idealmente, a inclusão de fibras aumenta a capacidade de absorção de energia ou resistência do material e servirá para retardar o processo de propagação de trincas

Benahmed (2001) elenca os diferentes tipos de comportamento cíclico dos solos, Figura 2.13 , assim:

- a) Quando os materiais são submetidos a processos de carregamento sob tensão controlada:
 - catraca: as deformações aumentam de forma contínua, até o material atingir a ruptura, seja esta por liquefação ou por mobilidade cíclica;
 - acomodação: o comportamento tensão-deformação chega a se estabilizar em um ciclo de histerese, sem gerar acúmulos de deformação nos ciclos posteriores, porém mantendo uma tendência de dissipação de energia;
 - adaptação: o material poderá atingir um estado de adaptação, estabilizando seu comportamento tensão–deformação ao longo de um segmento de linha, correspondendo a uma tendência elástica sem dissipação.

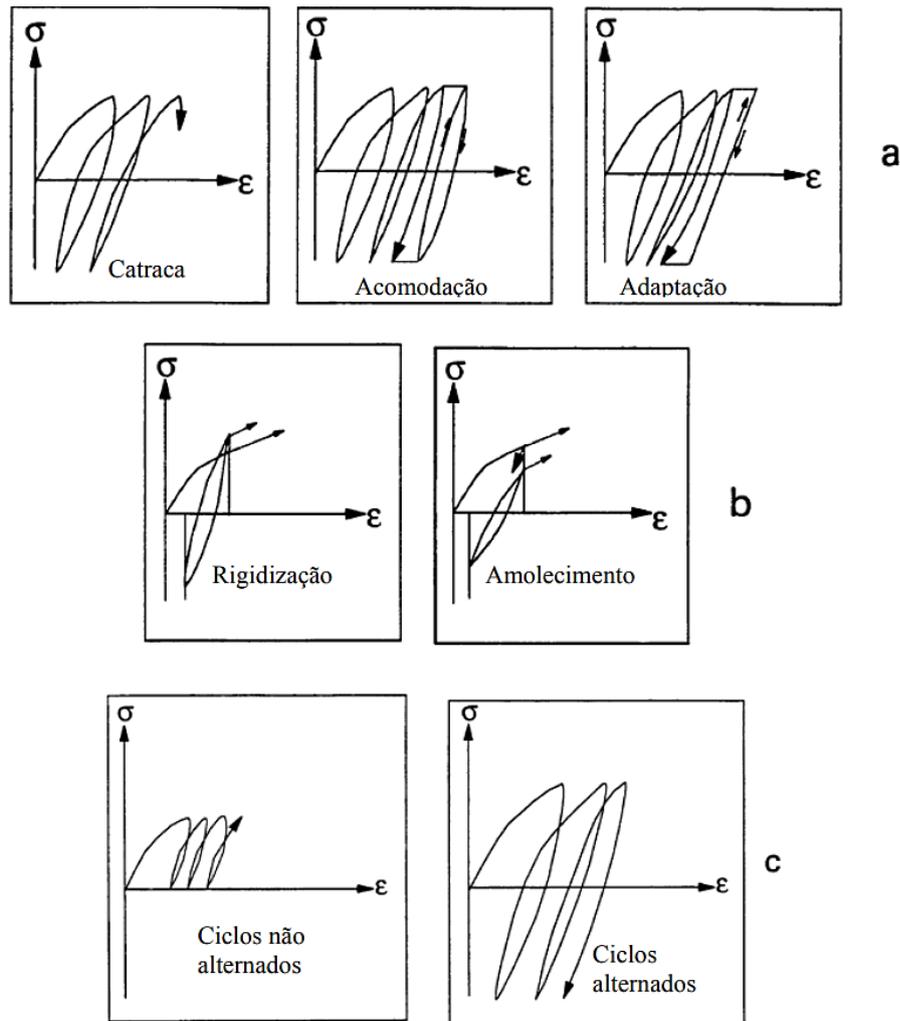


Figura 2.13 - Comportamento à diferentes carregamentos cíclicos. (BENAHMED, 2001)

b) Quando os materiais são submetidos a carregamentos sob deformação controlada:

- rigidização do material: a amplitude de tensões aumenta entre ciclos;
- amolecimento: A amplitude de tensões diminui com o incremento nos ciclos.

c) Os carregamentos podem ser alternados, onde a tensão cíclica varia entre valores positivos e negativos, ou podem ser executados completamente em compressão ou em extensão.

Uma abordagem similar, porém aplicada para camadas em aplicações de pavimentação, considerando estados parcialmente saturados, foi estudada por Werkmeister *et al.* (2005), observando quatro categorias para a resposta do material quando submetido a diferentes níveis de carregamento.

- a) Completamente elástica. Neste caso o material apresentará um comportamento puramente elástico;
- b) *Shakedown* elástico. O material acumulará deformações até um certo valor, após o qual seu comportamento será completamente elástico;
- c) *Shakedown* plástico. Existirá uma tendência de acúmulo de deformações até um certo valor, a partir do qual o comportamento do material ocorrerá em um ciclo de histerese sem novos acúmulos para ciclos posteriores;
- d) Colapso incremental. Neste caso, o material sempre acumulará deformações.

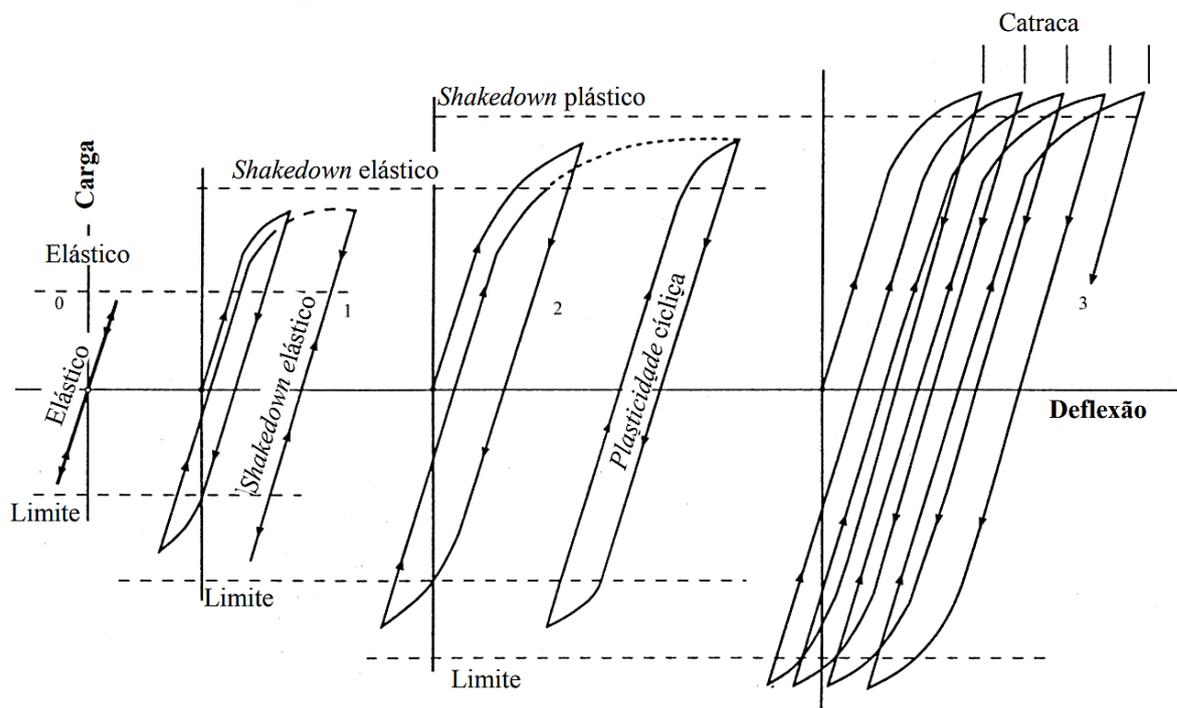


Figura 2.14 - Comportamento à diferentes carregamentos cíclicos (COLLINS *et al.* 1993; WERKMEISTER *et al.* 2005)

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O programa experimental aqui desenvolvido teve por objetivo elucidar o comportamento mecânico de uma mistura de solo e material fresado, tendo em vista à adição de cimento Portland e a inclusão de fibras.

Busca-se verificar e estabelecer quantitativamente a influência da quantidade de cimento, da porosidade da mistura compactada e a inclusão de fibras sobre a resistência à compressão, a resistência à tração por compressão diametral e por flexão, do módulo de cisalhamento a pequenas deformações, da durabilidade por ciclos de molhagem/secagem com escovação, e dos parâmetros de resistência do material e resultados da degradação por carregamentos cíclicos. Ademais, este estudo pretende verificar a relação entre parâmetros, com destaque, a razão de vazios/cimento, assim como comparar o material desta pesquisa com ao estudado anteriormente por Silva (2020).

Deste modo, para o êxito dos objetivos deste estudo, pode-se diferenciar os parâmetros em três tipos: variáveis de entrada, variáveis fixas e variáveis de resposta.

As variáveis de entrada 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 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) Tipo de fibra – fibras de polipropileno com 24mm de comprimento;
- f) Adição de fibras – 0,5%;
- g) Teor de umidade de moldagem – 9%;
- h) Tempo de cura – sete dias.

As variáveis de resposta do estudo são:

- a) Resistência à compressão simples (RCS);
- b) Resistência à tração na compressão diametral (RCD);
- c) Resistência à tração por flexão (RTF);
- d) Módulos à pequenas deformações (M_0, G_0, E_0);
- e) Perda de massa acumulada nos ciclos de durabilidade;
- f) Parâmetros de resistência do material;
- g) Variação da deformação cisalhante.

Foram realizados um total de 143 ensaios, tais que, para as dosagens dos ensaios de resistência não-confinada e durabilidade fez-se a permuta das variáveis de entrada. Para os ensaios *simple shear* monotônicos foram feitas dosagens com índices η/c_{iv} de 15 e 24, onde focou-se no comportamento cíclicos da dosagem com índice η/c_{iv} de 15, similarmente à pesquisa de Silva (2020). As medidas de velocidade de onda foram realizadas nos corpos de prova dos ensaios de resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e nos corpos de prova dos ensaios de durabilidade, sem detrimento aos ensaios em razão da medida ser não-destrutivo.

Ensaio	dosagens	amostras por dosagem	total
Resistência à compressão simples	12	3	36
Resistência à tração por compressão diametral	12	3	36
Resistência à tração por flexão	12	3	36
Durabilidade (12 ciclos)	12	1 + 1 (controle)	24
Simple shear monotônico	2	3	6
Simple shear cíclico	1	5	5
Velocidade de onda (amostras de RCS e RCD)		Ensaio não destrutivo	72 leituras
Velocidade de onda (nos ciclos de durabilidade)			60 leituras

3.2 MATERIAIS

A seguir são detalhados os materiais utilizados para a realização deste estudo, sendo eles:

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

3.2.1 Solo

A areia utilizada é proveniente do município de Osório (RS). Este material caracteriza-se por ser uma areia fina, limpa e de granulometria uniforme. De acordo com Corte (2016), o quartzo é o material correspondente a 99% de sua composição mineralógica, não sendo observada matéria orgânica. Este solo foi escolhido para o estudo, pois o seu comportamento é amplamente estudado em trabalhos como Cruz (2008), Consoli *et al.* (2012), Marques (2016) entre outros.

A análise granulométria do solo (Figura 3.1) foi realizada por peneiramento, em acordo com os procedimentos da NBR 7181 (ABNT, 2016a). Também foi realizado o ensaio de massa específica dos grãos conforme a NBR 6508 (ABNT, 1984).

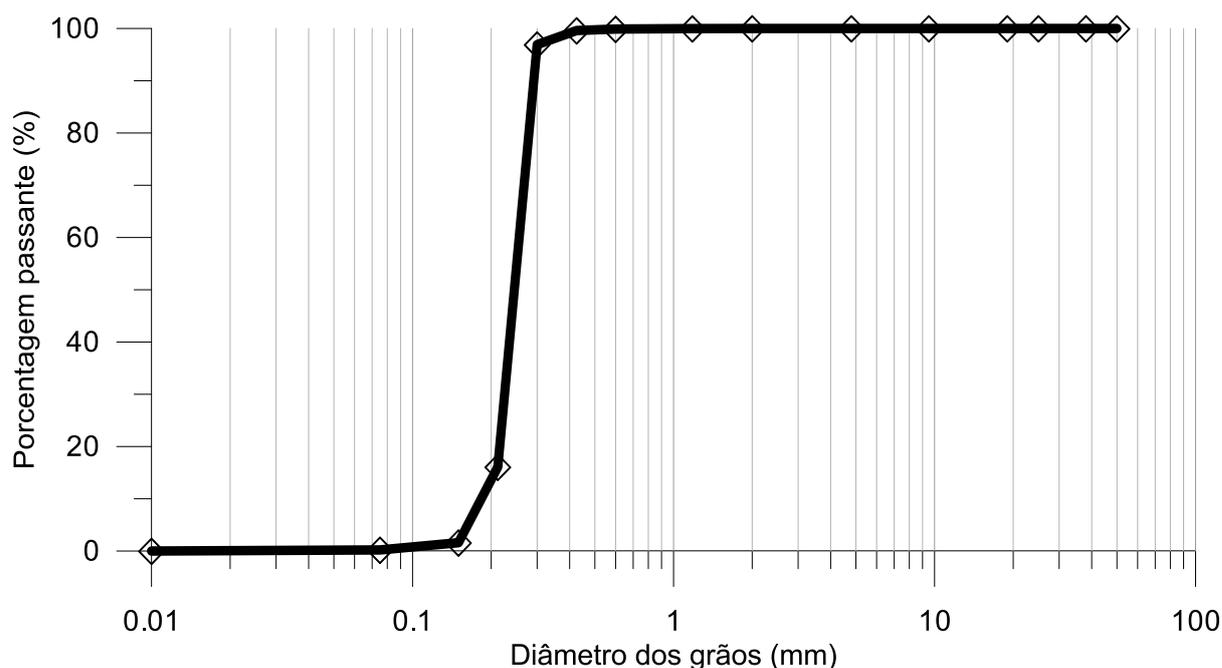


Figura 3.1 - Curva granulométrica da Areia de Osório

Tabela 3.1 - Índices físicos da Areia de Osório

Índices físicos	Areia de osório
Massa específica real dos grãos, γ_s	2,65 kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	1,39
Coefficiente de curvatura, C_c	1,06
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,18 mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,26 mm

3.2.2 Material Fresado Asfáltico

De acordo com Luzzi (2019), o material fresado foi coletado a partir dos serviços de conservação e manutenção de pavimentos da rodovia BR-290/RS e BR-116/RS, entre os municípios de Guaíba e Osório, os quais estavam sob responsabilidade da Triunfo/Concepa.

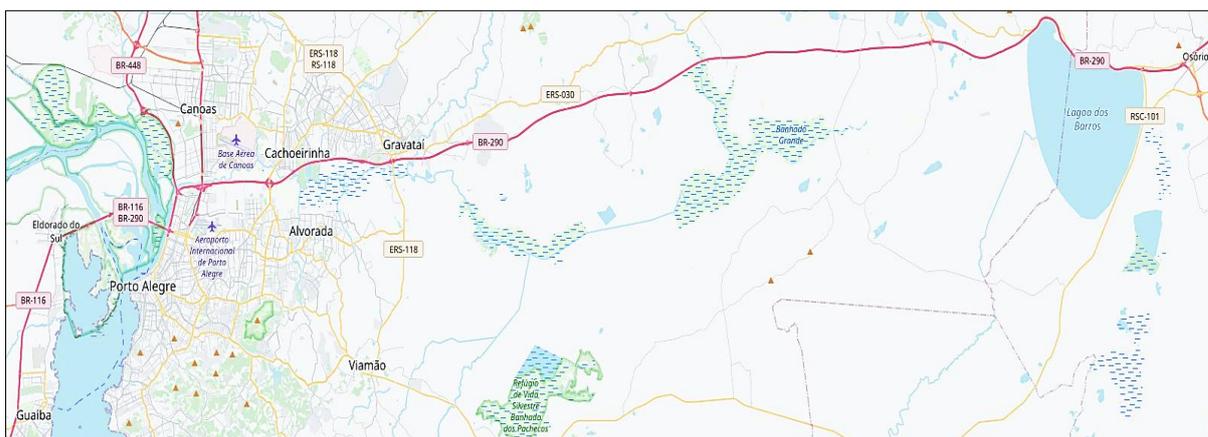


Figura 3.2 - BR-116/RS e BR-290/RS (adaptado de OpenStreetMap.org)

O equipamento utilizado foi uma minifresadora, que gera um RAP de granulometria mais fina que a fresadora tradicional, Figura 3.3.

O material utilizado para a presente pesquisa foi a parcela fina do fresado de pavimento asfáltico, passante na peneira de abertura de 2 mm. Escolheu-se essa faixa do material em razão da sua abundância e baixa taxa de reutilização existente, como dito anteriormente o material fresado pode ser reintroduzido no processo de recapeamento das rodovias, no entanto a parcela mais fina é descartada ou pouco utilizada, tal que a parcela mais grosseira é preferida, tendo em vista certos critérios de qualidade, tal como a razão fino/ligante e índice de vazios.



Figura 3.3 - Equipamento realizando serviço de fresagem(a) e detalhe do tambor de fresagem (b). (LUZZI, 2019)

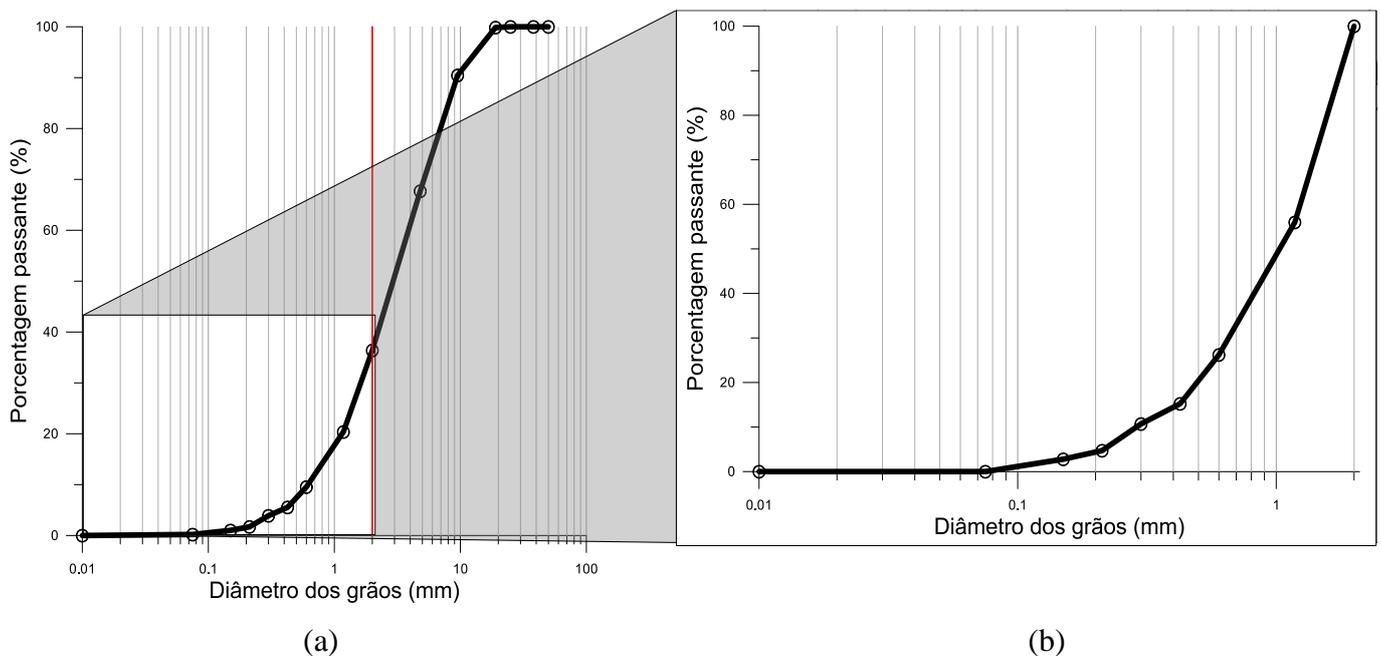


Figura 3.4 – Curva granulométrica do material fresado (a), fração inferior à 2 mm (b).

Foi realizado, conforme NBR 6508 (ABNT, 1984), o ensaio de massa específica dos grãos para o material fresado asfáltico, obtendo-se o valor de $2,36 \text{ g/cm}^3$. Também foi determinado o teor de ligante asfáltico através do método de queima, conforme a AASHTO T 308 (2018), a média das duas amostras resultou num teor de 9,26% de ligante, presente na fração fina do fresado.

3.2.3 Cimento Portland

O agente cimentante utilizado ao longo da pesquisa foi o cimento Portland de alta resistência inicial (CPV – ARI). A utilização deste material permitiu adotar um tempo de cura de sete dias

para os ensaios de resistência, pois este tipo de cimento atinge, aos sete dias, o equivalente à 80% de sua resistência aos 28 dias. Conforme a NBR 16697 (ABNT, 2018), este cimento possui uma porcentagem de ‘Clinker + Sulfato de cálcio’ entre 90 a 100%, podendo contar com adições carbonáceas de até 10%.

3.2.4 Fibras

As fibras utilizadas neste estudo são produzidas e comercializadas pela *Officine Maccaferri S.p.a.*, com utilização típica para argamassas e concretos. Adotou-se tais fibras pois seu comportamento já foi amplamente estudado e encontram-se disponíveis comercialmente. Tratam-se de fibras sintéticas de polipropileno, produzidas por um processo de extrusão, que são quimicamente inertes, estáveis, resistentes ao ambiente alcalino, não absorvem água e não oxidam. As fibras utilizadas têm o comprimento de 24 mm, e secção circular com diâmetro de 18 μm . Conforme as especificações técnicas fornecidas, essas fibras atingem 80% de extensão até a ruptura, com uma resistência à tração de 300 Mpa, e módulo de elasticidade de 3 GPa. Além disso seu peso específico é de 0,91 g/cm^3 .

3.2.5 Água

Para a moldagem dos corpos de prova foi utilizada água destilada, com o intuito de evitar a introdução de impurezas, como álcalis, ácidos e matéria orgânica. Além de facilitar a comparação com demais estudos.

3.2.6 Composição

Neste estudo foi utilizada a combinação de solo e fresado na proporção 70 e 30% respectivamente. Conforme os resultados de Silva (2020), procurou-se estabelecer uma curva granulométrica intermediária que atenderia aos requisitos estabelecidos pelo DNIT (2010b). A autora destaca que a composição sem adição de cimento não atenderia os valores mínimos de material fino (inferior a 0,075 mm), mas devido à adição de cimento, a mistura analisada passa a atender. Além disso, como visto no capítulo anterior, porcentagens maiores de RAP podem encontrar limitações normativas de utilização a depender da região.

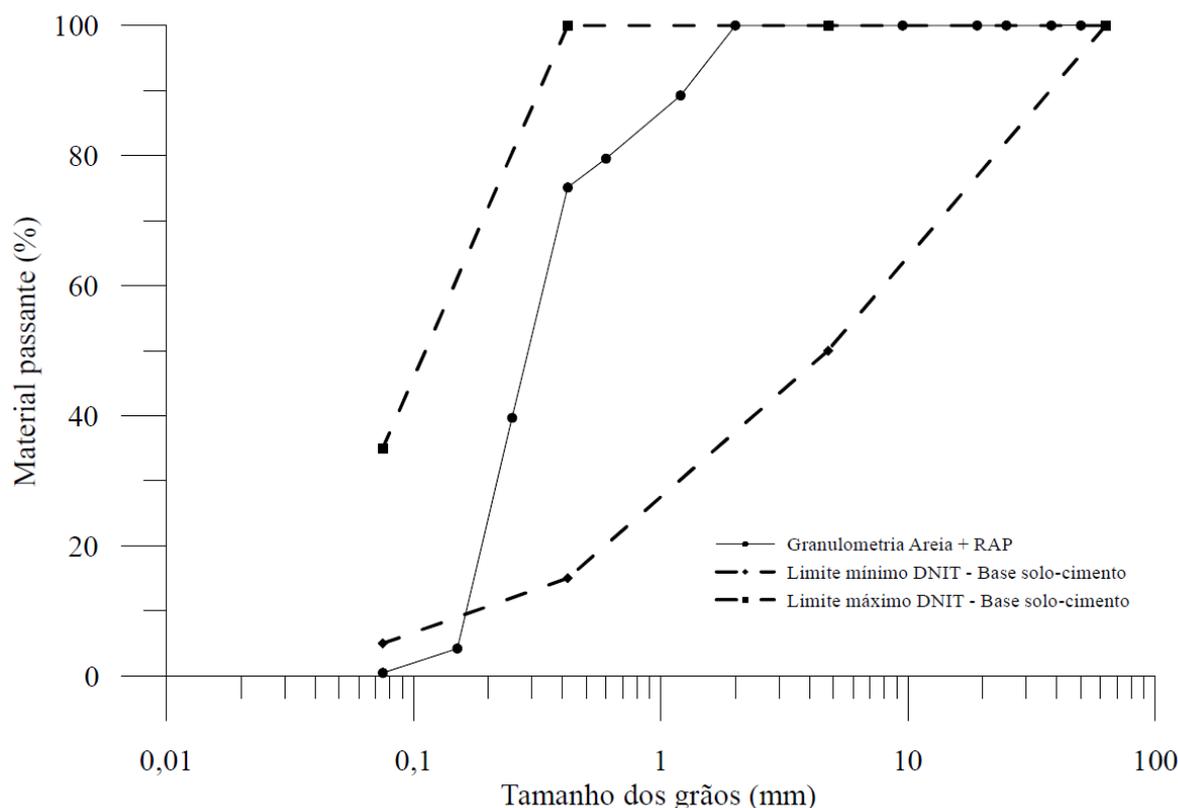


Figura 3.5 - Curva granulométrica da composição (SILVA, 2020)

Também foi determinado a umidade ótima e a massa específica aparente máxima da mistura, através do ensaio de compactação em acordo com a NBR 7182 (ABNT, 2016b). Os ensaios sem fibra foram realizados por Silva (2020), com reuso de material. Os resultados com fibra foram realizados apenas na energia modificada, a partir do ponto médio sem fibra e não foi feito reuso de material.

Para a energia modificada, e para a composição sem fibra, a umidade ótima obtida foi de 9,26% e peso específico de 18,2 kN/m³. Com a inclusão de fibras, a umidade ótima aumentou, para 9,48% e o peso específico diminuiu, atingindo 17,7 kN/m³, como apresenta a Figura 3.6. Apesar disso, para efeitos de comparação, as variáveis foram fixadas nos mesmos valores estudados por Silva (2020), ou seja, teor de umidade de 9% e peso específico de 18 kN/m³, com demais pesos específicos abaixo do máximo em intervalos de 0,8 kN/m³.

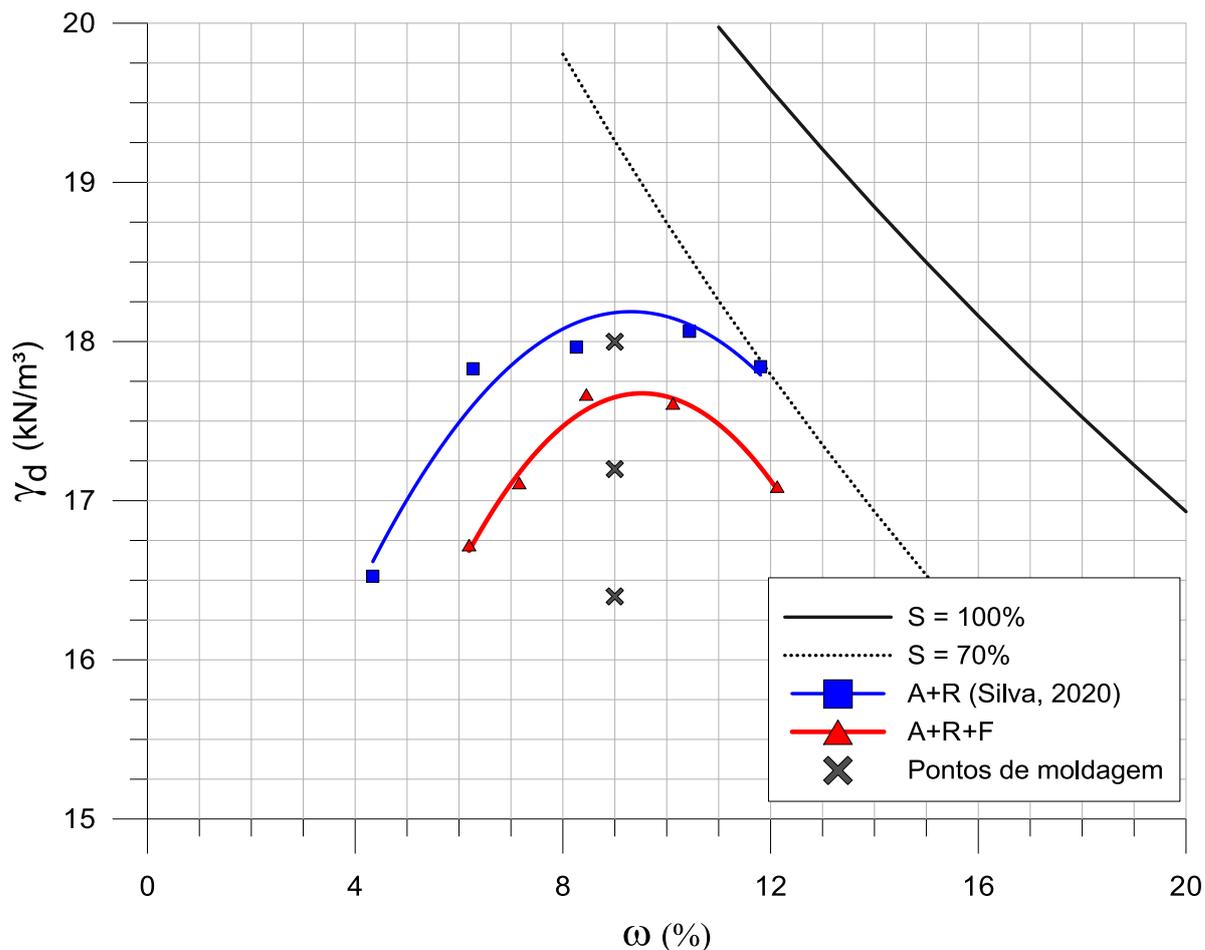


Figura 3.6 - Curva de compactação: sem fibra (A+R) e com fibra (A+R+F).

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Preparação de amostras

Para a moldagem de todas as amostras, o procedimento foi similar: a pesagem dos materiais - solo, RAP, cimento, água, fibra - foi feita com a precisão de 0,01 grama. Os materiais secos eram misturados até sua homogeneidade visual e então adicionada a água.

A quantidade final da mistura é suficiente para a moldagem do corpo de prova e a produção de pequenas amostras para verificação da umidade. Essas amostras de verificação então levadas à estufa, na temperatura de 100°C, onde permanecem por um período mínimo de 48 horas.

Com exceção das corpos-de-prova para os ensaios de flexão e de *simple shear*, os demais corpos de prova eram compactados estaticamente em três camadas, e, nas interfaces entre camadas, a superfície era escarificada para melhorar a aderência. A compactação estática foi realizada até a altura final do corpo de prova para atender o peso específico seco definido, em contraste com

a norma NBR 12024 que estabelece que a moldagem seja feita por soquete nas energias pré-estabelecidas. Após a compactação, o corpo-de-prova retirado do molde era acondicionado pelo período de cura envolto de uma embalagem plástica.

Para as amostras dos ensaios de flexão e *simple shear*, diante da pequena altura destes corpos-de-prova, a compactação foi realizada em apenas uma camada.

Os corpos de prova passavam seu período de cura em câmara úmida, com temperatura de $20 \pm 1^\circ\text{C}$. Os corpos de prova permaneciam acondicionadas durante um período de seis dias. No sexto dia, eles eram imersos em água por mais 24h, visando a redução do efeito da sucção, e completavam sete dias de cura na realização dos ensaios.

Especialmente os corpos de prova para os ensaios de durabilidade, passavam um dia a mais na câmara úmida, visto que o primeiro ciclo começa com uma fase de imersão ao início do ensaio.

A aceitação das amostras, em consonância com a NBR 12024 (ABNT, 2012a), foi limitada em função de:

- Grau de compactação de 98% a 102%.
- Umidade de moldagem no intervalo de $\pm 0,5\%$ em torno da umidade ótima.

3.3.2 Ensaio de resistência à compressão (simples/não-confinada)

A resistência à compressão simples de um solo é definida pela resistência axial de uma amostra de solo quando ensaiada a uma tensão de confinamento nula ($\sigma_3 = 0$). O ensaio é o método mais simples e rápido para determinar a resistência ao cisalhamento de solos coesivos, podendo também ser aplicado para solos compactados (ASTM, 2000). O valor medido para este ensaio é considerado não-drenado, pois é realizado tão rapidamente que não há perda de umidade significativa (ABNT, 2012b).

A análise dos resultados de ensaios de resistência à compressão simples e de ensaios de durabilidade (ciclos gelo/degelo e/ou ciclos molhagem/secagem) é a maneira mais comum de avaliar a efetividade da adição de cimento (CATTON, 1959; FOPPA, 2005).



Figura 3.7 - Ensaio de compressão simples.

Para este ensaio foram feitos corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, em triplicata para as 12 dosagens. Foi utilizada uma prensa automática, com velocidade de 1,14 mm por minuto. Utilizou-se uma célula de carga de 10 kN.

A resistência à compressão simples pode ser calculada através da equação 3.1:

$$q_u = \frac{P}{\pi R^2} \quad 3.1$$

Onde P é a carga aplicada, e R o raio da seção transversal ao carregamento.

3.3.3 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Existem diversas formas de se avaliar a tensão de ruptura à tração de um solo, conforme (DOSHI e GUIRGUIS, 1983), como tensão axial direta, tensão de tração por triaxial, teste por flexão, teste por cilindro oco e o teste indireto brasileiro.

O teste de resistência à compressão diametral, também definido como resistência à tração indireta ou ainda método brasileiro, é comumente aplicado em rochas, para a qual possui a norma americana D 3967 (ASTM, 2016), e também para concretos, definida pela norma brasileira, NBR 7222 (ABNT, 2011). No contexto da engenharia rodoviária, o método de ensaio é análogo ao ensaio DNIT-ME 136 (DNIT, 2010a).

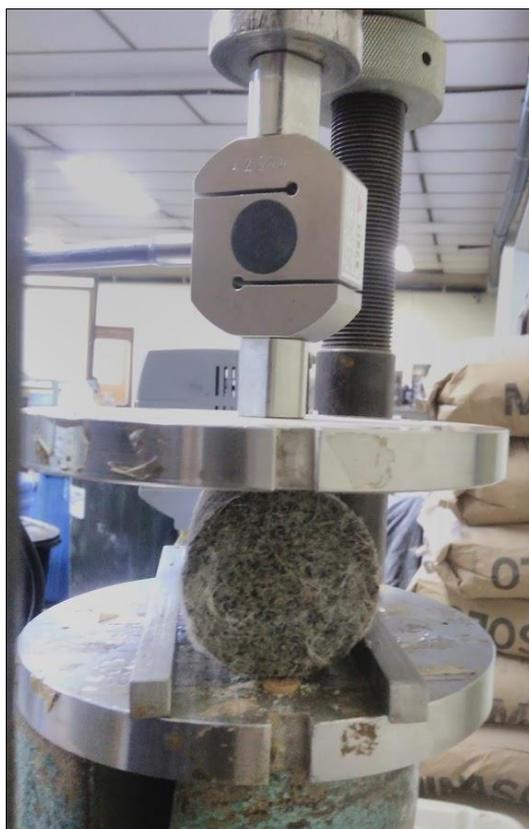


Figura 3.8 - Ensaio de compressão diametral.

Para este ensaio também foram feitos corpos-de-prova cilíndricos de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, e realizado triplicatas das 12 dosagens, utilizou-se a mesma prensa descrita anteriormente. A célula de carga utilizada, no entanto, possui uma capacidade máxima, inferior, de 5kN.

A resistência à compressão diametral pode ser calculada através da equação 3.2:

$$q_u = \frac{2P}{\pi DH} \quad 3.2$$

Onde P é a carga aplicada, D o diâmetro e H a altura do corpo-de-prova.

3.3.4 Ensaio de resistência à tração por flexão

Os ensaios de resistência à tração por flexão em corpos de prova de solo cimento não têm normatização nacional, para concreto o ensaio é normalizado pela NBR 12142 (ABNT, 2010). Neste caso, previu-se a utilização da normativa estadunidense D 1635 (ASTM, 2019). Produziu-se corpos-de-prova de forma prismática, uma viga de seção 40 por 40 mm e comprimento 170 mm, de acordo com as especificações da norma ASTM.

Para a realização do ensaio, a viga produzida é então posicionada sobre dois apoios e a carga é aplicada no terço central. Foram realizadas triplicatas, e utilizou-se a mesma prensa descrita anteriormente, assim como a célula de carga com capacidade de 5 kN.



Figura 3.9 – Ensaio de flexão.

Se a ruptura ocorrer no terço central, calcula-se a resistência à flexão através da equação:

$$q_f = \frac{PL}{bh^2} \quad 3.3$$

Onde P é a carga aplicada, L o vão entre apoios, b a base da secção transversal da vigota e h a altura da vigota.

Se a ruptura ocorrer fora do terço central, a no máximo 5% de L de distância, utiliza-se:

$$q_f = \frac{3Pa}{bh^2} \quad 3.4$$

Onde a é a distância da ruptura até o apoio mais próximo, medido pelo banzo inferior.

Caso a ruptura ocorra fora do terço central e além do limite de 5% de L , descarta-se o ensaio.

3.3.5 Ensaio de molhagem/secagem

O ensaio de durabilidade por molhagem e secagem, normalizado pela norma americana D 559 (ASTM, 2015a), em consonância com a NBR 13554 (ABNT, 2012d) consiste na realização de ciclos de molhagem e secagem, com escovação, simulando a ação do intemperismo no corpo-

de-prova. O ensaio permite que se conheça a perda de massa, a variação da umidade e a variação do volume ao longo dos ciclos.

O ensaio é realizado ao longo de 12 ciclos de molhagem, secagem e escovação. Um ciclo compreende cinco horas de imersão em água, seguido de 42 horas em estufa à $71 \pm 3^\circ\text{C}$ e uma hora de intervalo para o manuseio e realização da escovação, completando 48 horas. O procedimento de escovação dos corpos-de-prova consiste em passar uma escova metálica padronizada quatro vezes na extremidade superior, quatro vezes na extremidade inferior, e 18 a 20 vezes nas laterais, visando todo o perímetro ao menos duas rotações completas. Aplica-se uma força equivalente à aproximadamente 13 N (3 lbf) em toda a altura e diâmetro do corpo-de-prova.



Figura 3.10 - Corpos-de-prova de durabilidade: na estufa (a), prontas para imersão (b).

Este ensaio foi realizado 12 vezes, uma para cada dosagem, com corpo-de-prova de controle, num total de 24 corpos-de-prova. As amostras têm formato cilíndrico medindo 100 mm de diâmetro e 127 mm de altura.

3.3.6 Ensaio de velocidade de onda

Segundo Khan *et al.* (2006), o ensaio de *pulse-velocity* é o método mais comumente utilizado para a avaliação da qualidade de concretos e para relacionar velocidade de onda com resistência. Para concretos, é possível encontrar a norma estadunidense C 597 (ASTM, 2016), mas o ensaio não é normatizado para misturas de solo e não há preconização nacional para este ensaio.

Nesse método, pulsos emitidos por um transmissor viajam através do material e são detectados por um receptor, colocados em extremos opostos do corpo-de-prova. O tempo de chegada do

primeiro pulso é medido e registrado, a velocidade de onda é simplesmente a distância sobre o tempo.

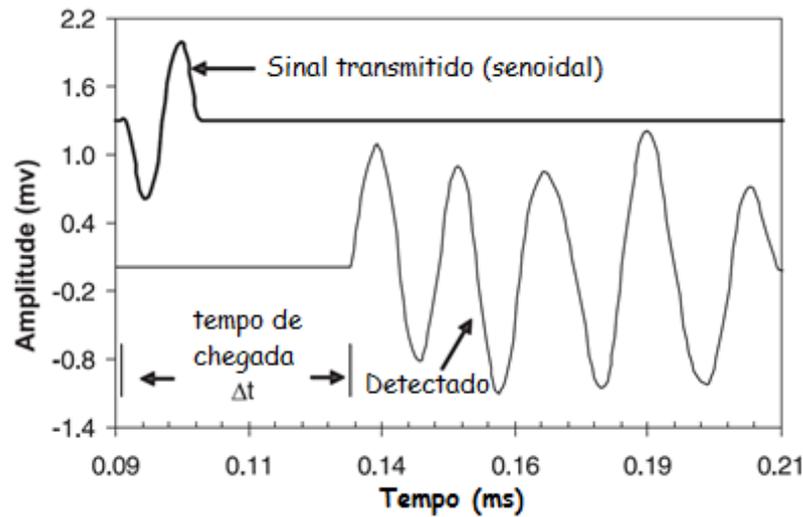


Figura 3.11 – Ensaio típico em uma barra de calibração (adaptado de KHAN *et al.*, 2006).

Ondas de compressão (ondas-p) e ondas de cisalhamento (ondas-s) relacionam-se respectivamente ao módulo *p-wave*, ou *constraint modulus* (M_0), e ao módulo de cisalhamento a pequenas deformações (G_0). Métodos matemáticos possibilitam determinar também o coeficiente de Poisson (ν), o coeficiente de Lamé (λ), o módulo de elasticidade à pequenas deformações (Young, E_0) e até o módulo de compressão à pequenas deformações (Bulk, B_0).

$$V_p = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1 - \nu}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)}} \quad 3.5$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{2(1 + \nu)}} \quad 3.6$$

$$\frac{V_s}{V_p} = \sqrt{\frac{1 - 2\nu}{2(1 + \nu)}} \quad 3.7$$

- Onde:
- V_p = velocidade da onda-p
 - V_s = velocidade da onda-s
 - M = módulo *p-wave*
 - G = módulo de cisalhamento a pequenas deformações
 - E = módulo de elasticidade a pequenas deformações
 - ν = coeficiente de Poisson

- ρ = peso específico do material

De acordo com Christaras *et al.* (1994), essas correlações mostram-se válidas em materiais isotrópicos, assim como materiais onde a anisotropia é observada na direção do ensaio.

Para os ensaios foi utilizado o equipamento *Pundit Lab Plus*, da marca *Proceq*. Utilizou-se as frequências de 54 kHz para as ondas-p e 250 kHz para as ondas-s.

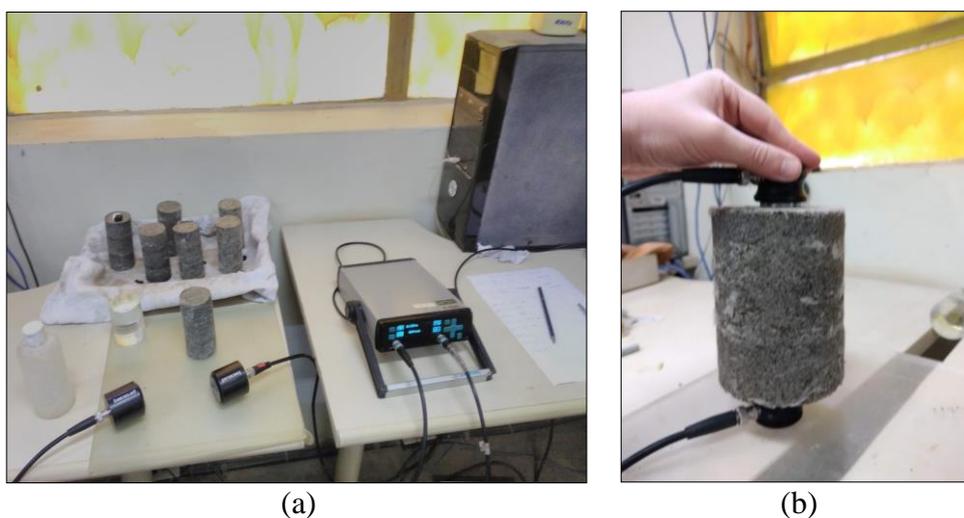


Figura 3.12 - Ensaio de velocidade de onda, nas amostras de resistência (a), em uma amostra de durabilidade (b).

Foi realizada a avaliação dos módulos a pequenas deformações em todos os corpos de prova de resistência à compressão e à tração por compressão diametral, totalizando 72 medidas. Além disso, foi observada a degradação desses módulos conforme os ciclos de durabilidade. Neste caso, o ensaio foi realizado ao fim dos ciclos 1, 3, 6, 9 e 12, durante o intervalo de uma hora para manuseio, totalizando 60 medidas. Ao todo foram realizados, portanto, 132 medidas de velocidade de onda.

3.3.7 Ensaio *simple shear*

O ensaio *simple shear* é um método bastante conhecido e amplamente utilizado para medir a resistência e a rigidez de um solo. Este é o único ensaio capaz de sujeitar o solo a uma condição de deformações planas a volume constante, condições representativas de estados de tensões encontrados em campo (DOHERTY e FAHEY, 2011). O corpo de prova, confinado por uma membrana de borrada e anéis metálico, ou por uma câmara de pressão, podendo sofrer variações na sua altura, enquanto variações da seção transversal não são permitidas. Por utilizar corpos-de-prova relativamente finos, consegue atingir uma deformação de cisalhamento mais uniforme

(BJERRUM e LANDA, 1966, apud CORTE, 2016). Nos ensaios realizados adotou-se corpo-de-prova de 100 mm de diâmetro e 50 mm de altura.

O equipamento disponível para esta pesquisa, desenvolvido por Corte (2016), é baseado no modelo existe na Universidade de Western Austrália (UWA), no qual, para estabelecer condições planas de deformação, a altura da amostra é fixa, o que, juntamente com as condições de volume constante impostas, evita qualquer mudança na área transversal. (DOHERTY e FAHEY, 2011).

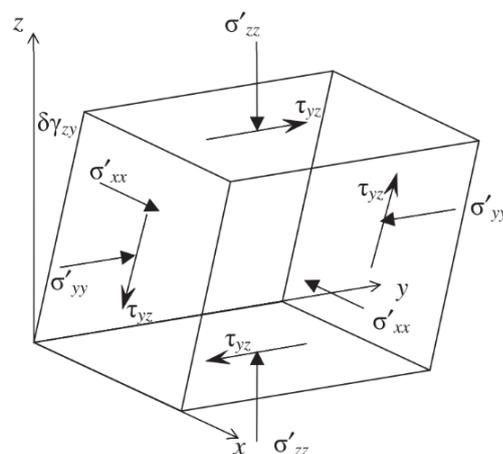


Figura 3.13 - Estado de tensões ideais de um elemento sob ensaio (DOHERTY e FAHEY, 2011).

O equipamento aplica um carregamento vertical através de um conjunto servomotor com uma célula de carga acoplada, impedindo a variação de altura e medindo a carga aplicada. Nas laterais do corpo de prova há uma membrana látex que realiza a vedação com pares de *o-rings*, isolando-o da câmara de pressão que irá confinar o corpo-de-prova durante o ensaio, vide Figura 3.14. O sistema de geração e aplicação de deslocamento horizontal é controlado por um conjunto similar de servomotor que desloca horizontalmente o pedestal da amostra sobre o patin, neste conjunto há uma célula de carga acoplada para medida da força realizada.

O equipamento desenvolvido por Corte (2016) permite calcular as variáveis τ , γ , σ_v e σ_h diretamente. O cisalhamento é realizado de forma não drenada, porém é medida a poropressão, permitindo a análise em termos de tensões efetivas. É possível a realização de ensaio monotônicos e cíclicos no equipamento. Os ensaios cíclicos podem ser do tipo deformação controlada ou tensão controlada.

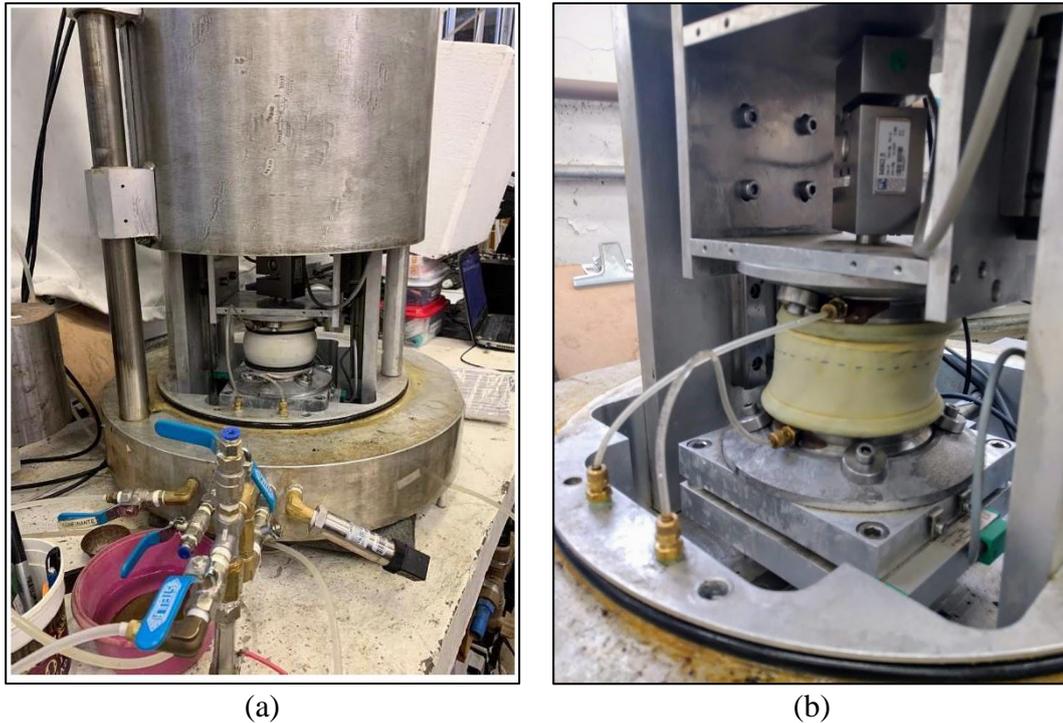


Figura 3.14 - Ensaio *simple shear* : (a) visão geral da câmara (b) amostra.

As tensões principais do ensaio são dependentes da tensão vertical efetiva e da tensão horizontal efetiva. Podendo ser calculadas da seguinte maneira:

$$\sigma'_v = PC + Q - PP \quad 3.8$$

$$\sigma'_h = PC - PP \quad 3.9$$

- Onde:
- PC = pressão confinante
 - Q = tensão desvio
 - PP = poropressão

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

$$\sigma_{1,3} = \left(\frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \right) \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_v + \sigma'_h}{2} \right)^2 + \tau^2} \quad 3.10$$

$$\sigma_2 = \sigma'_h \quad 3.11$$

- Onde:
- σ'_v = tensão vertical efetiva;
 - σ'_h = tensão horizontal efetiva;
 - τ = tensão cisalhante.

Para as análises é comum utilizar a representação no plano p-q, conforme:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad 3.12$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad 3.13$$

O procedimento de ensaio é semelhante à execução de um ensaio triaxial. Inicia-se com a percolação de água na amostra, seguida da saturação. Na saturação a tensão efetiva é mantida constante com o incremento das pressões confinantes. Após a saturação é feita a consolidação isotrópica, onde a tensão efetiva é elevada aos valores desejados. Por fim, inicia-se o cisalhamento do corpo-de-prova.

Nos ensaios monotônicos, o cisalhamento se dá pelo deslocamento com velocidade constante do pedestal do corpo-de-prova, continuamente até que o mesmo se rompa, ou até determinada deformação escolhida. Nos ensaios cíclicos, o cisalhamento ocorre até uma tensão ou deslocamento máximo e mínimo, durante um número n de ciclos.

Foram realizados 11 ensaios nas misturas solo-RAP-cimento-fibra, dos quais seis ensaios monotônico com dois índices η/c_{iv} (15 e 24), e três tensões efetivas iniciais (25, 50 e 100 kPa), os demais cinco ensaios foram realizados de forma cíclica, sob tensão controlada, com tensão efetiva inicial única (100 kPa), dosagem η/c_{iv} única (15), à cinco diferentes intervalos de tensão, tal que a razão τ/σ'_v fosse diferente (0,3, 0,4, 0,5, 0,6 e 0,7) ou seja, diferentes valores máximos de tensão cisalhante nos ciclos. Assim como os ensaios realizados por Silva (2020), buscou-se verificar o comportamento do material a diferentes ‘posições’ da curva η/c_{iv} de forma monotônica, e, por fim, focou-se no comportamento do material de forma cíclica naqueles mais cimentados/compactados.

4 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados, individualmente, os resultados obtidos nos ensaios realizados. Resumidamente, a mistura de areia-fresado nas proporções 70/30, com inclusão de 0,5% de fibra, cimentada e compactada teve sua dosagem de cimento e compactação da seguinte maneira: para os ensaios de resistência à compressão simples, tração por compressão diametral, tração por flexão e durabilidade, as dosagens foram estabelecidas pela permutação dos diferentes teores de cimento (3, 5, 7, e 9%) e os pesos específicos selecionados (16,4, 17,2, e 18,0 kN/m³); os ensaios de velocidade de onda foram realizados nos corpos de prova de resistência à compressão e a tração por compressão diametral. Por sua vez, nos ensaios *simple shear*, a dosagem deu-se para atingir os parâmetros η/c_{iv} específicos (15 e 24).

4.1 RESISTENCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

4.1.1 Efeito do teor de cimento

Na Figura 4.1, pode-se observar a influência do teor de cimento nos ensaios, onde cada reta representa um peso específico de moldagem. Nota-se que a variação do teor de cimento possui uma relação linear ao aumento da resistência à compressão simples, mostrando o fator benéfico da cimentação no aumento da resistência.

4.1.2 Efeito da porosidade

Na Figura 4.2 é apresentado o efeito da porosidade do corpo-de-prova na resistência à compressão simples, no qual cada curva de tendência representa um teor de cimento. Ajustou-se curvas de tendência na forma de potência, no qual pode-se notar que para baixos teores de cimento a influência da porosidade é pequena e, por sua vez, para altos teores de cimento, a variação da porosidade influencia de forma mais relevante na resistência à compressão simples.

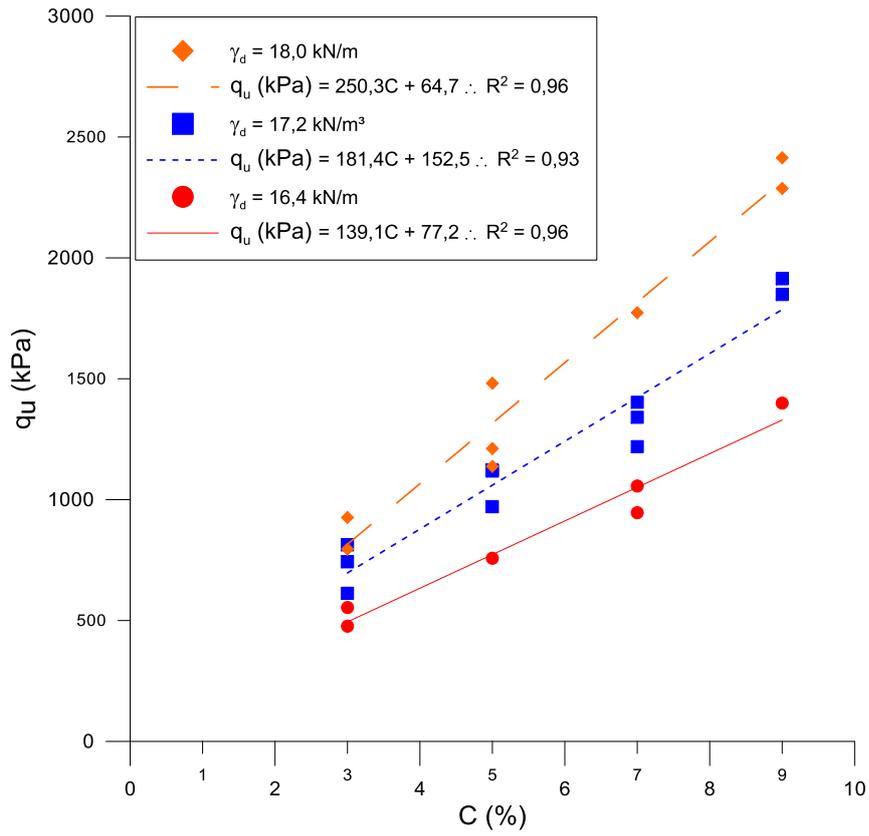


Figura 4.1 - Resistência à compressão simples como função do teor de cimento.

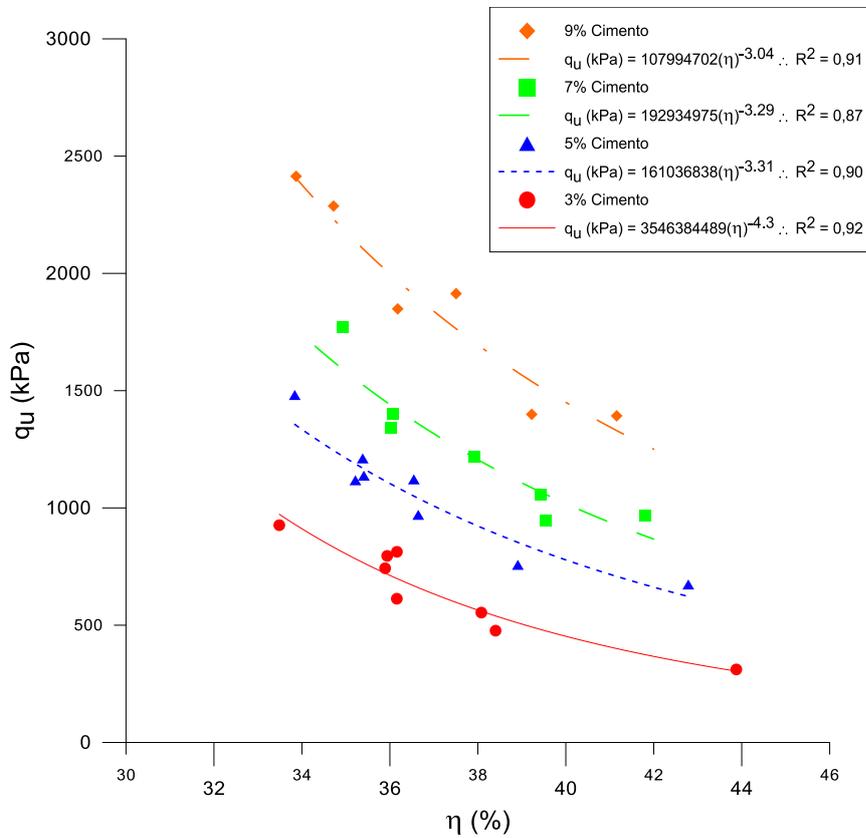


Figura 4.2 - Resistência à compressão simples como função da porosidade.

4.1.3 Efeito do parâmetro η/c_{iv}

O efeito do parâmetro η/c_{iv} permite a análise da influência da cimentação e da porosidade de forma conjunta. Esse parâmetro pode ser observado na Figura 4.3. 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 fornece uma única tendência, não foi necessário o ajuste por meio do expoente no teor volumétrico de cimento.

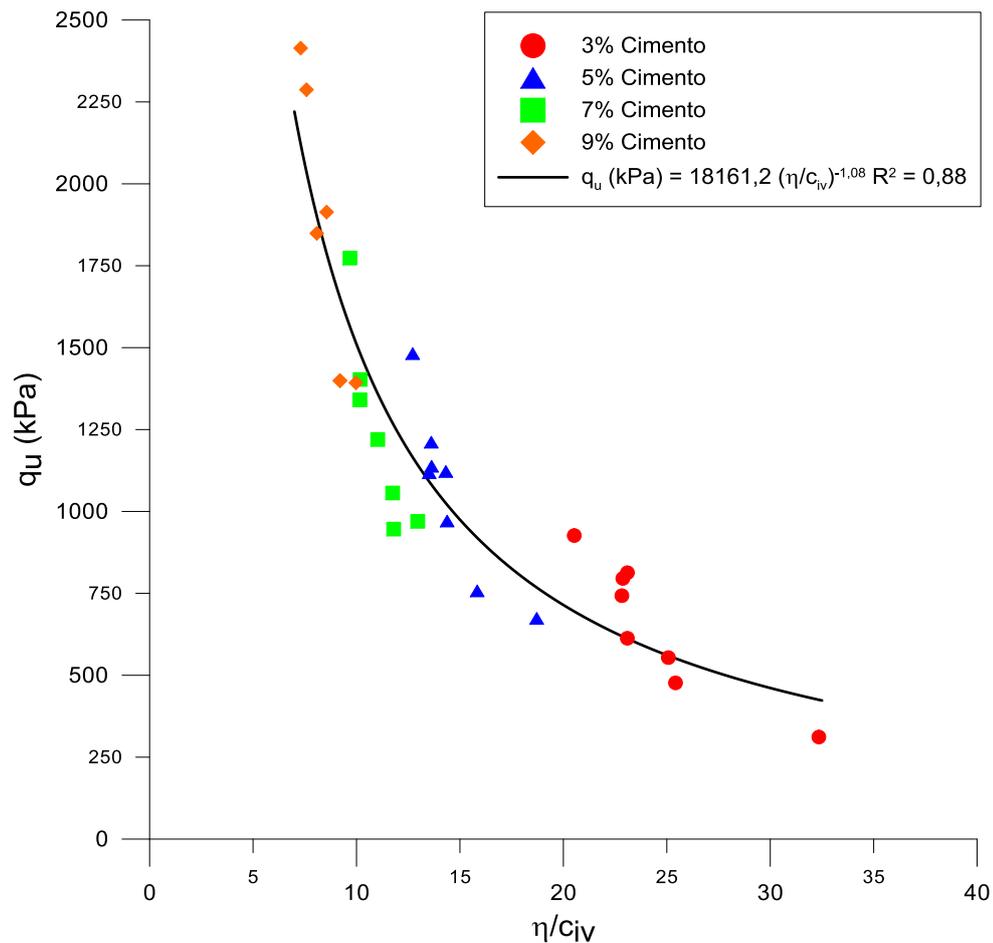


Figura 4.3 - Resistência à compressão simples como função do parâmetro η/c_{iv} .

4.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR 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 na compressão diametral. Como observado na Figura 4.4, o efeito do acréscimo de cimento na resistência à tração das amostras, é representado de forma linear.

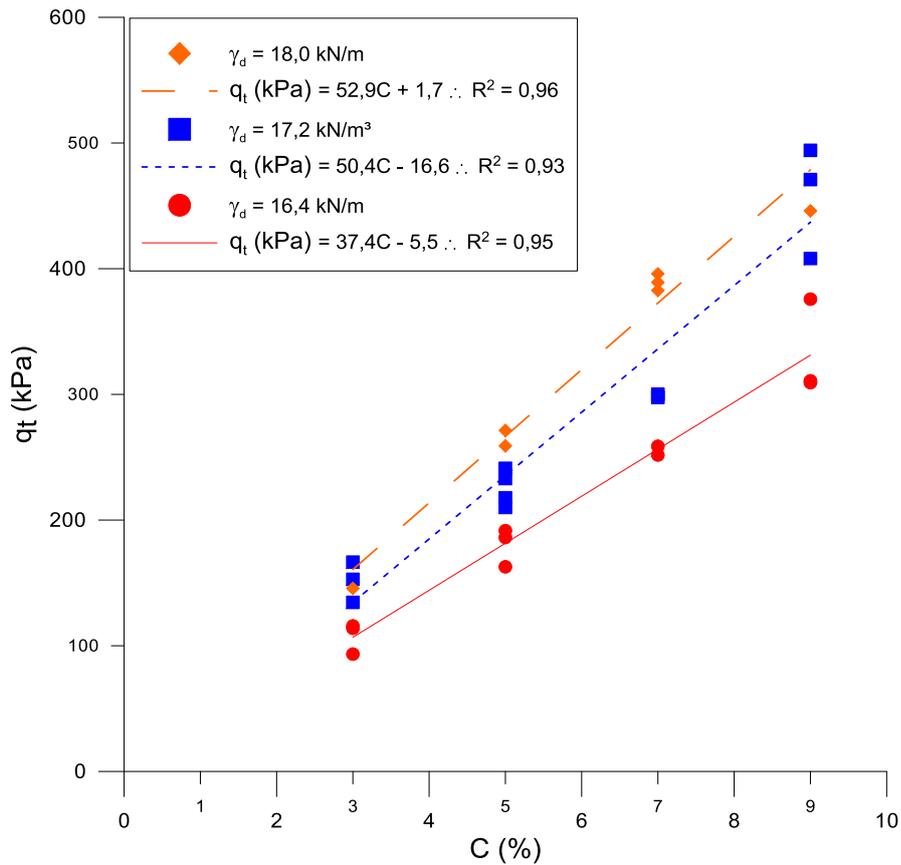


Figura 4.4 - Resistência à compressão diametral como função do teor de cimento.

4.2.2 Efeito da porosidade

Na Figura 4.5 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 que assim como nos resultados referentes à resistência à compressão simples, 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.

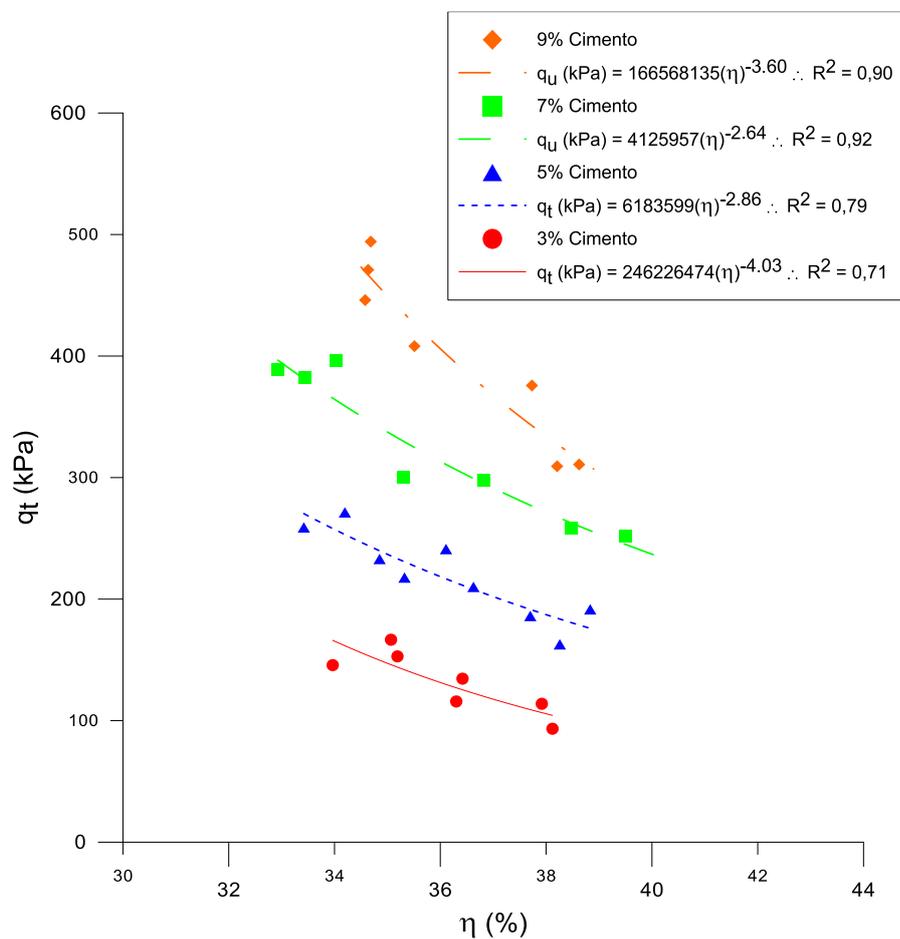


Figura 4.5 - Resistência à compressão diametral como função da porosidade.

4.2.3 Efeito do parâmetro η/c_{iv}

A resistência à tração em relação ao parâmetro proposto por Foppa (2005) e Consoli *et al.* (2007) é representada na Figura 4.6. 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.

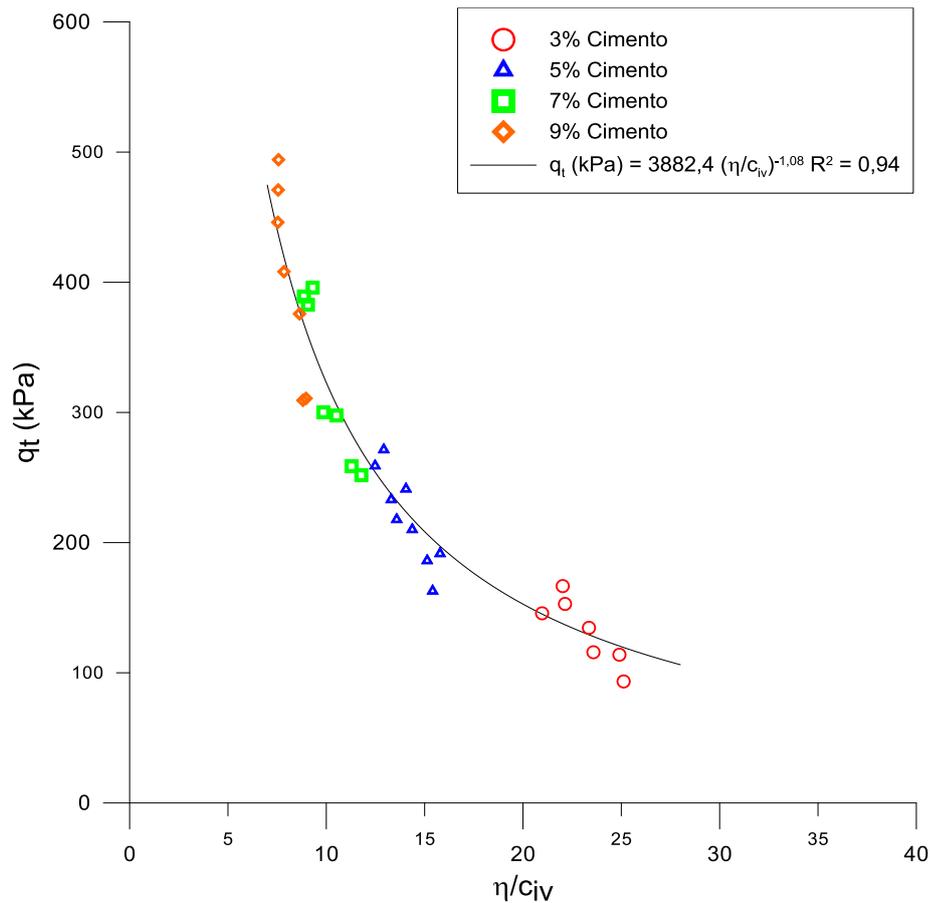


Figura 4.6 - Resistência à compressão diametral como função do parâmetro η/c_{iv} .

4.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR FLEXÃO

4.3.1 Efeito do teor de cimento

Observa-se na Figura 4.7, o efeito do acréscimo de cimento na resistência à tração por flexão das amostras. Cada tendência representa um peso específico diferente estabelecido na moldagem, verifica-se que as tendências se ajustam bem no formato linear:

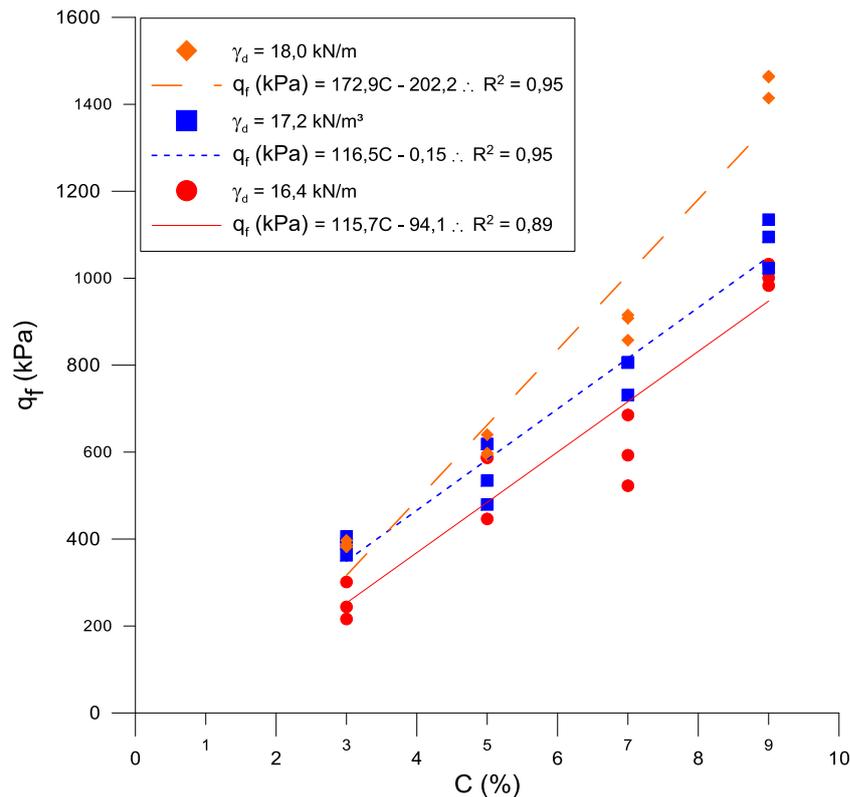


Figura 4.7 - Resistência à flexão como função do teor de cimento.

4.3.2 Efeito da porosidade

O efeito da variação da porosidade na resistência das amostras pode ser observado na Figura 4.8. Cada teor de cimento é representado por uma curva, pode-se notar que, assim como nos demais resultados, 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. Além disso, a variabilidade dos resultados, em comparação com os ensaios de resistência à compressão axial e diametral, foi maior, resultados em coeficientes de determinação mais baixos.

4.3.3 Efeito do parâmetro η/c_{iv}

A resistência à flexão em relação ao parâmetro η/c_{iv} é representado na Figura 4.9. 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 nos outros ensaios não-confinados.

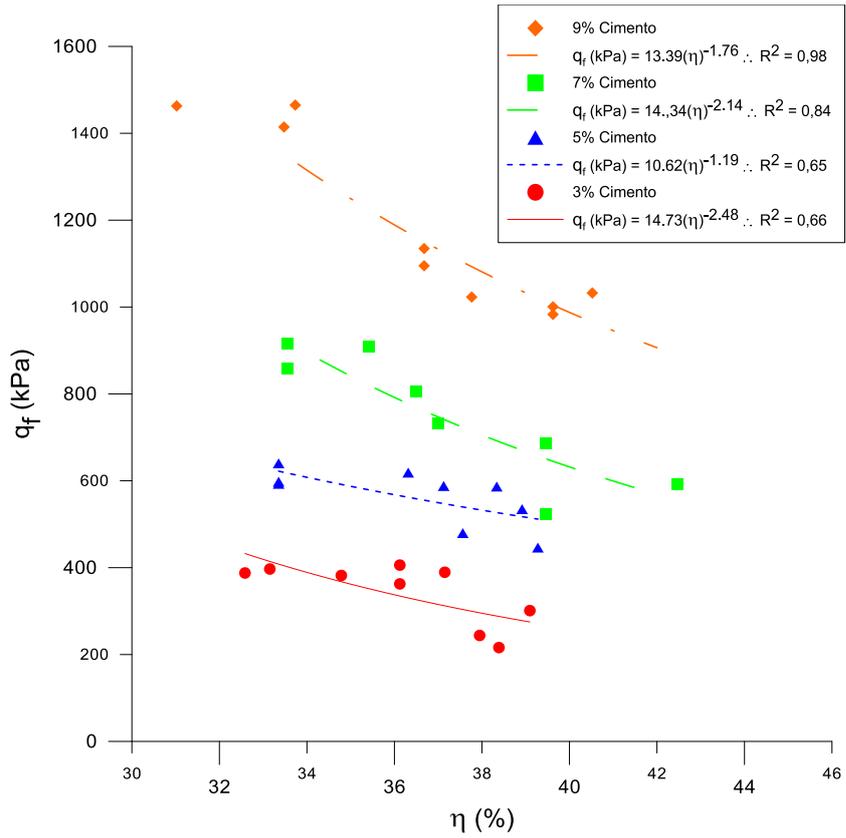


Figura 4.8 - Resistência à flexão como função da porosidade.

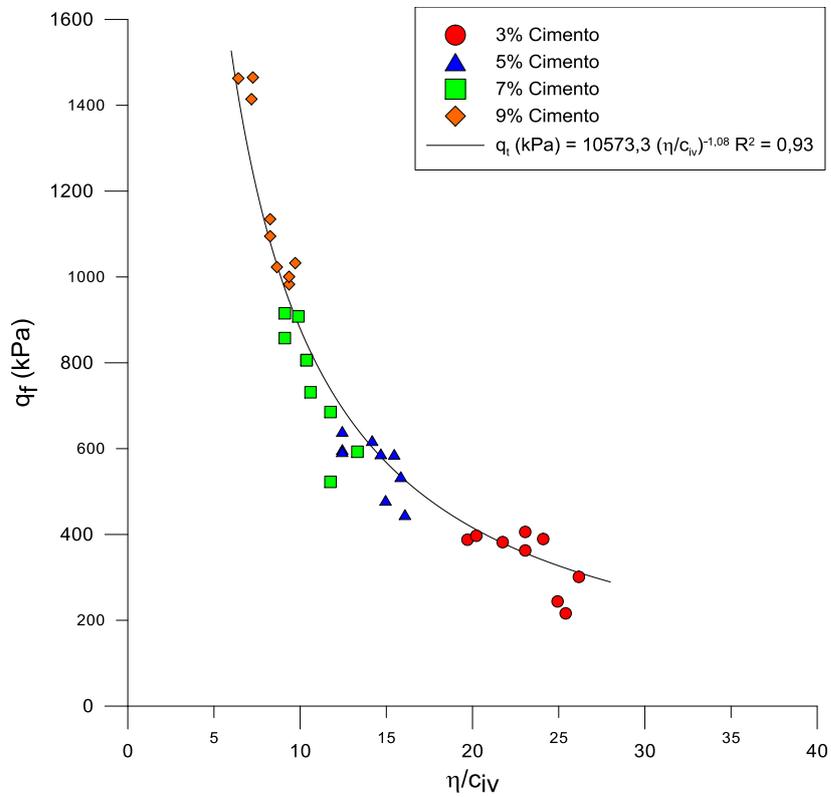


Figura 4.9 - Resistência à flexão como função do parâmetro η/c_{iv} .

4.4 DURABILIDADE À MOLHAGEM/SECAGEM

A perda de massa acumulada ao longo dos ciclos nas amostras, representado pela Figura 4.10, 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. Percebe-se que a perda de massa é mais influenciada pelo teor de cimento em relação ao peso específico.

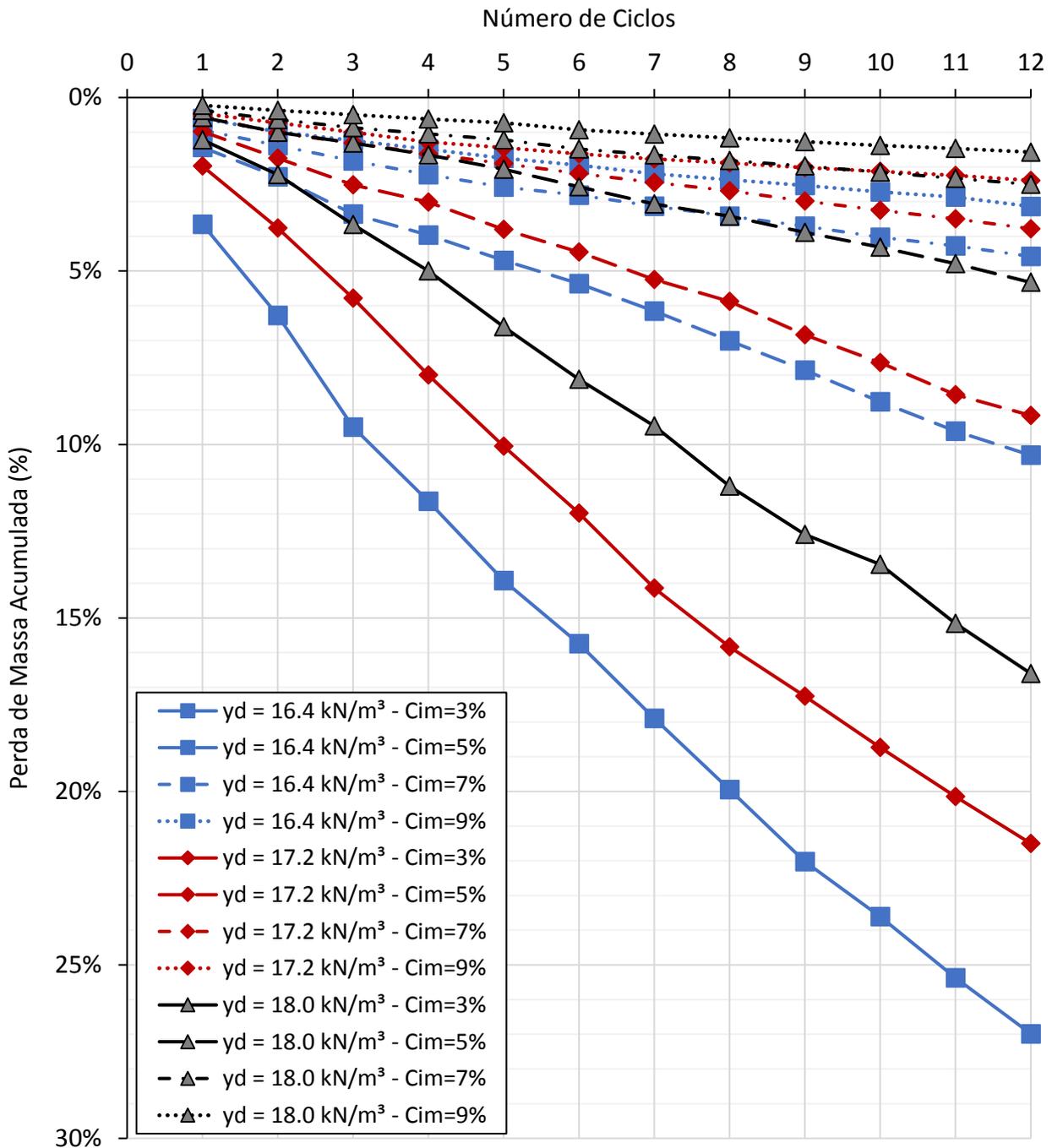


Figura 4.10 - Perda de massa acumulada ao longo dos ciclos.

Na Figura 4.11, pode-se verificar a perda de massa característica de cada grupo. A perda de massa característica é a massa média perdida nos ciclos, ou ainda, a média da razão da perda de massa acumulada por ciclo.

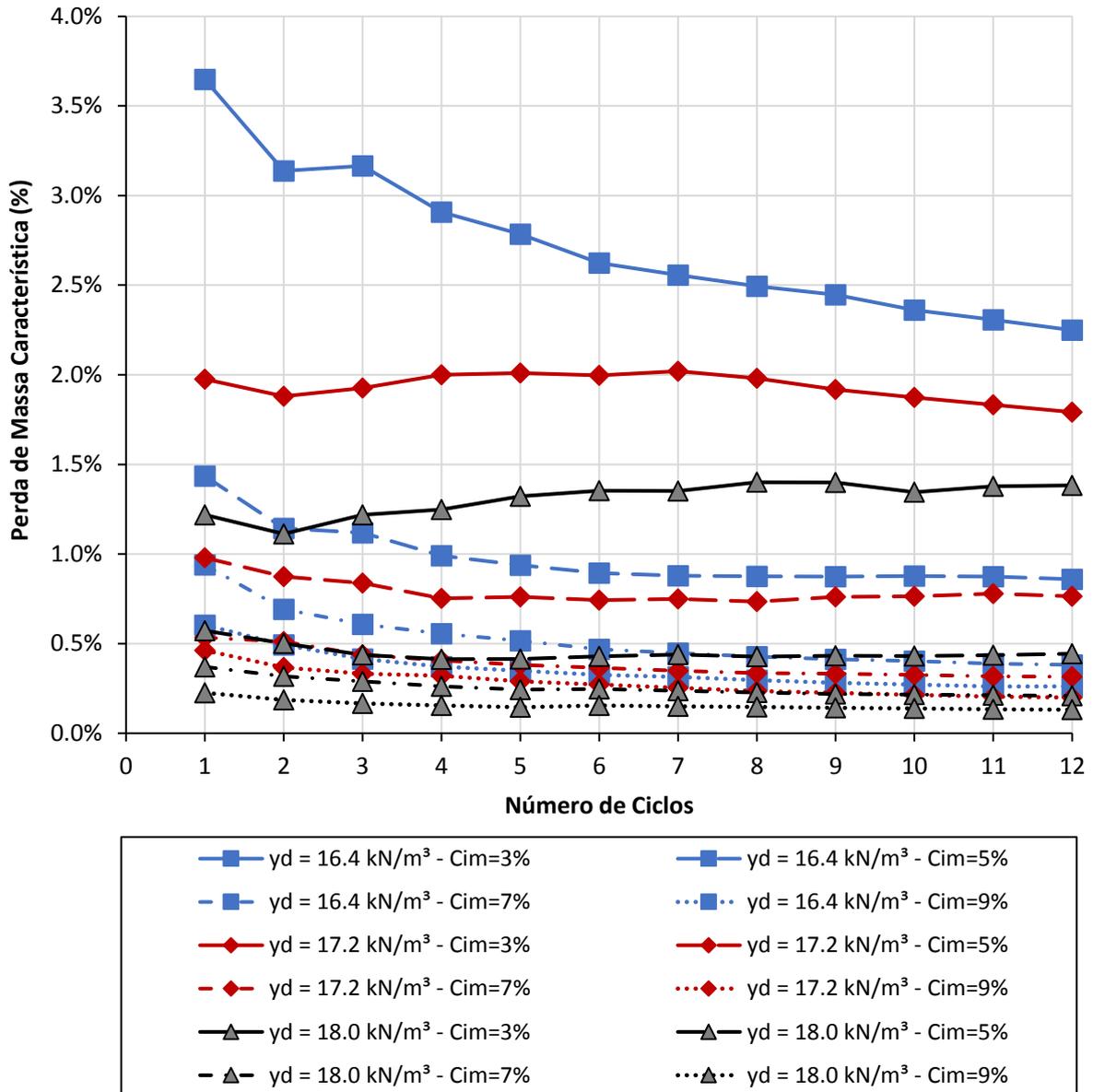


Figura 4.11 – Perda de massa característica ao longo dos ciclos.

4.5 MÓDULOS A PEQUENAS DEFORMAÇÕES

Foram realizados ensaios de velocidade de onda, que é um ensaio não-destrutivo, nos corpos-de-prova submetidos à compressão simples e compressão diametral. A análise das ondas de compressão (p) e ondas cisalhantes (s), permite a avaliação do comportamento do material à pequeníssimas deformações, através da obtenção direta do módulo *p-wave* ou *constraint modulus* (M_0) e do módulo de cisalhamento (G_0). Através de relações elásticas de mecânica dos sólidos, é possível estimar também o coeficiente de Poisson (ν) e o módulo de elasticidade (Young, E_0).

A partir dos ensaios realizados, foi possível estabelecer a relação entre estes módulos e o parâmetro η/c_{iv} . Percebe-se a tendência geral provocada pela diminuição do parâmetro, tal qual espera-se o aumento dos módulos iniciais.

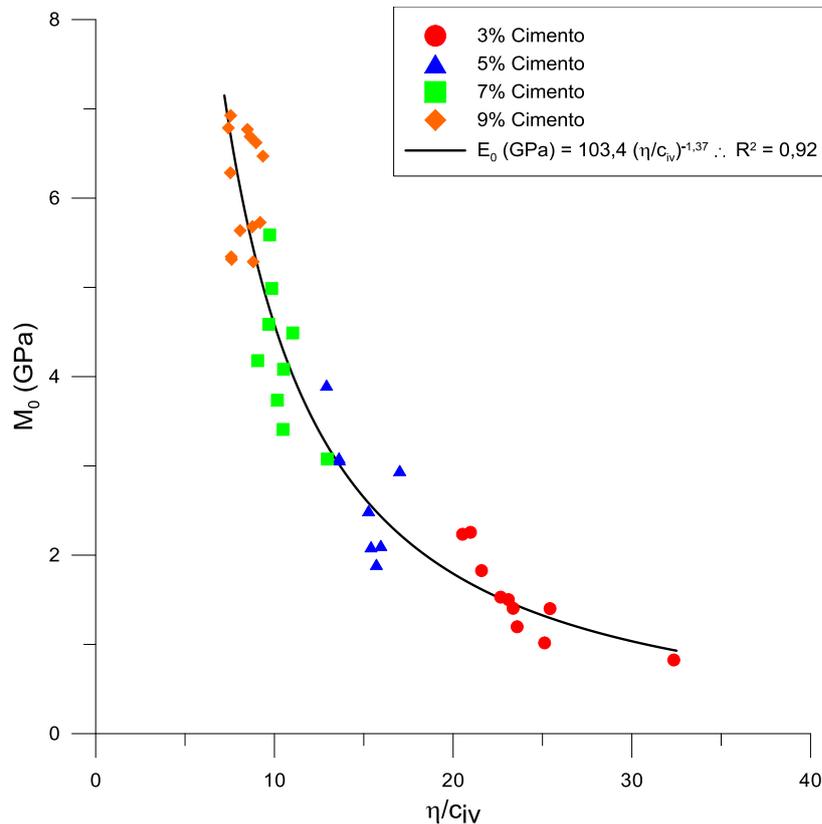


Figura 4.12 - Módulo p-wave como função do parâmetro η/c_{iv} .

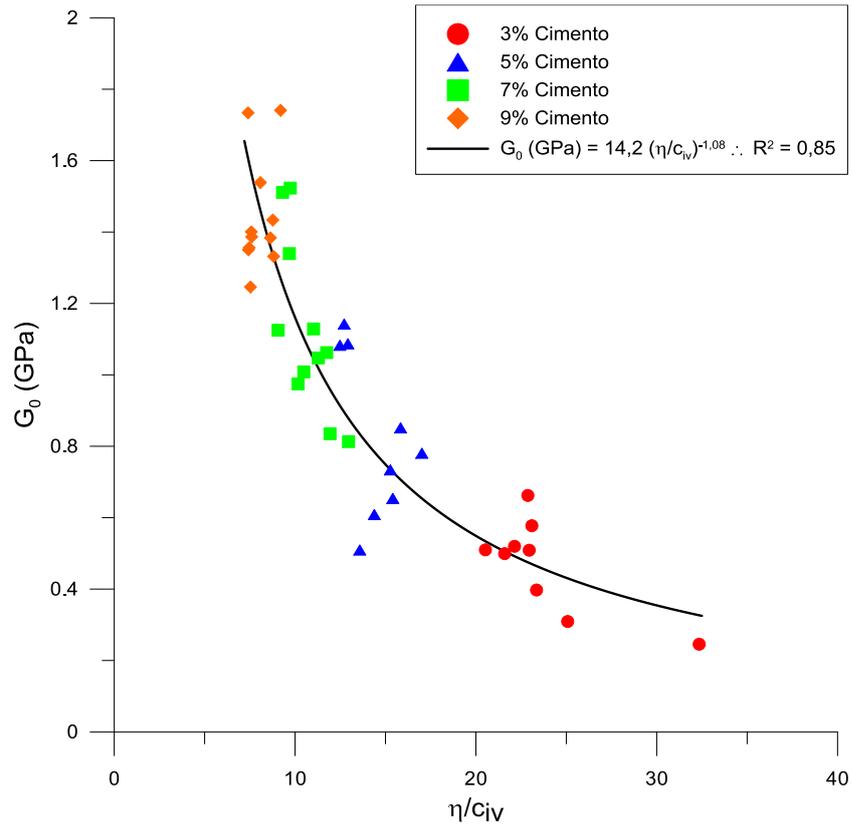


Figura 4.13 - Módulo de cisalhamento como função do parâmetro η/c_{iv} .

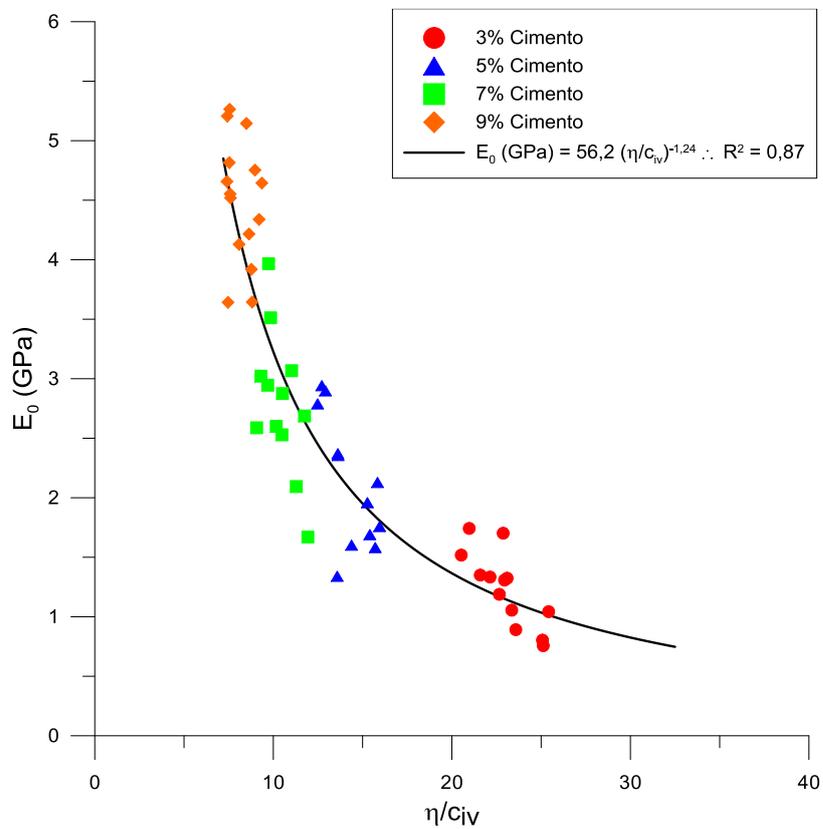


Figura 4.14 - Módulo de elasticidade (Young) como função do parâmetro η/c_{iv} .

Também é interessante visualizar a correlação entre a resistência à compressão simples e compressão diametral com o módulo de cisalhamento a pequenas deformações, visto que ambas são influenciadas pelas mesmas variáveis de entrada.

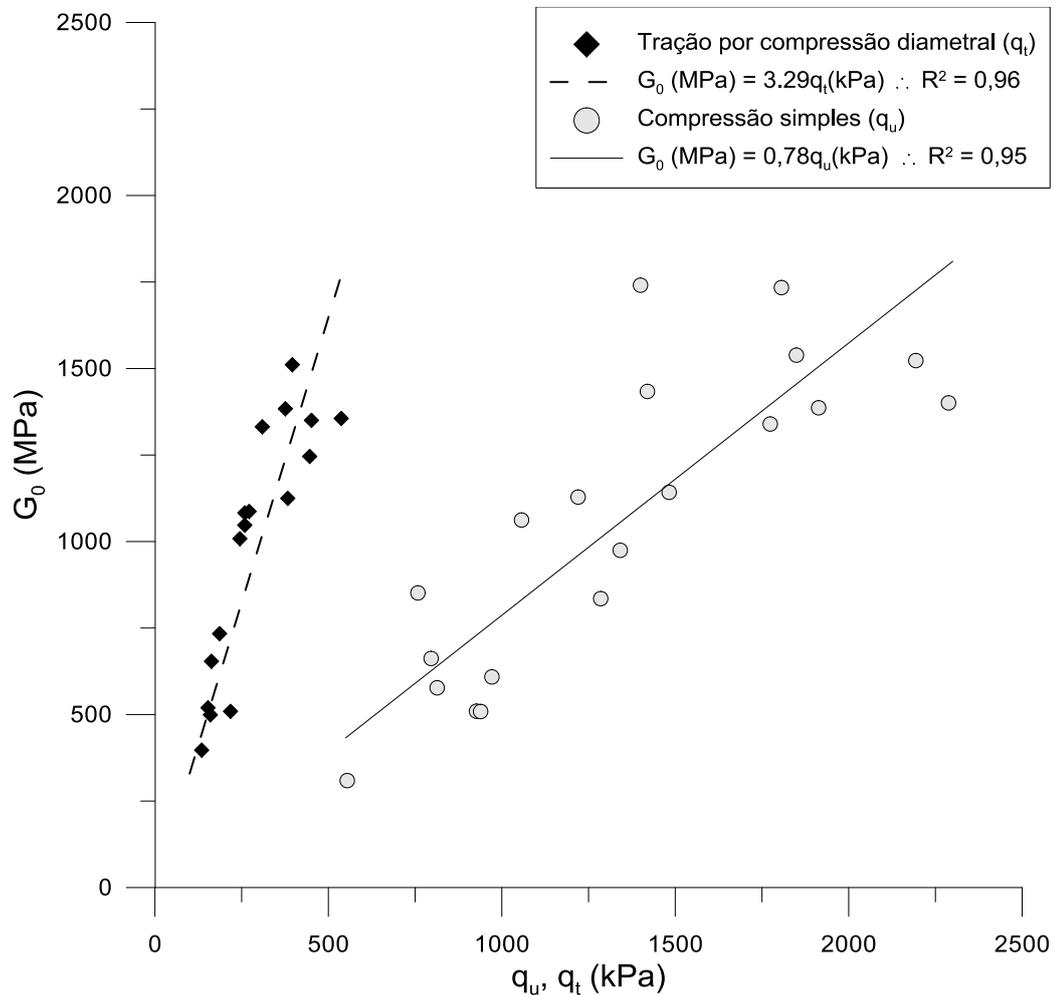


Figura 4.15 - Módulo de cisalhamento como função da resistência à tração por compressão diametral e da resistência à compressão simples.

A avaliação da degradação através dos ciclos de durabilidade pode ser conferida nas figuras Figura 4.16 e Figura 4.17, as medições feitas são representadas pelos pontos e as linhas são as tendências assumindo-se a linearidade.

Percebe-se que para o módulo de cisalhamento, medido através das ondas-s, não há tendência clara definida, e que, de forma geral, os valores mantêm-se no mesmo intervalo desde os primeiros ciclos, sugerindo um comportamento de o módulo permanecer constante. Em relação ao *constraint modulus*, medido através das ondas-p, percebe-se uma maior conformidade do conjunto, com um decréscimo do módulo, ainda que pequeno, de forma geral, visto a inclinação das retas de tendência.

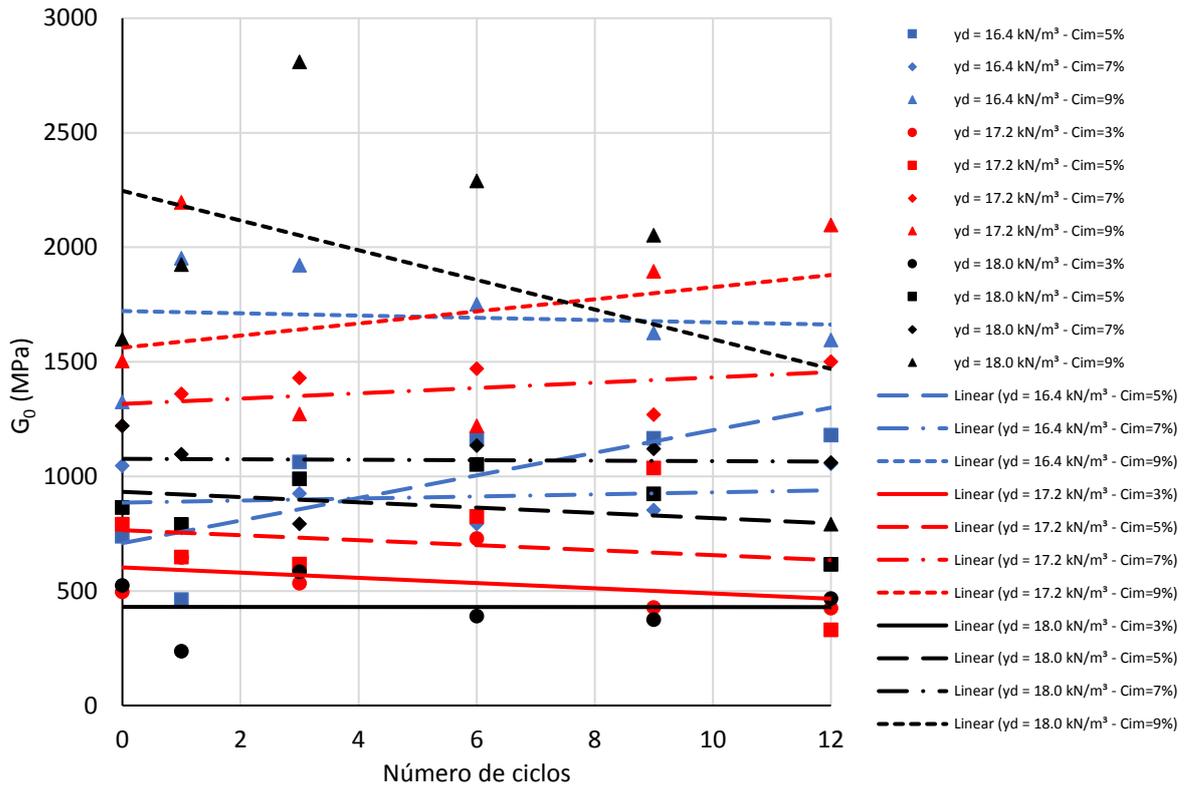


Figura 4.16 - Módulo de cisalhamento como função do número de ciclos de durabilidade.

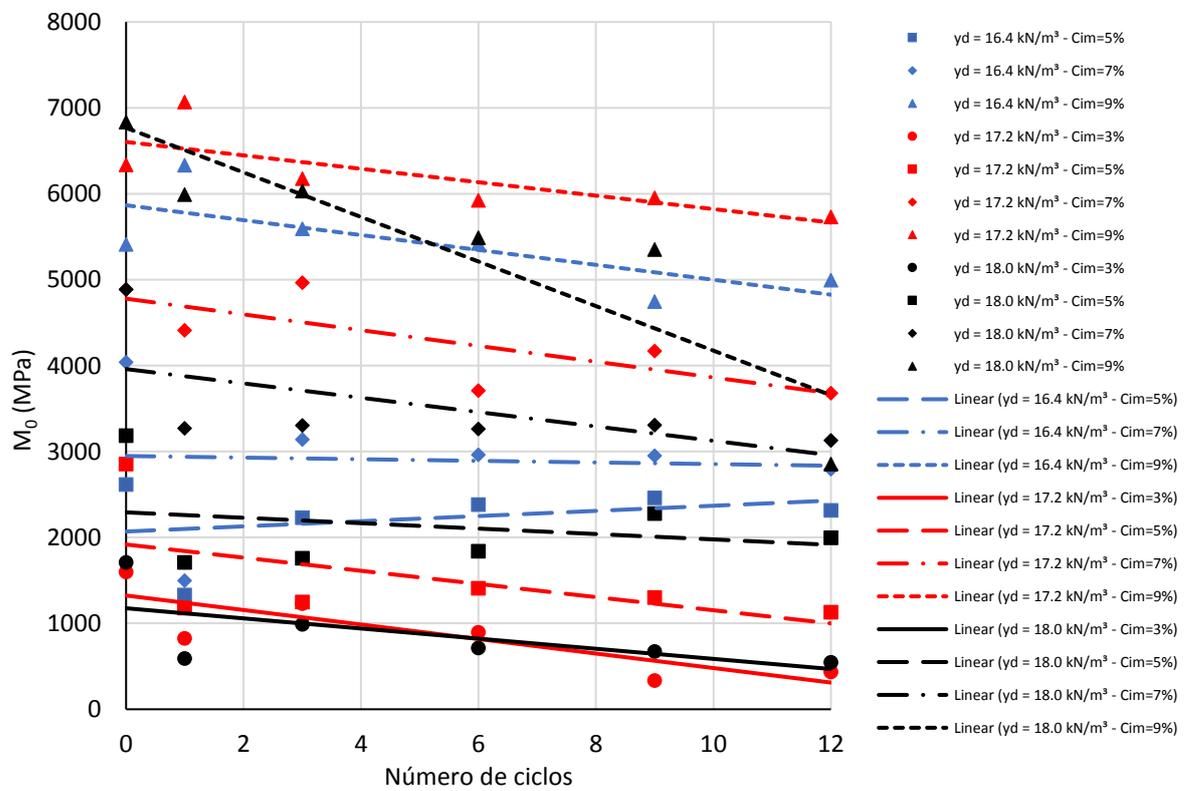


Figura 4.17 - Módulo p -wave como função do número de ciclos de durabilidade.

4.6 ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

4.6.1 Ensaios monotônicos

Os ensaios monotônicos foram realizados na condição não drenada, com velocidade de deslocamento da base horizontal de 0,01mm/min. Determinaram-se duas dosagens; uma atingindo o índice η/c_{iv} 15 e outra 24., baseando-se no princípio de que o parâmetro η/c_{iv} representa concomitantemente o comportamento do material em relação à cimentações e compactações diferentes. Realizou-se ensaios a uma contrapressão estabelecida de 400 kPa, e com confinantes de 425, 450 e 500 kPa, tal que a combinação dos resultados torna possível a observação do comportamento do material e de uma envoltória de ruptura.

Similarmente para todas as figuras, em (a) é possível observar o comportamento da tensão cisalhante em relação à deformação cisalhante; (b) mostra a variação da tensão cisalhante em relação à tensão vertical efetiva ao longo do ensaio; (c) a variação da tensão vertical efetiva e da poropressão ao longo do ensaio em relação à deformação cisalhante; por fim (d), apresenta o corpo de prova após o término do ensaio.

De maneira geral, alguns resultados apresentam a falta de simetria da poro pressão e da tensão vertical efetiva a partir de certo ponto, entende-se que isso é devido às altas deformações impostas, tal que já tenha ocorrido a ruína do corpo de prova, ou mesmo, devido às diferenças de rigidez do material geotécnico e do equipamento, associado com algum deslizamento da vedação e portanto fuga da pressão confinante/contra-pressão.

4.6.1.1 Amostras η/c_{iv} 15

Na Figura 4.18 pode-se observar o resultado de um ensaio *simple shear* monotônico em uma amostra de dosagem η/c_{iv} 15 submetida a uma tensão vertical efetiva inicial de 25 kPa. Em (a), no ensaio apresentado, a valores próximos de 17% de deformação, houve a parada súbita do motor horizontal durante alguns minutos, por razão desconhecida, tal que, quando reiniciado o motor, o cisalhamento continuou sem demais problemas. Não foi possível estabelecer um momento claro de ruptura.

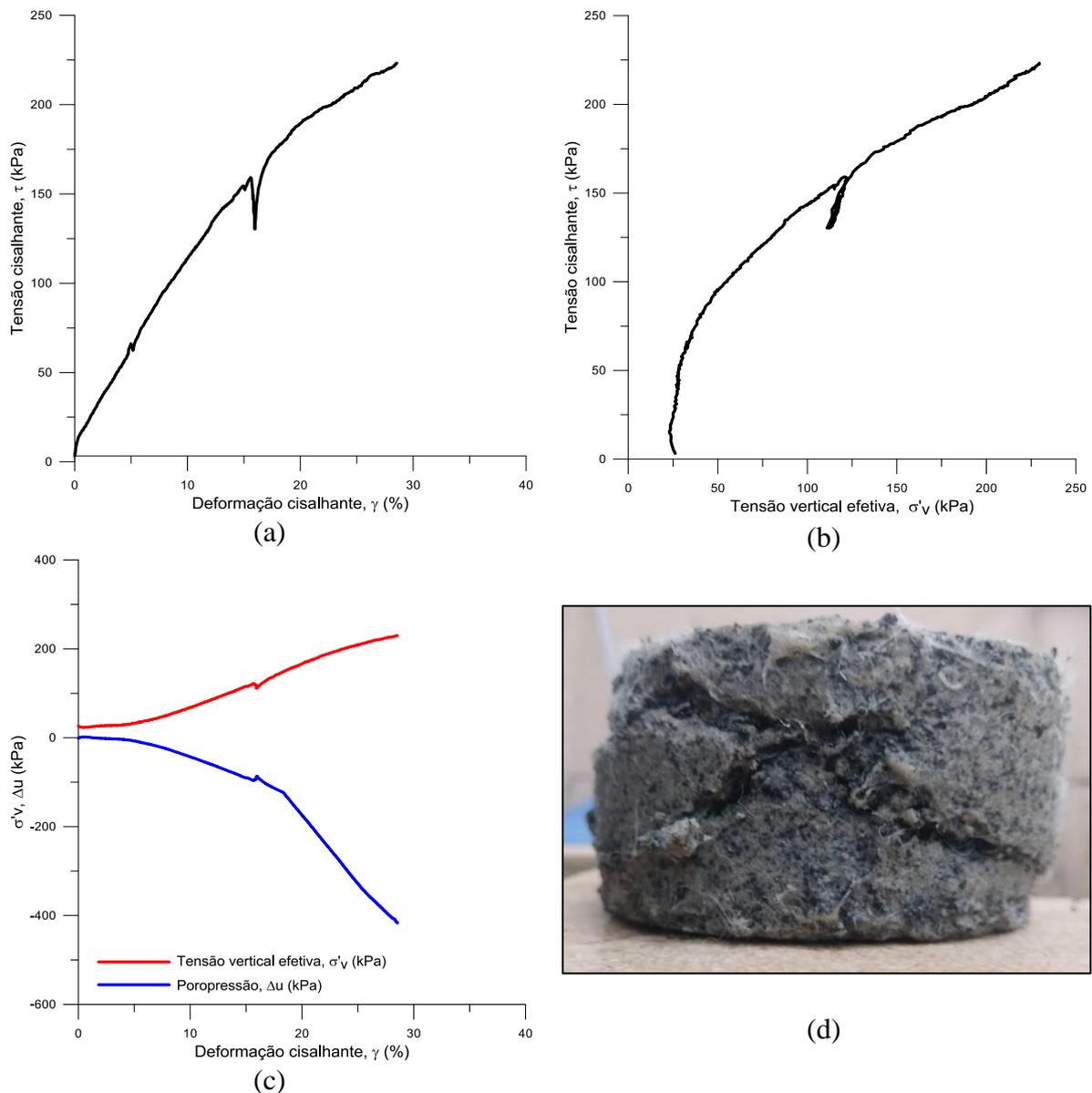


Figura 4.18 – Ensaio η/c_{iv} 15, p' 25 kPa.

A Figura 4.19 apresenta o resultado do ensaio para uma tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa. O comportamento exibido mostra uma queda de tensão cisalhante por volta de 28% de deformação cisalhante, e um comportamento de tensão vertical efetiva e poropressão similar ao ensaio de 25 kPa.

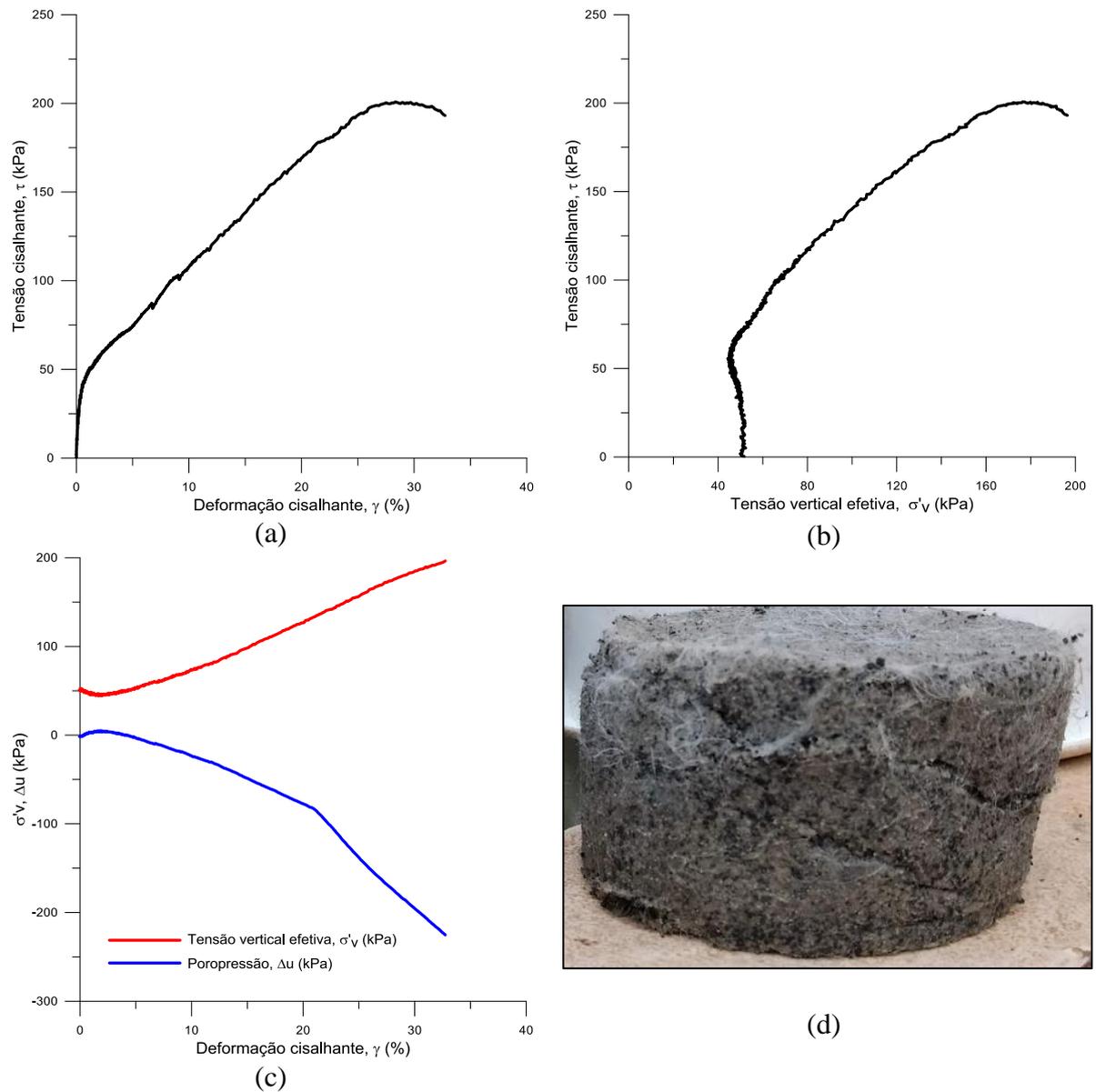


Figura 4.19 – Ensaio η/c_{iv} 15, p' 50 kPa.

A Figura 4.20 apresenta o resultado do ensaio para uma tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. É possível perceber neste ensaio um leve pico de resistência aos arredores de 15% de deformação cisalhante, assim como um comportamento similar de tensão vertical efetiva e poropressão como nos ensaios anteriores.

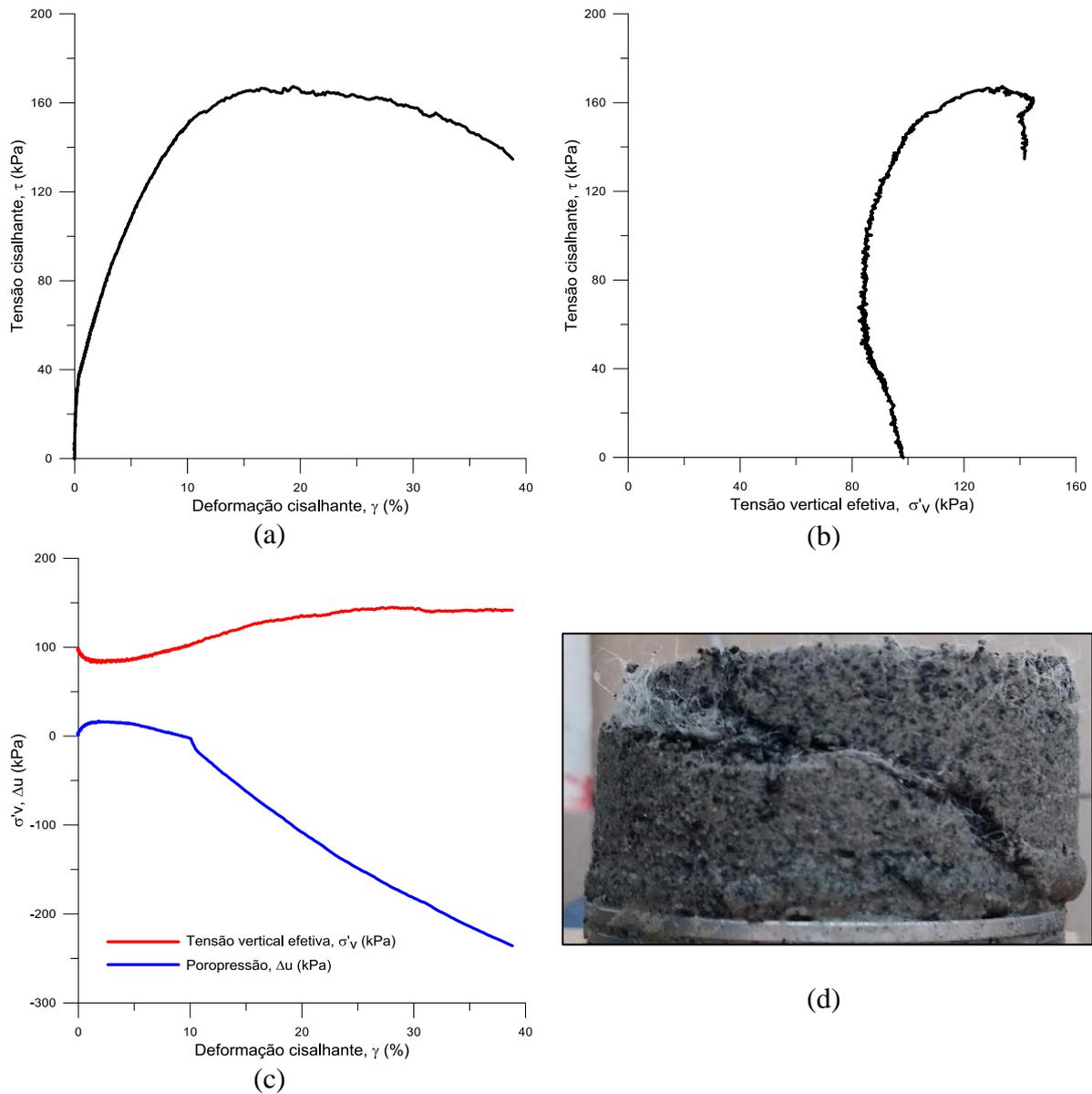


Figura 4.20 – Ensaio η/c_{iv} 15, p' 100 kPa.

4.6.1.2 Amostras η/c_{iv} 24

Na Figura 4.21 é possível ver o resultado do ensaio para uma amostra de dosagem tal que η/c_{iv} é aproximadamente 24, para uma tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. Percebe-se um claro patamar de tensão estabelecido aos arredores de 10%. Embora o ensaio tenha sido levado a mais de 30%, um possível rompimento da membrana de látex que envolve a amostra leva a crer que às deformações maiores os resultados não representam o comportamento do material e, portanto, foram excluídos.

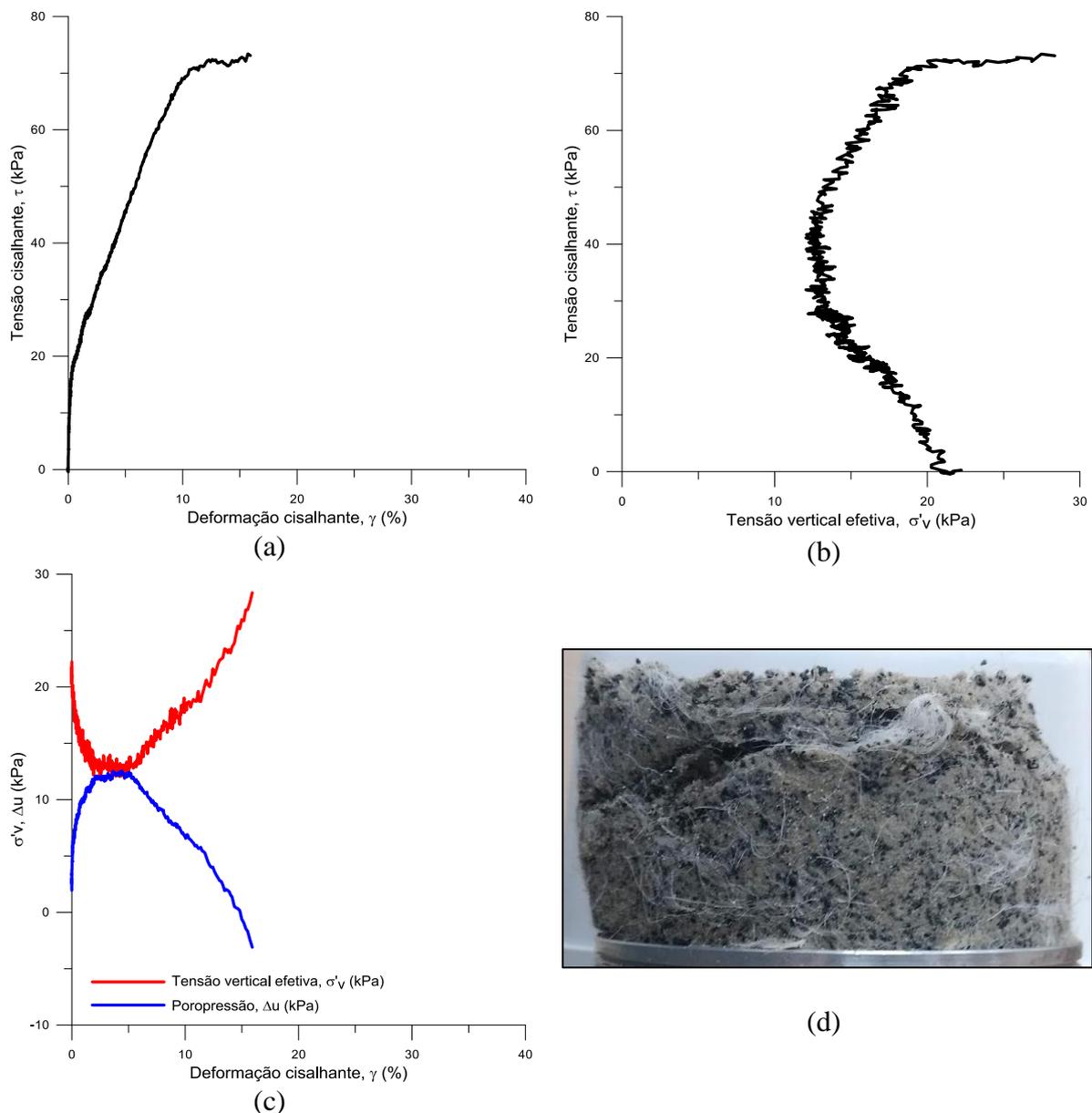


Figura 4.21 – Ensaio η/c_{iv} 24, p' 25 kPa.

A Figura 4.22 apresenta o resultado do ensaio para uma tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa.

Não foi possível estabelecer um momento claro para a ruptura.

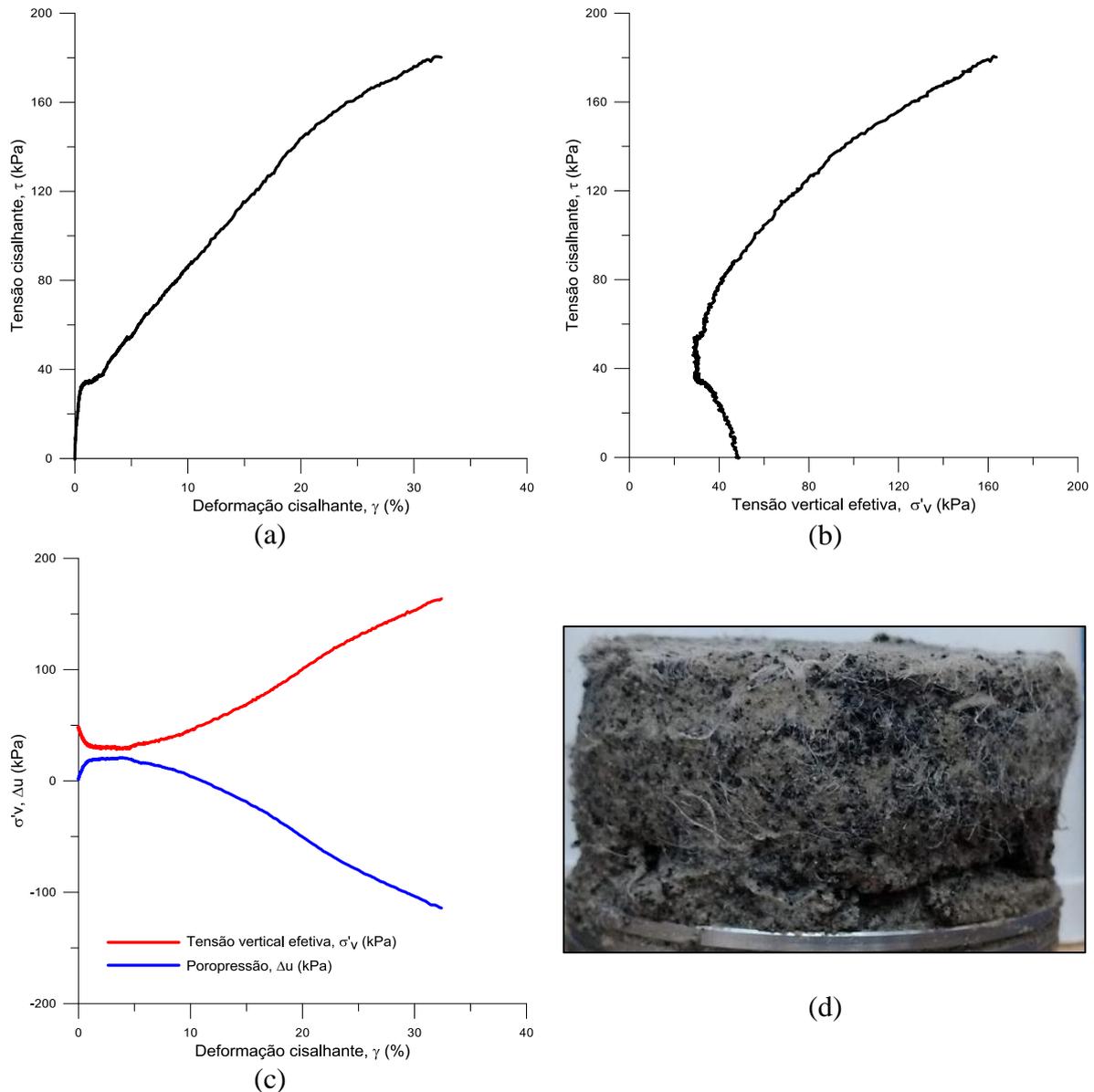


Figura 4.22 – Ensaio η/c_{iv} 24, p' 50 kPa.

A Figura 4.23 apresenta o resultado do ensaio para uma tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. Percebe-se um máximo de tensão cisalhante aos arredores de 15% de deformação cisalhante, e a criação de um patamar que se estende até valores maiores.

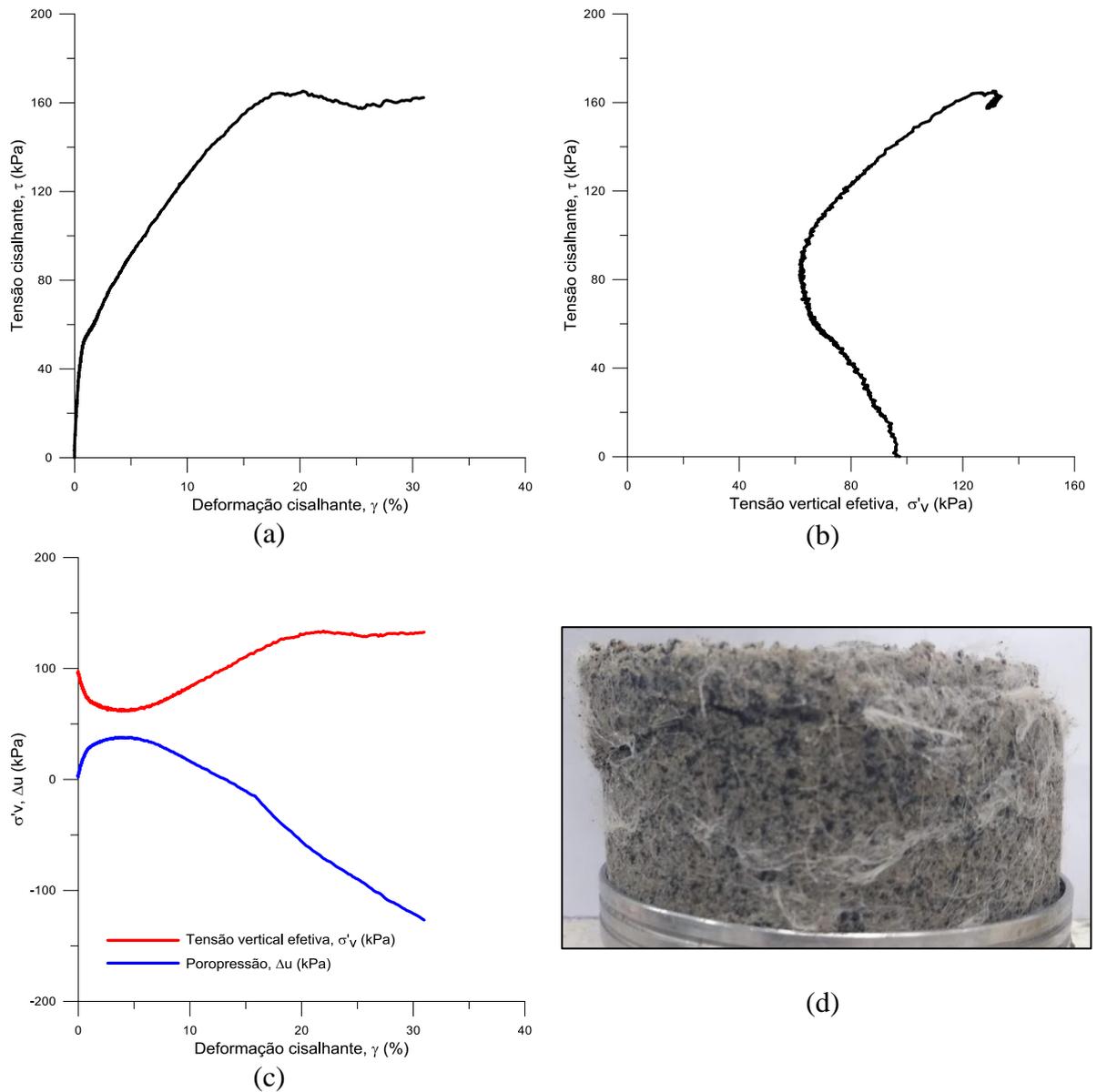


Figura 4.23 – Ensaio η/c_{iv} 24, p' 100 kPa.

4.6.2 Ensaios cíclicos

Buscou-se avaliar o comportamento do material quando sujeito a solicitações cíclicas. Neste objetivo, foram estabelecidas tensões cisalhantes positivas e negativas num mesmo ciclo, desta forma inverte-se o eixo de tensões principais múltiplas vezes durante o ensaio.

Assim como feito por Silva (2020), foi escolhido as amostras de η/c_{iv} igual a 15, submetidos a ciclos de tensão controlada onde a deformação é variável. Inicialmente havia o objetivo de avaliar os resultados simple shear monotônicos em três dosagens η/c_{iv} , tal que as amostras de $\eta/c_{iv} = 15$ apresentaria um valor intermediário, devido às peculiaridades do ensaio e o tempo necessário, o programa experimental foi reduzido. Todos os ensaios tiveram a frequência de 0,1 Hz, entende-se que esta é uma boa frequência de estudo, bastante observada na literatura, dado à proximidade de carregamentos reais. Os ensaios foram levados até 1000 ciclos, pois esperou-se que seria mais que suficiente para observar a ruptura e degradação do material, que para tensões maiores mostrou-se mais que suficiente.

Como o motor horizontal é controlado em função da tensão lida pela célula de carga, é necessário estabelecer uma taxa de incremento para a velocidade inicial, para isso, é feito a calibração da onda a fim de atingir a tensão desejada.

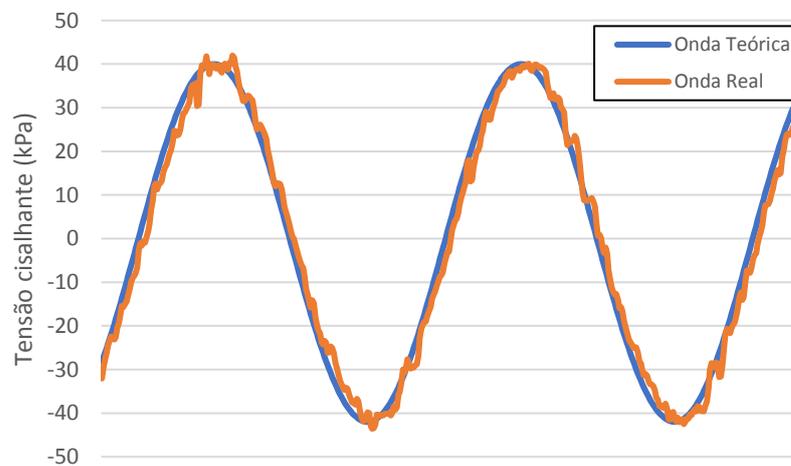


Figura 4.24 – Comparação da onda teórica e da onda real (ensaio τ/σ'_v 0,4)

Foram realizados cinco ensaios cíclicos com diferentes tensões cisalhantes, baseando-se em percentagens da tensão efetiva, de forma que τ/σ'_v estabelecessem os valores de 0,3, 0,4, 0,5, 0,6 e 0,7. A tensão efetiva definida foi de 100 kPa.

As próximas figuras apresentarão os resultados dos ensaios, e similarmente para todos, observa-se em (a) a variação da deformação cisalhante ao variar a tensão em $\pm \tau$; em (b) a variação da tensão vertical efetiva durante o ensaio; em (c) é representada a variação da deformação ao longo dos ciclos; em (d) tem-se a trajetória de tensão no plano das invariantes p' e q ; em (e) a tensão vertical efetiva e a poropressão ao longo dos ciclos; e por fim, em (f), é apresentada uma foto do corpo de prova ao final do ensaio.

A Figura 4.25 é referente ao ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,3. É possível notar que não houve degradação relevante ao longo dos 1000 ciclos, com exceção dos primeiro que houve uma deformação plástica perceptiva e acúmulo das deformações que fez o ciclo se deslocar levemente à esquerda em (a), estabelecido essa deformação inicial, os ciclos se mantiveram sobrepostos ao longo de todo o ensaio. Nota-se em (e) que há o estabelecimento de uma variação de tensão vertical e poropressão que não se modifica após os primeiros 50 ciclos, aproximadamente.

A Figura 4.26 é referente ao ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,4. Neste ensaio observou-se uma grande deformação inicial motivada em um sentido único, de tal forma que após o primeiro ciclo não se observou deformações no sentido 'negativo', de qualquer maneira, percebe-se que há o acúmulo de deformações em um dos sentidos que se concretiza e continua progredindo ao longo dos ciclos. Percebe-se também que a variação da deformação mínima para a deformação máxima corresponde muito àquela encontrada no ensaio de ± 30 kPa.

A Figura 4.27 é referente ao ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,5. Neste ensaio e nos seguintes percebe-se um comportamento diferenciado do material. Em (b) nota-se o formato desenhado sugerindo um plano de plastificação específico, não necessariamente relacionado à envoltória de ruptura, mas que permite compreender que nesse nível de tensões o material sofre uma degradação relevante, pode-se perceber isso em (c) também, que, em relação ao ensaio anterior, mais que duplicou. Em (e) é possível notar que os valores de poropressão ao final do ensaio foram bastante relevantes, atingindo quase 90 kPa.

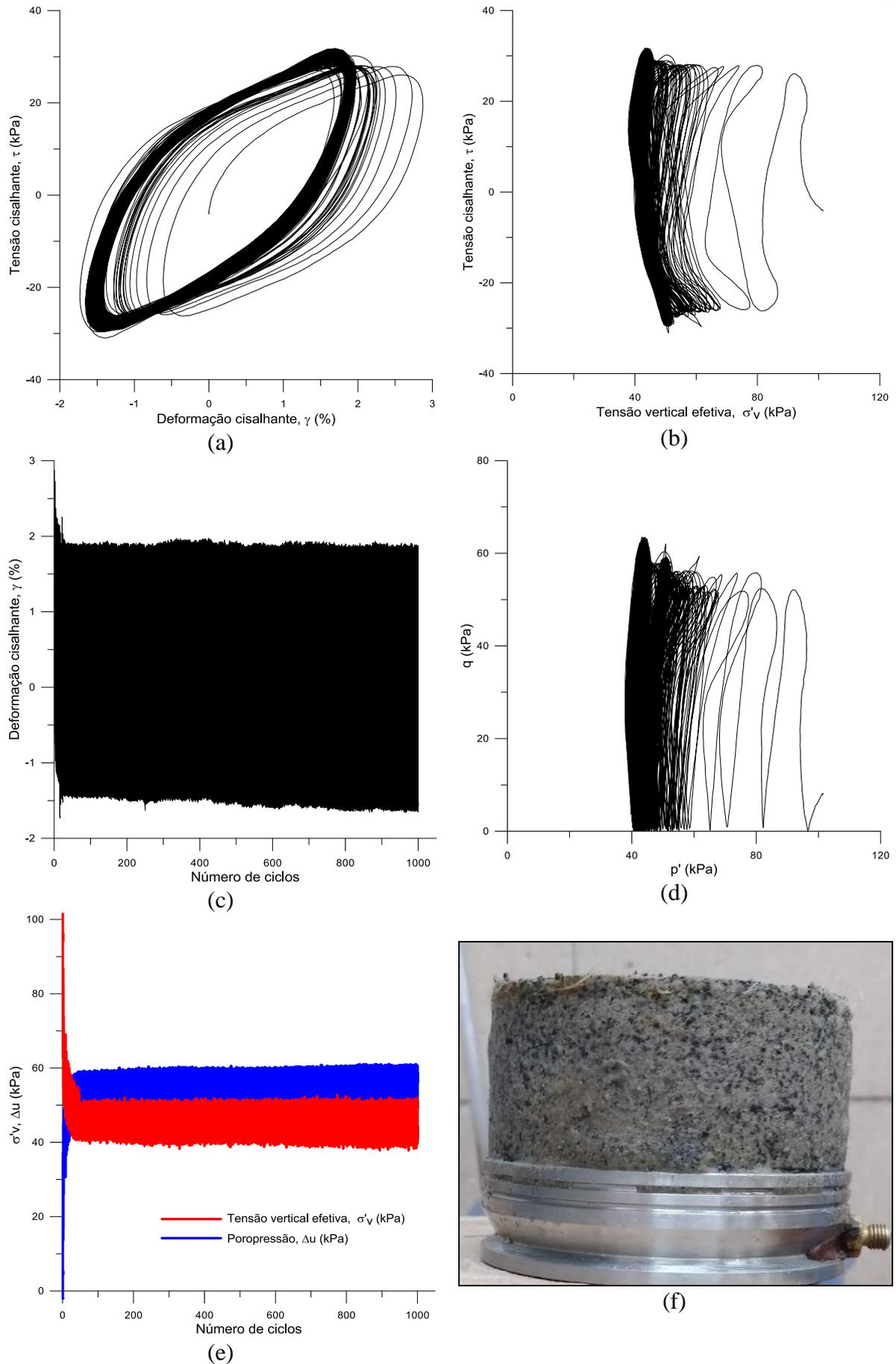


Figura 4.25 – Ensaio τ/σ'_v 0,3.

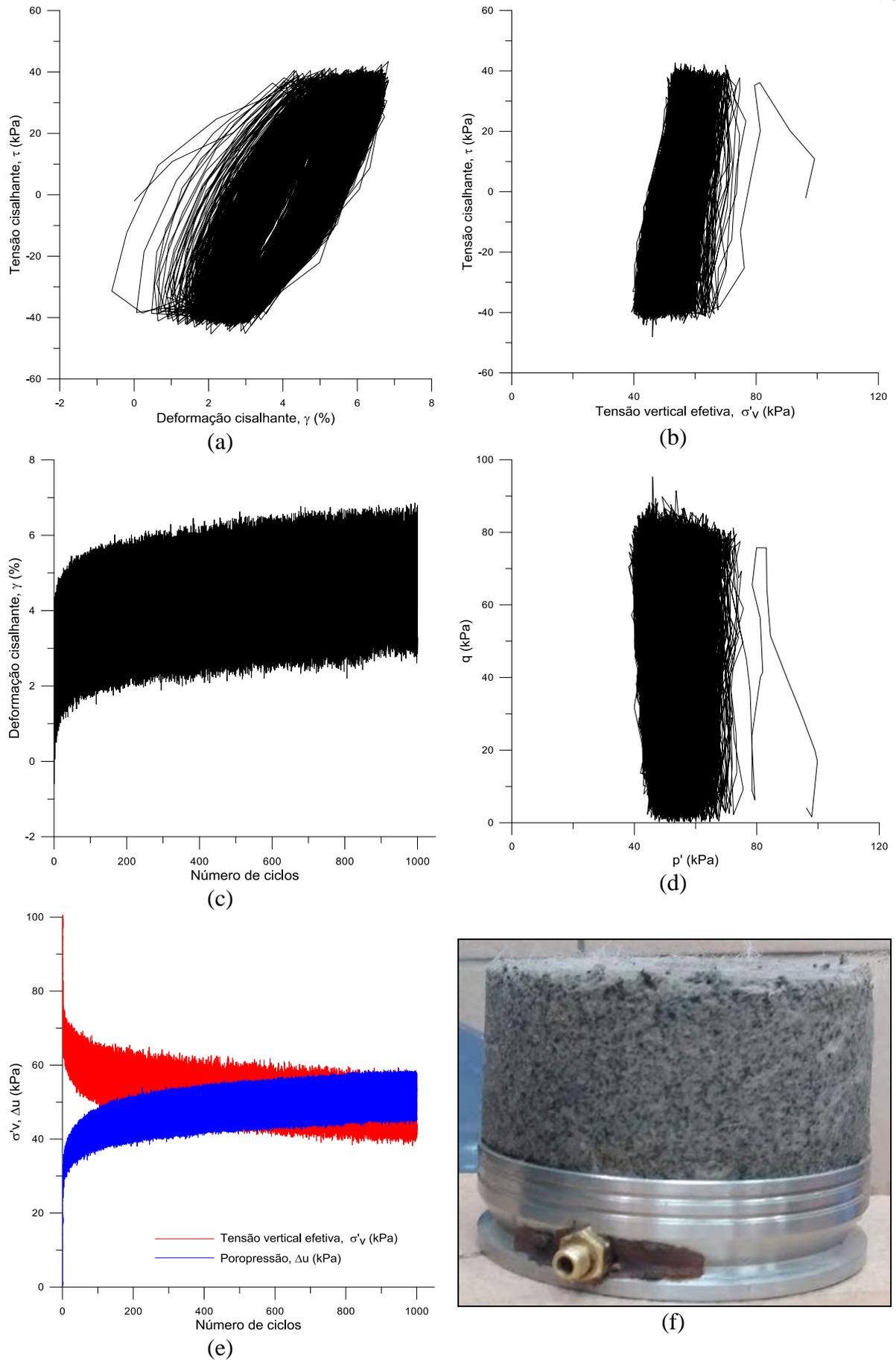


Figura 4.26 – Ensaio τ/σ'_v 0,4.

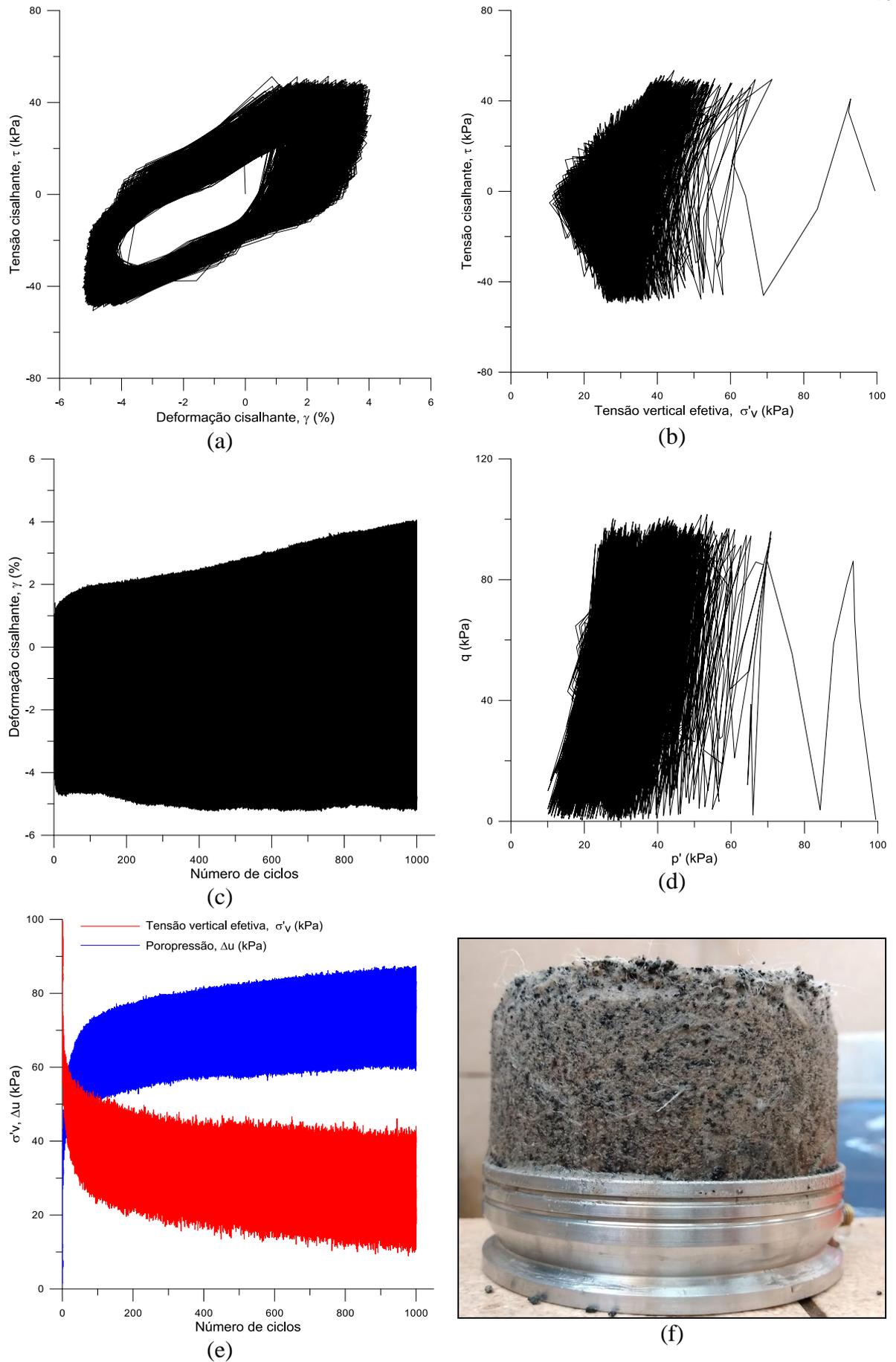


Figura 4.27 – Ensaio τ/σ'_v 0,5.

A Figura 4.28 é referente ao ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,6. Neste ensaio percebe-se bem o formato cônico desenhado em (b), assim como em (c) é possível notar que a variação de deformação cisalhante progrediu bastante em relação aos ensaios anteriores. Em (f) nota-se o aparecimento generalizado de fissuras na amostra.

A Figura 4.29 é referente ao ensaio onde τ/σ'_v é igual a 0,7. Mais uma vez nota-se um estado avançado de degradação em razão da alta variação de tensão cisalhante. A tensão vertical efetiva chega próxima de zero, em dados momentos do ciclo (e). O aumento da variação de deformação é crescente durante todo o ensaio, além disso, percebe-se a fissuração mais agravada que nos ensaios anteriores (f).

De maneira geral é interessante notar que para tensões maiores há o acúmulo de deformação em um dos sentidos (c), tal que a degradação do material cria, gradualmente, um plano de ruptura preferencial e o deslizamento deste plano facilita portanto o deslocamento do patin inferior num sentido enquanto o mesmo plano dificulta o movimento no sentido contrário, idealmente haverá o que ocorreu nas figuras 4.27 e 4.29, onde a deformação no sentido negativo (por exemplo) permanece constante, e o acúmulo e acréscimo se dá no sentido positivo unicamente).

Além disso, a degradação à infinitos ciclos inevitavelmente deve conduzir o material à condições de poropressão e tensão vertical efetiva tais como as apresentadas, ou seja, que a poropressão cresça à valores cada vez mais próximos da tensão vertical efetiva inicial e que a tensão vertical efetiva ‘instantânea’ se aproxime de zero, assim, assintoticamente, há a ruptura do material por fadiga ou plastificação cíclica, por exemplo.

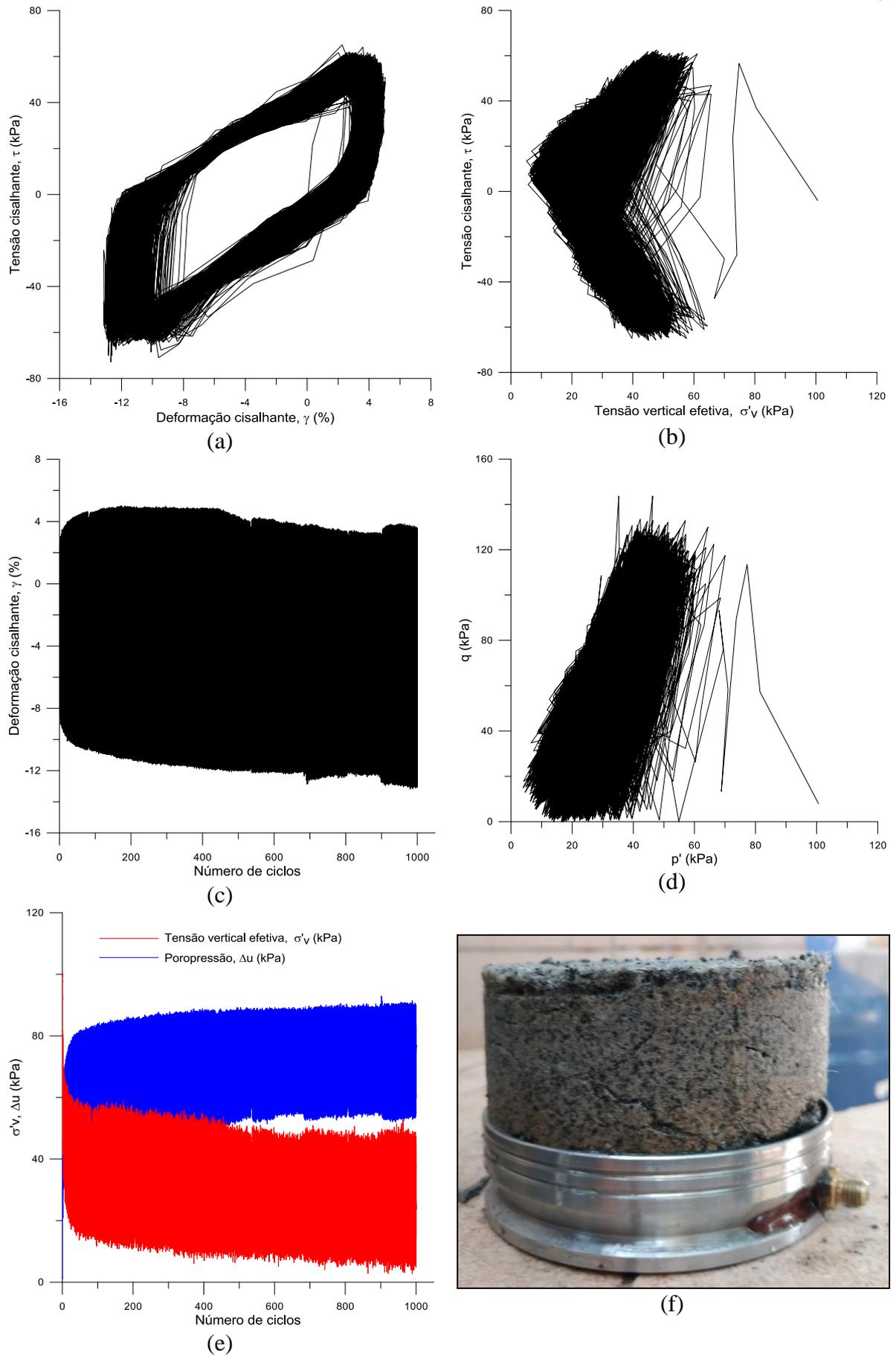


Figura 4.28 – Ensaio τ/σ'_v 0,6.

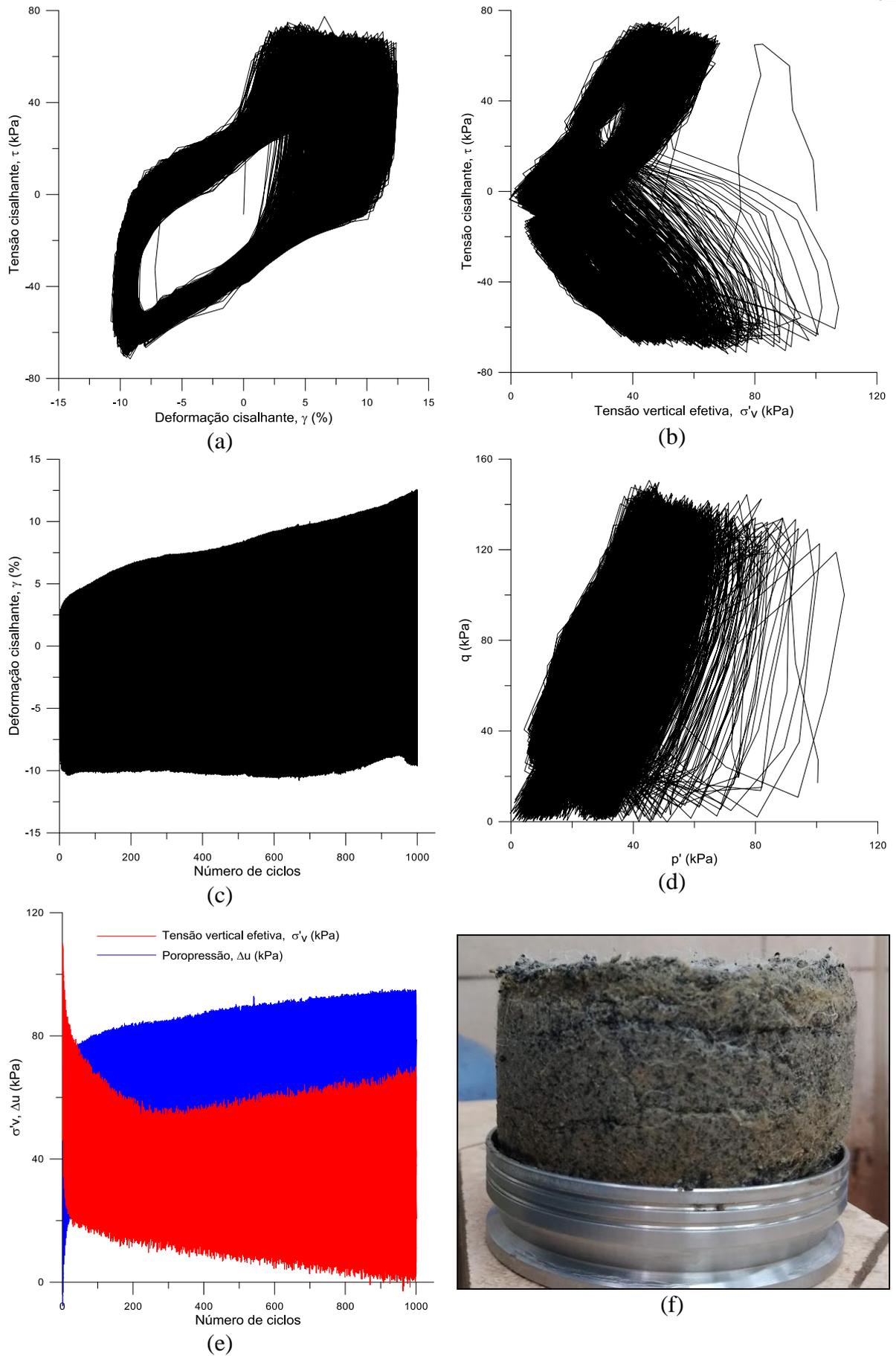


Figura 4.29 – Ensaio τ/σ'_v 0,7.

5 ANÁLISE E DISCUSSÃO

5.1 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA NÃO-CONFINADA

5.1.1 Considerações gerais

Visando relacionar os ensaios de compressão simples com os ensaios de compressão diametral, foi utilizada a metodologia proposta por Consoli *et al.* (2010), onde buscou-se um escalar que pudesse relacionar ambos os ensaios. Para isso, utilizou-se as análises feitas em relação ao parâmetro η/c_{iv} e as resistências encontradas como resultado dos ensaios realizados.

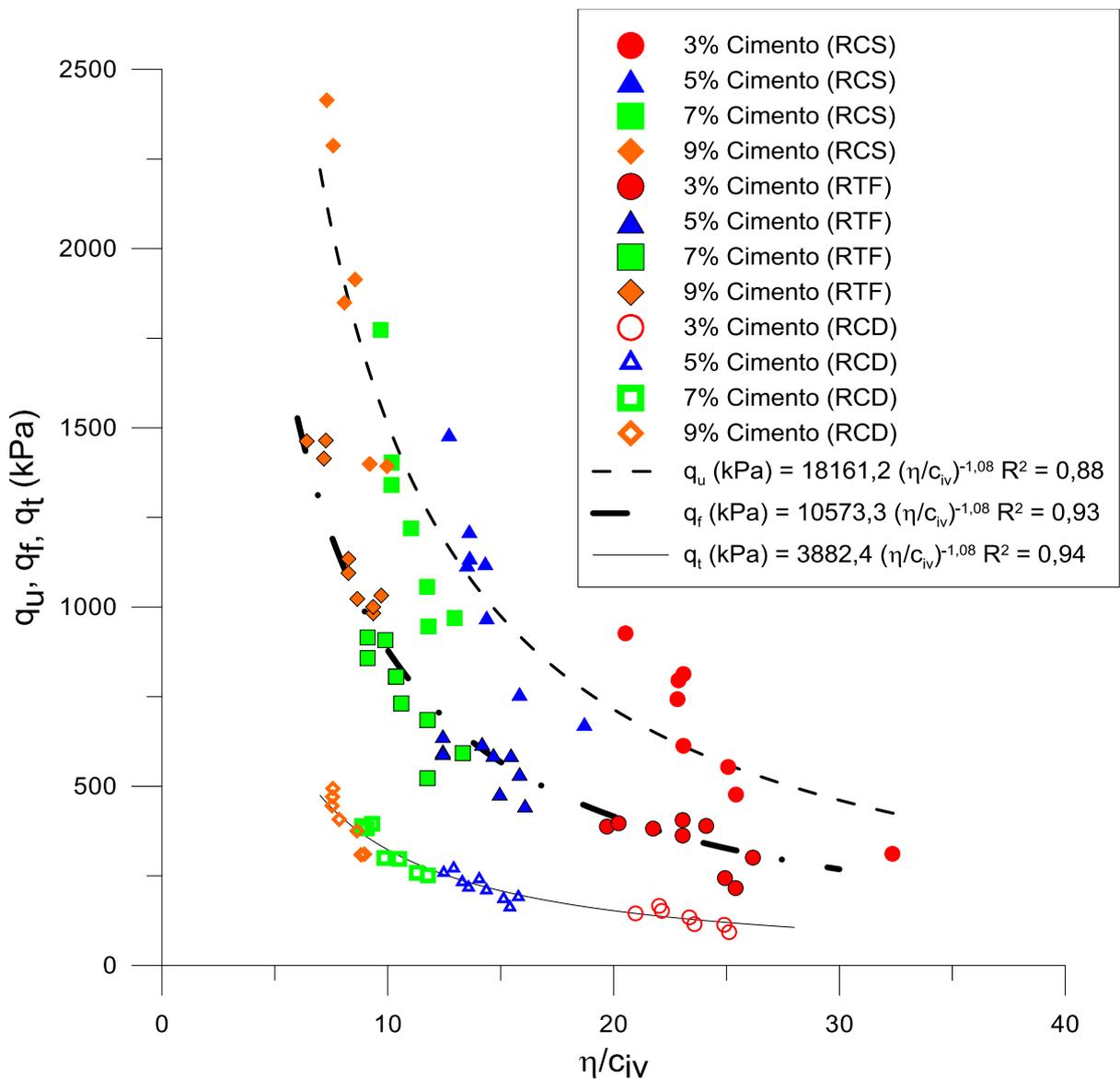


Figura 5.1 - Comparação dos resultados de resistência não confinada como função do parâmetro η/c_{iv} .

Quando estabelecido um expoente igual para ambos os ensaios, neste caso $-1,08$, é possível realizar a simplificação de q_t/q_u , tal que as parcelas η/c_{iv} se equivalem, portanto $\xi = 0,21$.

Aplicando-se a metodologia de Consoli *et al.* (2013) explanada na seção 2.6.1, encontram-se $\varphi' = 14,6^\circ$ e $c' = 0,38\sigma_c$, valores que indicam uma envoltória menos inclinada e que cruza o eixo das abcissas em valores altos. Silva (2020) encontrou uma relação de $\xi = 0,14$, com parâmetros de resistência $\varphi' = 38,8^\circ$ e $c' = 0,23\sigma_c$. Comparativamente, como espera-se resistências a trações maiores em materiais com inclusão de fibras, tem-se logicamente o aumento da relação q_t/q_u . O método, no entanto, limita-se à aplicação máxima de valores de $\xi = 0,20$, visto o comportamento assintótico próximo a $0,25$. É importante ressaltar, que na avaliação geral de materiais sem fibra em comparação a materiais com fibra, espera-se um aumento no ângulo de atrito (φ'), de maneira geral. Limitando-se à análise do parâmetro c' , que foi positivamente influenciado pela inclusão de fibras.

Para a avaliação da influência das variáveis controláveis nos ensaios de compressão simples e diametral, foi realizada uma análise de variância (ANOVA), apresentada nas tabelas Tabela 5.1, Tabela 5.2 e Tabela 5.3, nos quais foram avaliadas: a influência do teor de cimento, do peso específico, da inclusão de fibra, e da interação entre esses fatores. Em relação aos resultados de compressão simples, o fator mais relevante foi o teor de cimento, seguido da compactação e pela interação da cimentação com as fibras. Nos resultados de tração por compressão diametral, notou-se que a variável mais relevante foi a inclusão de fibras, seguido pela cimentação e, então, pela compactação. Por sua vez, para os resultados de tração por flexão, a variável mais relevante foi mais uma vez o teor de cimento, seguido pela inclusão de fibras e pela compactação.

Tabela 5.1 - Análise de variância da resistência à compressão simples.

Fonte da variação	Graus de liberdade	Seq SS	Contribuição	Adj SS	Adj MS	Teste F	Valor P
γ_d (g/cm ³)	2	3588002	14.67%	3275345	1637672	61.38	0.000
C (%)	3	17174769	70.24%	17005571	5668524	212.47	0.000
F	1	302150	1.24%	248118	248118	9.30	0.004
γ_d (g/cm ³)*C (%)	6	812783	3.32%	850753	141792	5.31	0.000
γ_d (g/cm ³)*F	2	77307	0.32%	67944	33972	1.27	0.289
C (%)*F	3	1106640	4.53%	1080997	360332	13.51	0.000
γ_d (g/cm ³)*C (%)*F	6	134667	0.55%	134667	22445	0.84	0.545
Error	47	1253944	5.13%	1253944	26680		
Total	70	24450260	100.00%				

Tabela 5.2 - Análise de variância da resistência à tração por compressão diametral.

Fonte da variação	Graus de liberdade	Seq SS	Contribuição	Adj SS	Adj MS	Teste F	Valor P
γd (g/cm ³)	2	94091	9.12%	77680	38840	79.93	0.000
C (%)	3	630253	61.09%	600272	200091	411.77	0.000
F	1	245784	23.83%	237690	237690	489.15	0.000
γd (g/cm ³)*C (%)	6	17481	1.69%	15952	2659	5.47	0.000
γd (g/cm ³)*F	2	10043	0.97%	9435	4717	9.71	0.000
C (%)*F	3	6972	0.68%	7507	2502	5.15	0.004
γd (g/cm ³)*C (%)*F	6	4142	0.40%	4142	690	1.42	0.227
Error	47	22839	2.21%	22839	486		
Total	70	1031604	100.00%				

Tabela 5.3 - Análise de variância da resistência à tração por flexão.

Fonte da variação	Graus de liberdade	Seq SS	Contribuição	Adj SS	Adj MS	Teste F	Valor P
γd (g/cm ³)	2	454177	6.75%	431388	215694	84.90	0.000
C (%)	3	5502888	81.78%	4945140	1648380	648.86	0.000
F	1	407162	6.05%	390825	390825	153.84	0.000
γd (g/cm ³)*C (%)	6	190985	2.84%	174123	29020	11.42	0.000
γd (g/cm ³)*F	2	9219	0.14%	10404	5202	2.05	0.143
C (%)*F	3	33402	0.50%	29968	9989	3.93	0.015
γd (g/cm ³)*C (%)*F	6	34833	0.52%	34833	5806	2.29	0.056
Error	38	96536	1.43%	96536	2540		
Total	61	6729203	100.00%				

5.1.2 Influência da inclusão de fibras

No intuito de validar a inclusão de fibras como viável mecanicamente, foi buscada a comparação entre a mistura sem fibra e a mistura com inclusão de fibras. Na Figura 5.2 (a) e (b) buscou-se comparar os resultados do melhoramento com fibra em relação ao melhoramento sem fibra de Silva (2020), pode-se observar as curvas de tendência representativas da resistência à compressão simples e à tração por compressão diametral como função do parâmetro η/c_{iv} . Na Figura 5.2 (c) buscou-se comparar os resultados de resistência à tração na flexão com os de Nedel (2019) pode-se observar as curvas de tendência representativas da resistência à tração na flexão como função do parâmetro η/c_{iv} .

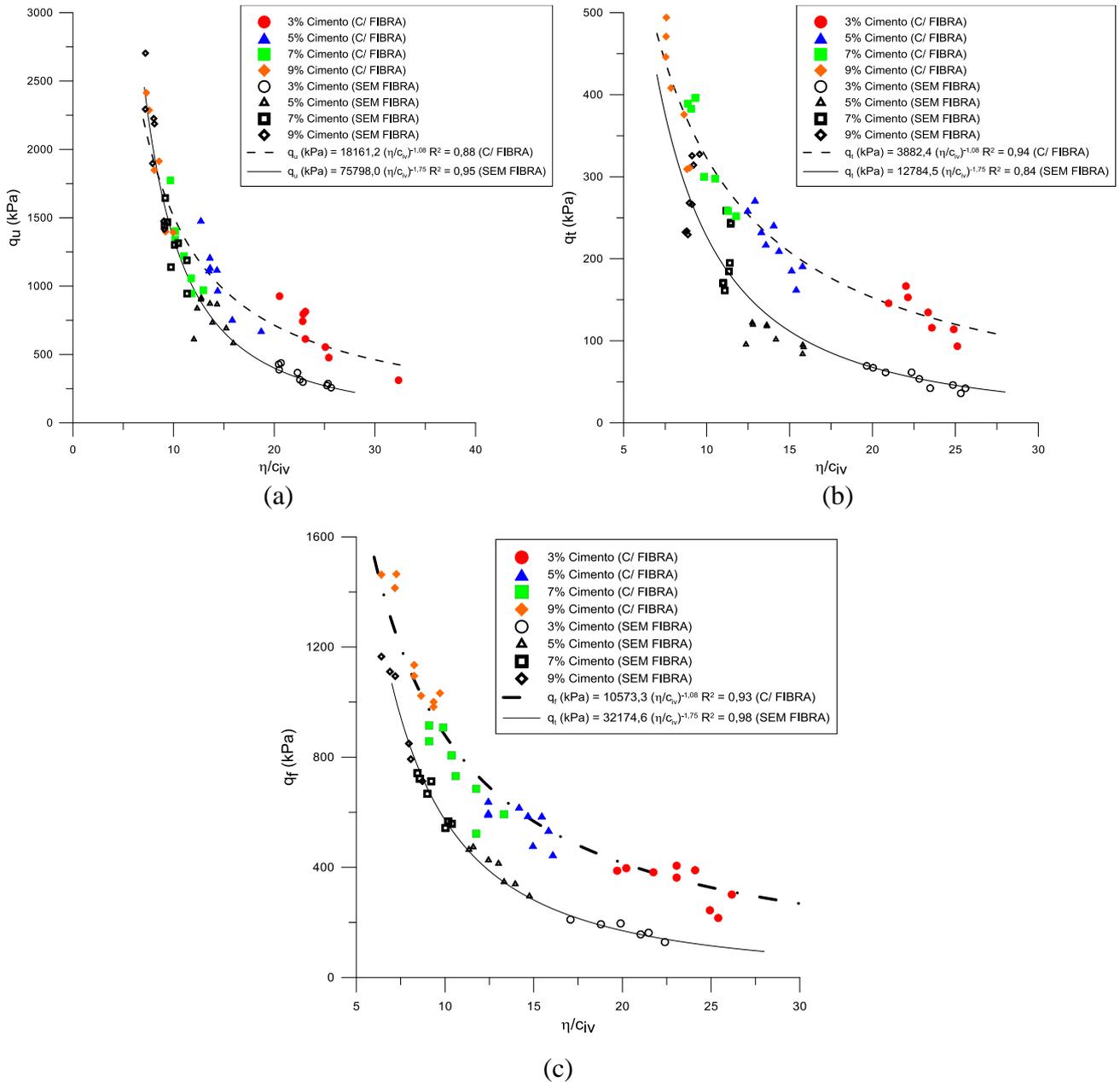


Figura 5.2 – Comparação do material sem fibra e com fibra em termos de resistência à compressão simples (a), resistência à compressão diametral (b) e resistência à tração na flexão (c).

Observando os resultados da compressão simples, nota-se que a inclusão de fibras apresentou resultados semelhantes, principalmente em baixos valores do parâmetro η/c_{iv} , enquanto em valores mais elevados, a inclusão de fibras teve um impacto significativo e benéfico na resistência. Esse aumento significativo indica uma maior relevância no melhoramento com fibras quando utilizado compactações mais baixas (menor esforço) e em situações com menor teor de cimento.

Em relação aos resultados obtidos no ensaio de compressão diametral assim como nos resultados de flexão, percebe-se o impacto das fibras ao longo de todo o intervalo estudado, já que em todas as dosagens foram obtidos resultados maiores de resistência do que os alcançados para a mistura sem fibra.

Além disso, é possível comparar os resultados encontrados neste estudo aos dos estudos de Silva (2020), Nedel (2019), Consoli *et al.* (2019) e também de Consoli *et al.* (2010). Na Figura 5.3 (a) e (b), projetam-se as curvas de tendência dos ensaios de resistência à compressão simples (a) e compressão diametral (b) para uma areia de Osório cimentada (Consoli *et al.*, 2010) com substituição da matriz por RAP (Silva, 2020), e do presente estudo. Em (c) encontram-se a comparação com os dados de Consoli *et al.* (2019) para areia cimentada e de Nedel (2019) para areia cimentada com substituição por RAP.

Constata-se que, de maneira geral, o efeito deletério da substituição da areia de Osório pelo resíduo de fresagem, nos valores de resistência, tendem a ser corrigidos e mesmo melhorados com a posterior inclusão de fibras.

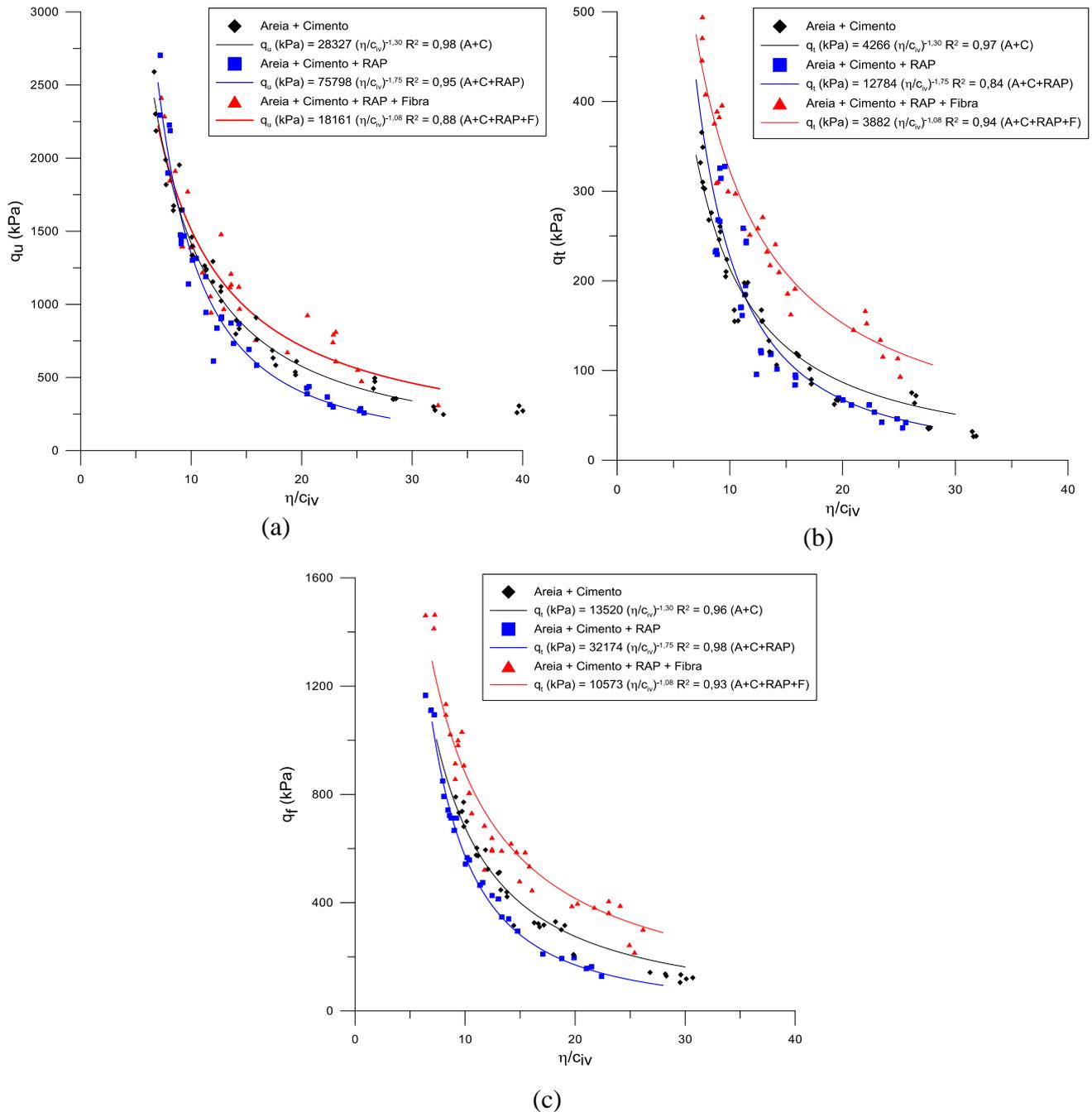


Figura 5.3 - Curvas de tendência para o comportamento das misturas de areia-cimento (A+C), areia, cimento e RAP (A+C+RAP) e areia, cimento, rap e fibra (A+C+RAP+F) em ensaios não-confinados.

5.2 RIGIDEZ A PEQUENAS DEFORMAÇÕES

Os valores de rigidez a pequenas deformações, resultante dos ensaios de velocidade de onda, realizados por Silva (2020) em comparação com os resultados desta pesquisa podem ser visualizados na Figura 5.4. Como as dosagens analisadas pela autora são equivalentes as analisadas nesta pesquisa, fica fácil a comparação grupo a grupo. De maneira geral, o módulo de cisalhamento encontrado nesta pesquisa é nominalmente equivalente a 44,9 % dos resultados encontrados por Silva (2020), sendo assim, é evidente o impacto negativo causado pela adição de fibras.

Já na Figura 5.5 é possível comparar as curvas de tendência obtidas, com aquela obtida por Consoli *et al.* (2012) que fez ensaios na areia de Osório cimentada. Não foram obtidos os valores originais que deram origem à curva, mas aqui está reproduzida a equação e o coeficiente de determinação original.

Os resultados obtidos por Silva (2020) sugerem a melhora do módulo de cisalhamento a pequenas deformações ao tratar-se da substituição da matriz de areia por 30% de RAP. Na ocasião da inclusão de fibras, percebe-se que todo o potencial ganho é perdido e constata-se um módulo de cisalhamento a pequenas deformações ainda menor que o material puro cimentado.

Em relação aos resultados exibidos, visto que são derivados de ensaios de velocidade de onda, na qual há a necessidade da leitura de uma onda que percorre o corpo de prova, suspeita-se a possível absorção de energia e decorrente perda do sinal da onda ao percorrer o corpo-de-prova, possivelmente prejudicando a leitura da onda no ensaio e resultando em valores inferiores ao esperado. Além disso, entende-se que as fibras flexíveis só terão influência benéfica quando submetido a esforços locais de tração que permitam a transmissão de esforços, condição que não pode ser confirmada durante este ensaio.

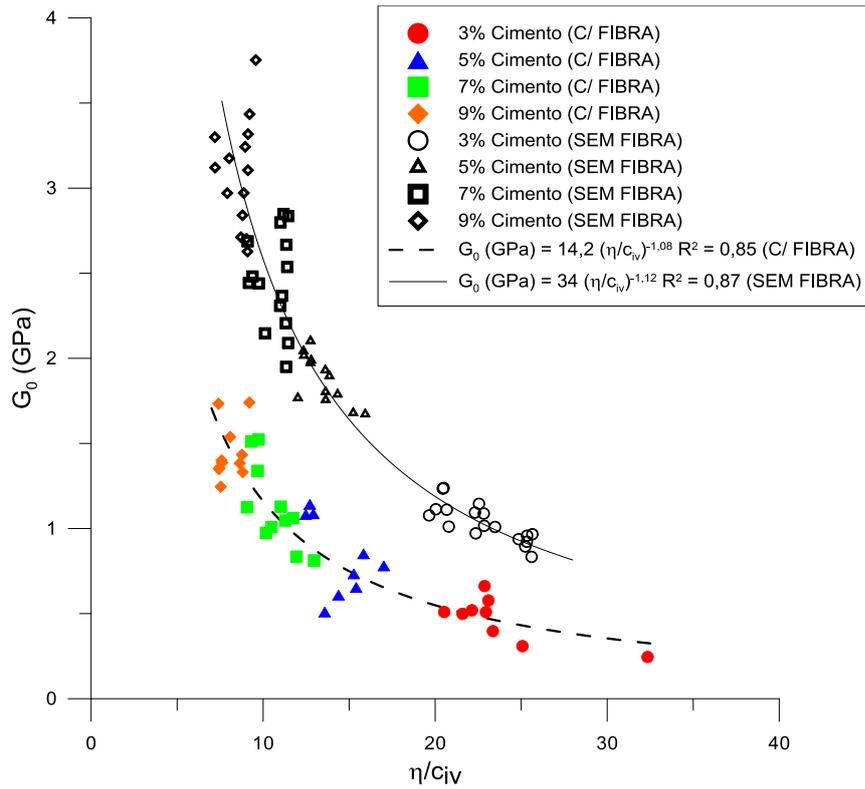


Figura 5.4 - Comparativo entre módulo de cisalhamento à pequenas deformações da mistura sem e com inclusão de fibras.

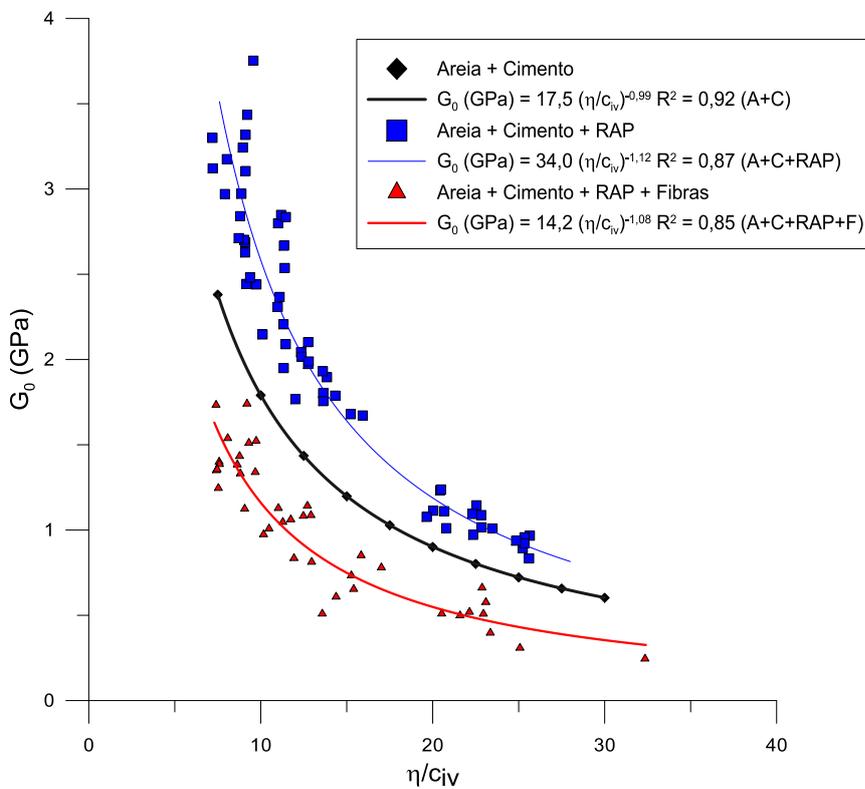


Figura 5.5 - Curvas de tendência dos resultados de módulo de cisalhamento à pequenas deformações para areia-cimento (A+C), areia-cimento-RAP (A+C+RAP) e areia-cimento-RAP-fibra (A+C+RAP+F).

5.3 DURABILIDADE

Os ensaios de durabilidade realizados podem ser comparados com os apresentados anteriormente por Silva (2020), que analisou a mistura areia de Osório, RAP e cimento. Na Figura 5.6, é possível comparar a perda de massa provocada em três dosagens selecionadas aqui para representar valores do parâmetro η/c_{iv} baixos, intermediários e altos (aproximadamente 7,5; 14,5 e 25), atingidos através de um método de dosagem racional utilizando diferentes teores de cimento e compactações mais ou menos exigentes. Nesta figura, destaca-se o uso excepcional do eixo das abcissas (perda de massa acumulada) em forma logarítmica de base 2, utilizada com o intuito de facilitar a apreciação do amplo intervalo de resultados encontrados.

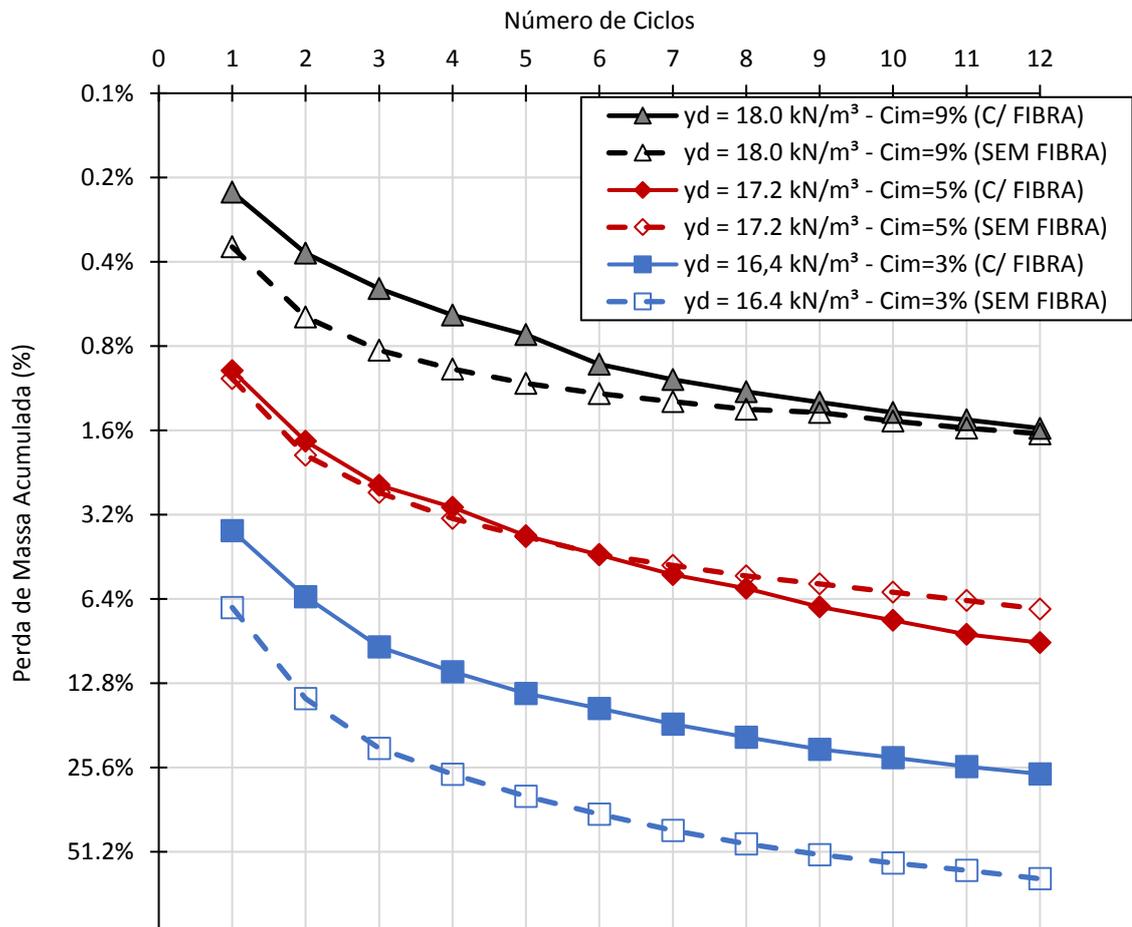


Figura 5.6 - Comparação ciclos de durabilidade para a mistura sem fibra e com inclusão de fibra.

Além disso, é possível comparar com os resultados de Consoli e Tomasi (2017), que analisaram a areia de Osório cimentada. Embora o artigo não tenha feito a inclusão dos dados, tem-se as equações das curvas de tendência fornecidas pelos autores. Na Figura 5.7, encontram-se as curvas de tendência para a areia de Osório cimentada (Consoli e Tomasi, 2017) com substituição da matriz por RAP (Silva, 2020) e do presente estudo.

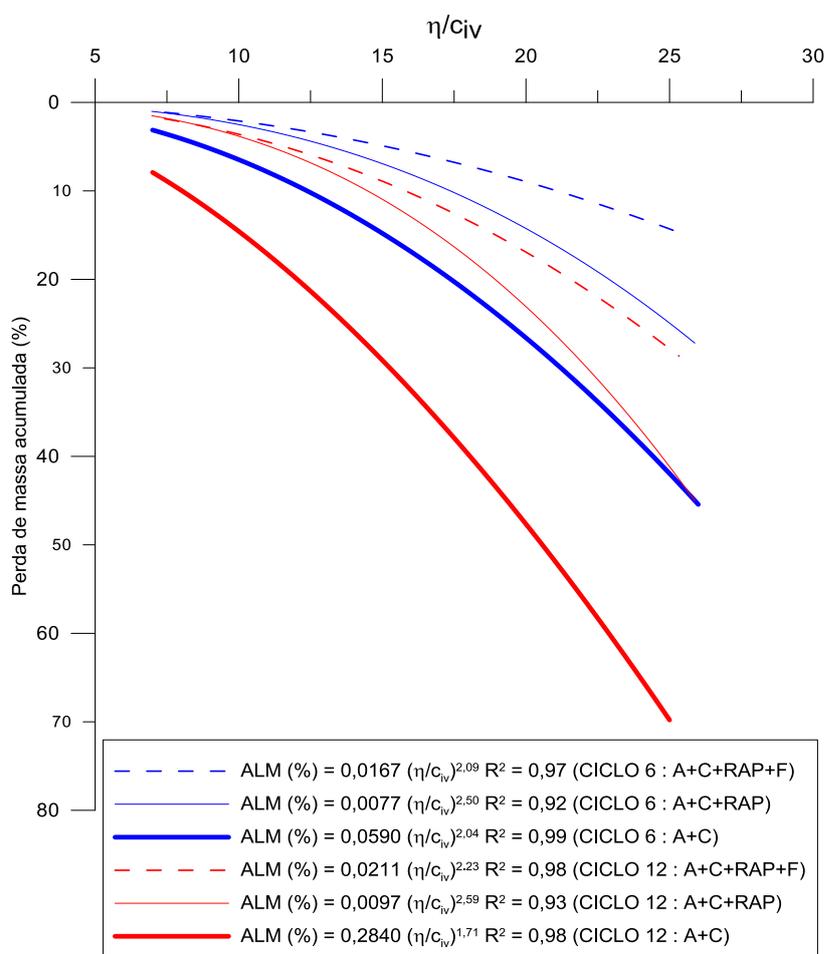


Figura 5.7 - Curvas de tendência para a perda de massa em ensaios de durabilidade molhagem/secagem nos ciclos 6 e 12 para a areia-cimento (A+C), areia-cimento-RAP (A+C+RAP) e areia-cimento-RAP-fibra (A+C+RAP+F).

Como nos demais resultados, nota-se uma melhora significativa nas misturas com inclusão de fibras. Destaca-se que o comportamento é melhor descrito na Figura 5.7 do que na Figura 5.6, dado que as curvas de tendência apresentadas na Figura 5.7 cobrem um intervalo amplo quase-contínuo de valores do parâmetro η/c_{iv} . Ademais, nesta figura, dão-se destaque aos ciclos 6 e 12, ciclos relevantes para as normativas utilizadas, visto que a NBR 13554 estabelece o 6º ciclo como resultado final do ensaio, e por sua vez a ASTM D 559, visa o 12º ciclo.

Na Figura 5.8, é possível comparar a perda de massa característica média em função dos valores do parâmetro η/c_{iv} . A perda de massa característica é a massa média perdida nos ciclos.

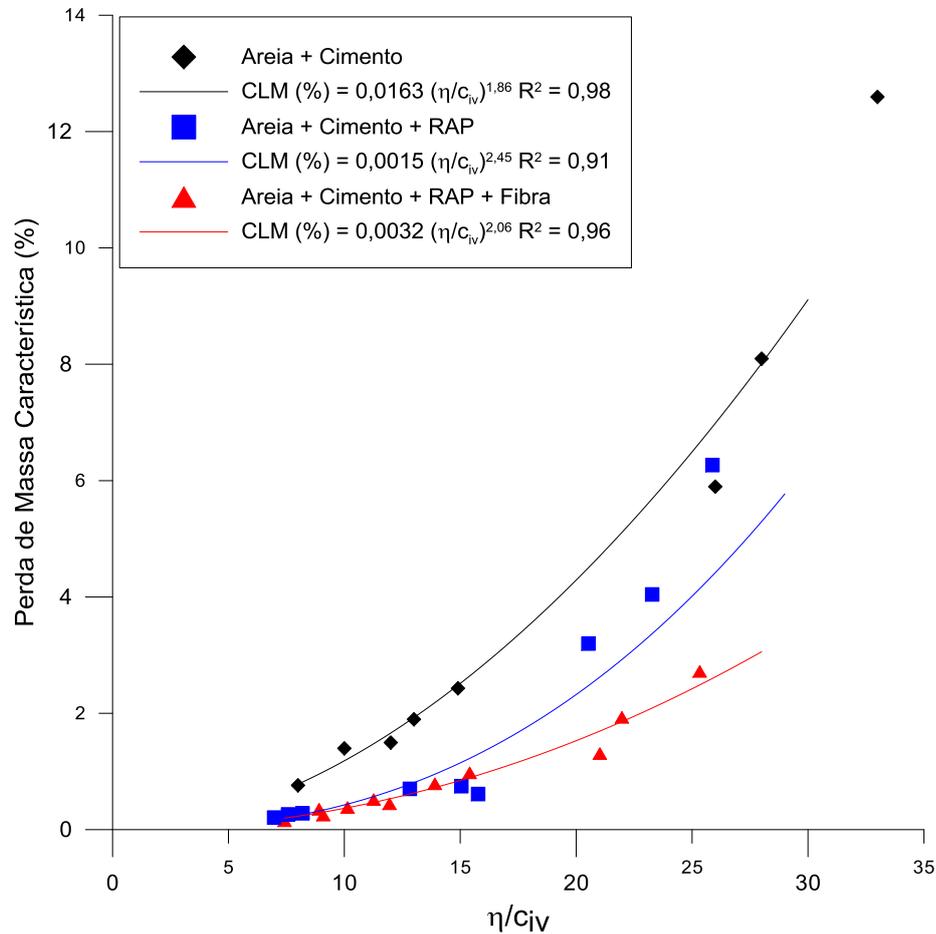


Figura 5.8 - Perda de massa característica como função do parâmetro η/c_{iv} para a areia-cimento (A+C), areia-cimento-RAP (A+C+RAP) e areia-cimento-rap-fibra (A+C+RAP+F).

Percebe-se, portanto, através da compreensão das três figuras anteriores o efeito benéfico da inclusão de fibras na perda de massa observada nos ensaios de durabilidade por molhagem/secagem com escovação. A inclusão das fibras, provavelmente influencia criando ainda mais pontos de contato e interconectividade da massa de solo, funcionando como uma espécie de *extensão* e ligando pontos de cimentação no corpo-de-prova.

5.4 ENSAIOS *SIMPLE SHEAR*

Neste item serão analisados em conjunto os resultados obtidos nos ensaios monotônicos e cíclicos, viabilizando a compreensão do material e obtenção de parâmetros de interesse.

5.4.1 Ensaios monotônicos

5.4.1.1 Avaliação da Resistência

Na Figura 5.9 estão apresentados os ensaios monotônicos para a dosagem de η/c_{iv} igual a 15, ensaiadas à tensão efetiva inicial de 25, 50 e 100kPa. As curvas estão, em todo o trecho estudado, bem próximas. Percebe-se também que inicialmente as curvas acompanham a sequência de maior tensão confinante, mostrando uma maior tensão para uma mesma deformação, até aproximadamente 5% de deformação cisalhante.

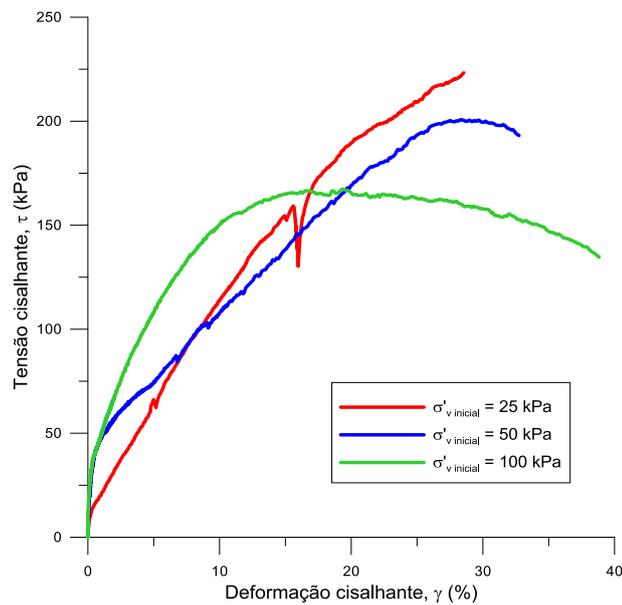


Figura 5.9 - $\tau \times \gamma : \eta/c_{iv} 15$

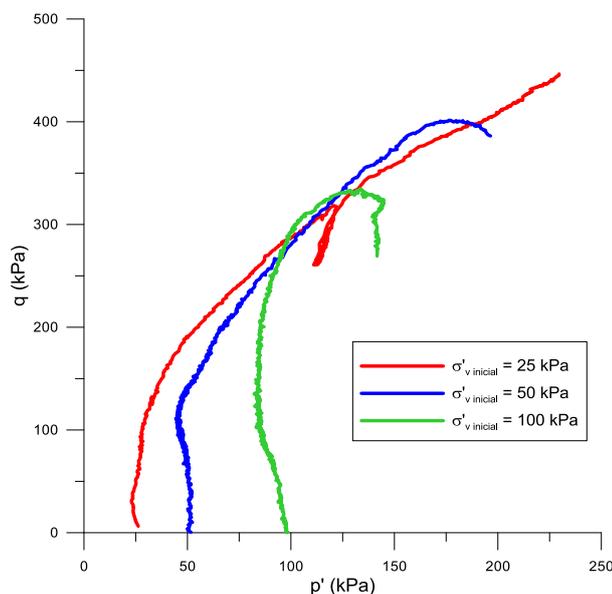


Figura 5.10 - $q \times p' : \eta/c_{iv} 15$

Na Figura 5.10, nota-se as trajetórias de tensão no plano das invariantes p' e q .

É possível analisar o resultado e obter os parâmetros de resistência clássicos da envoltória de Mohr-Coulomb. Na Figura 5.11 estão representadas as três curvas dos ensaios, foi traçada uma reta tangenciando tais curvas, possibilitando a estimativa do ângulo de atrito e coesão do material. Neste ajuste foi observado um ângulo de atrito de $41,8^\circ$ e intercepto coesivo de 57 kPa.

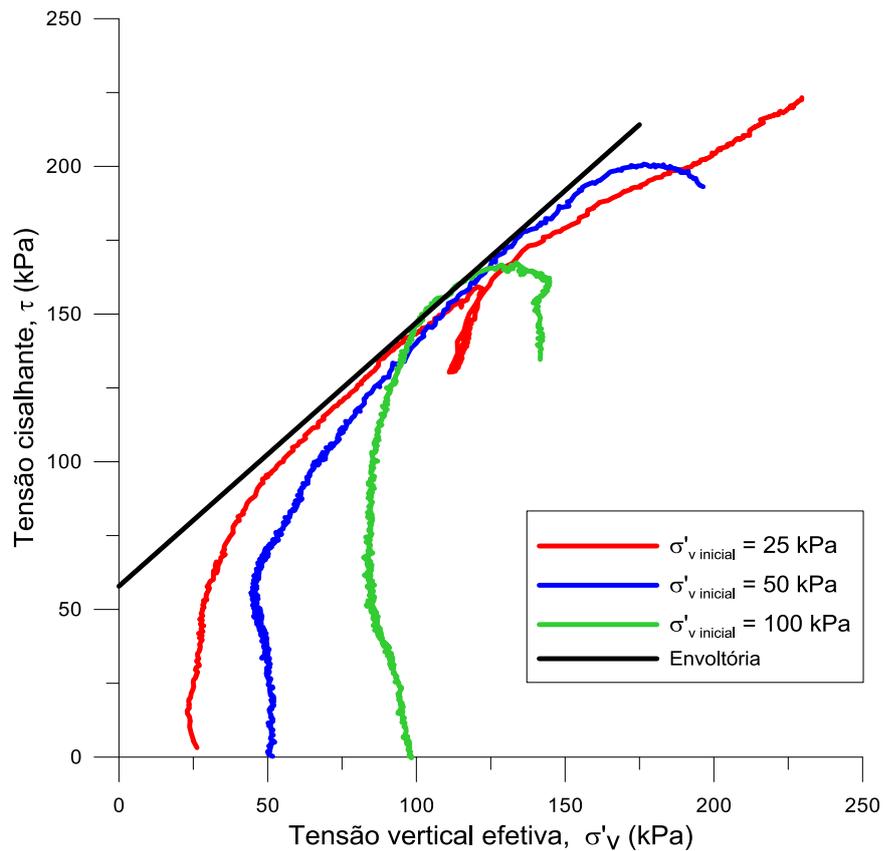


Figura 5.11 - $\tau \times \sigma'_v : \eta/c_{iv} 15$

Na Figura 5.12 estão apresentados os ensaios monotônicos para a dosagem de η/c_{iv} igual a 24, ensaiadas à tensão efetiva inicial de 25, 50 e 100kPa. Percebeu-se que houve uma maior distinção entre os ensaios, seguindo a sequência de maior tensão confinante apresentando maiores resistências. Entende-se que para os ensaios anteriores ($\eta/c_{iv} 15$), a maior cimentação que se formou sem-confinamento foi menos influenciada pela tensão confinante, enquanto que estes ensaios ($\eta/c_{iv} 24$) verificou-se essa maior influência na resistência.

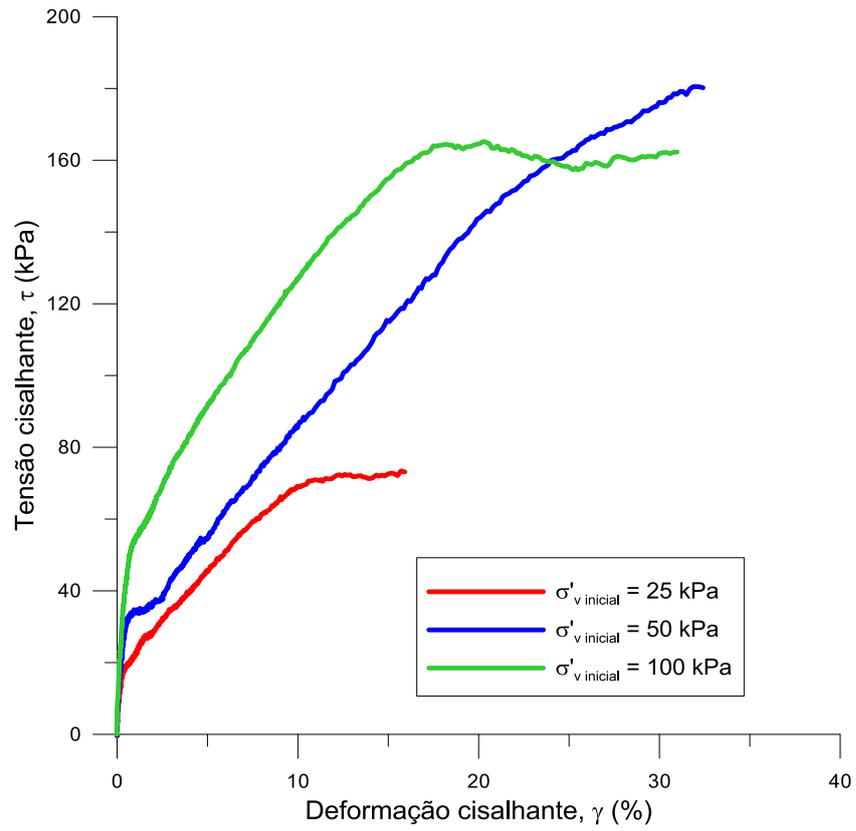


Figura 5.12 - $\tau \times \gamma : \eta/c_{iv}$ 24

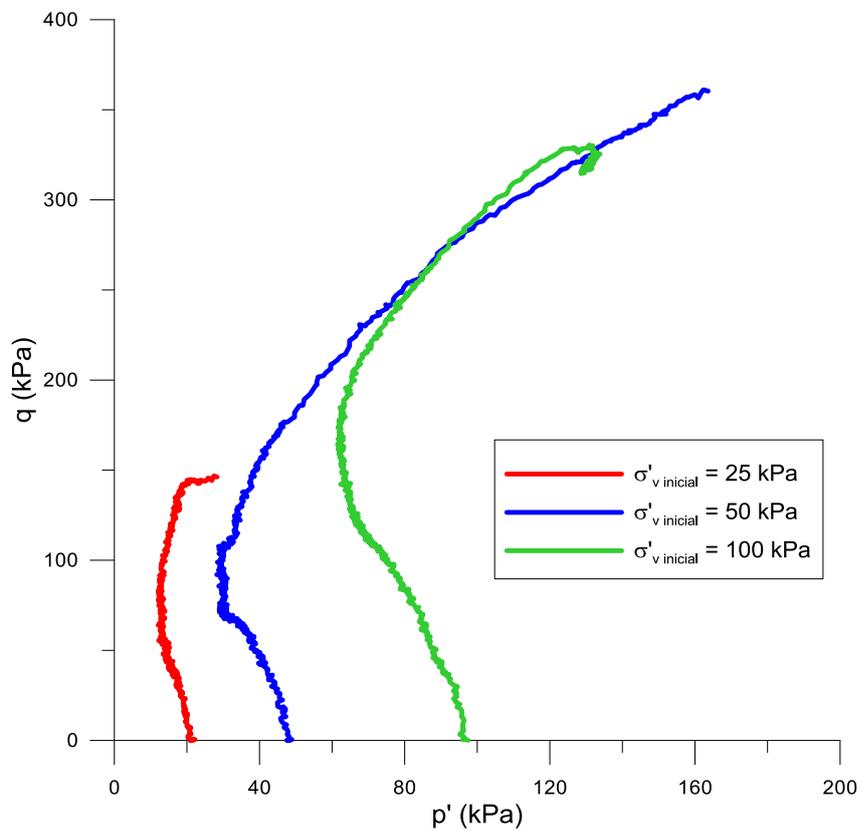


Figura 5.13 - $q \times p' : \eta/c_{iv}$ 24

Na Figura 5.13, percebem-se as trajetórias de tensão no plano das invariantes p' e q . Na Figura 5.14, foi traçada uma reta tangenciando os ensaios para obter os parâmetros de resistência por Mohr-Coulomb. Obteve-se um ângulo de atrito de $42,1^\circ$ e intercepto coesivo de 53 kPa.

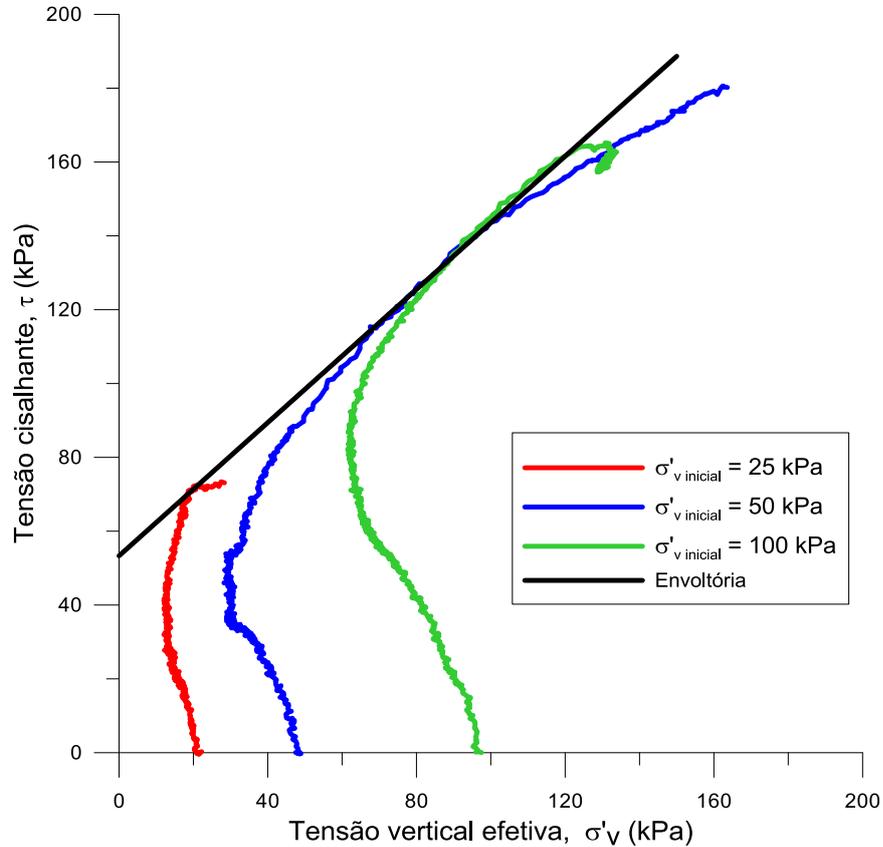


Figura 5.14 - $\tau \times \sigma'_v : \eta/c_{iv}$ 24

Na comparação dos resultados obtidos para estes ensaios, ambos os parâmetros calculados são superiores e/ou compatíveis ao da areia de Osório pura, cimentada, e/ou com inclusão de fibras, conforme a revisão apresentada no item 2.6.3. Dessa forma, entende-se que o melhoramento com a inclusão de fibras apresentou o efeito esperado, melhorando de maneira geral a resistência das misturas. Além disso, relativo a ambos os parâmetros η/c_{iv} estudados, obteve-se valores de intercepto coesivo superiores nas amostras mais cimentadas.

Na Figura 5.15 é possível analisar a variação do módulo cisalhante G em relação à deformação cisalhante sofrida pela amostra, estão representados todos os ensaios monotônicos. Os resultados deram origem às linhas de tendência apresentadas, visto à diversidade de curvas possíveis, adotou-se um valor médio único para o expoente da equação de cada grupo, visando otimizar o coeficiente de determinação. Além disso, em razão grande intervalo de deformação, utilizou-se o eixo horizontal em escala \log_{10} . Em razão da quantidade de resultados com

tendências muito próximas, foi preferido omitir os pontos, mas ainda é possível observá-los nas figuras Figura 5.18 e Figura 5.19.

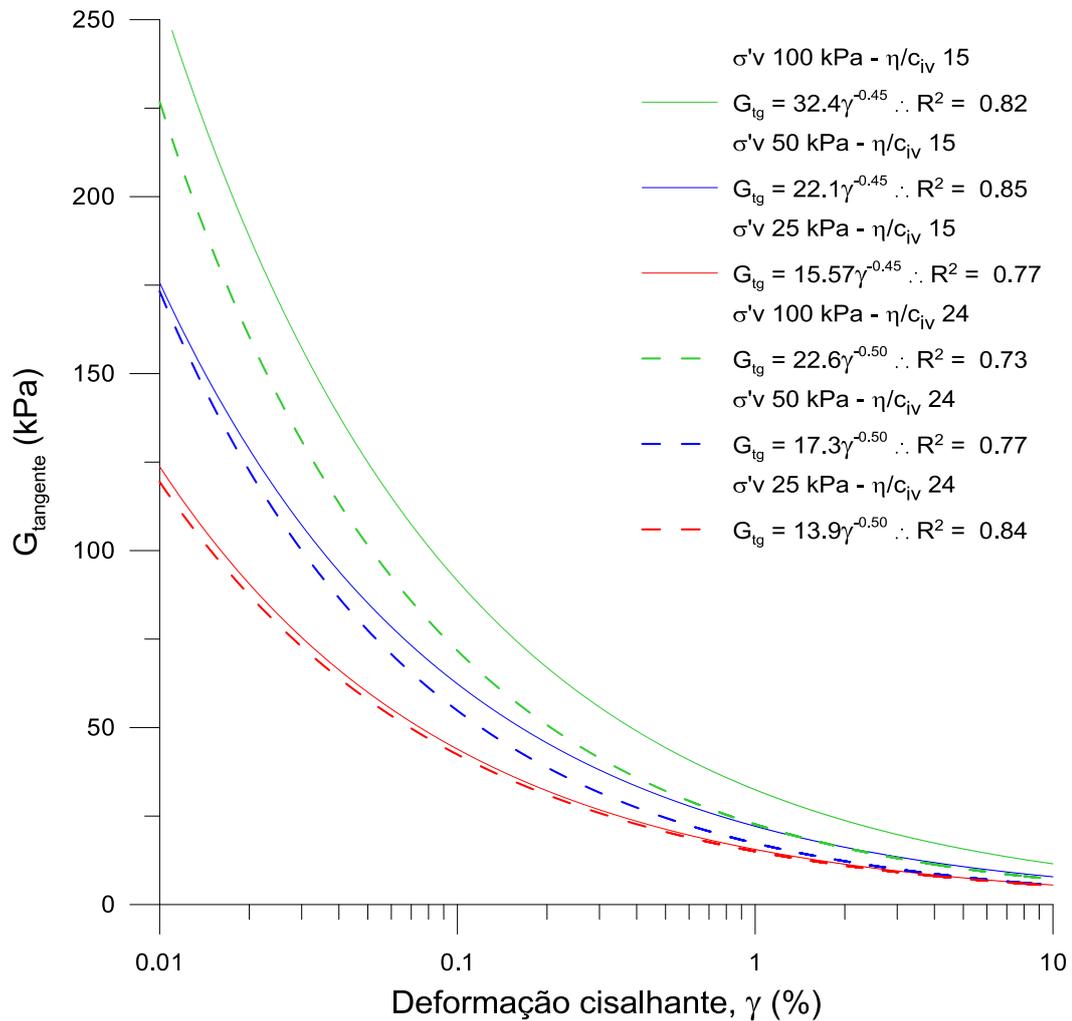


Figura 5.15 - $G_{tangente} \times \gamma$ – ensaios monotônicos

Percebe-se que o material apresentou uma queda menos abrupta a valores maiores de tensão efetiva. Não foi possível perceber diferença significativa entre as dosagens η/c_{iv} 15 e 24, em relação ao módulo de cisalhamento tangente.

5.4.1.2 Influência da inclusão de Fibras

Similarmente à comparação feita anteriormente para os ensaios não-confinados, buscou-se validar o desempenho do melhoramento da inclusão de fibras na mistura.

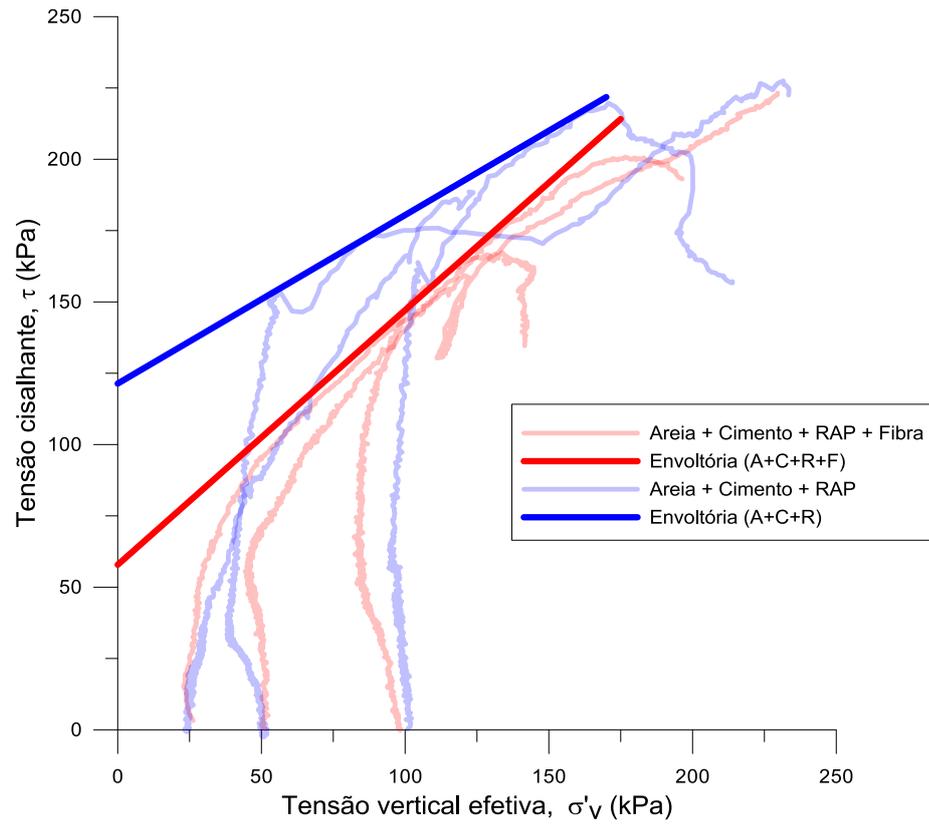


Figura 5.16 – Comparação das envoltórias : $\eta/c_{iv} = 15$

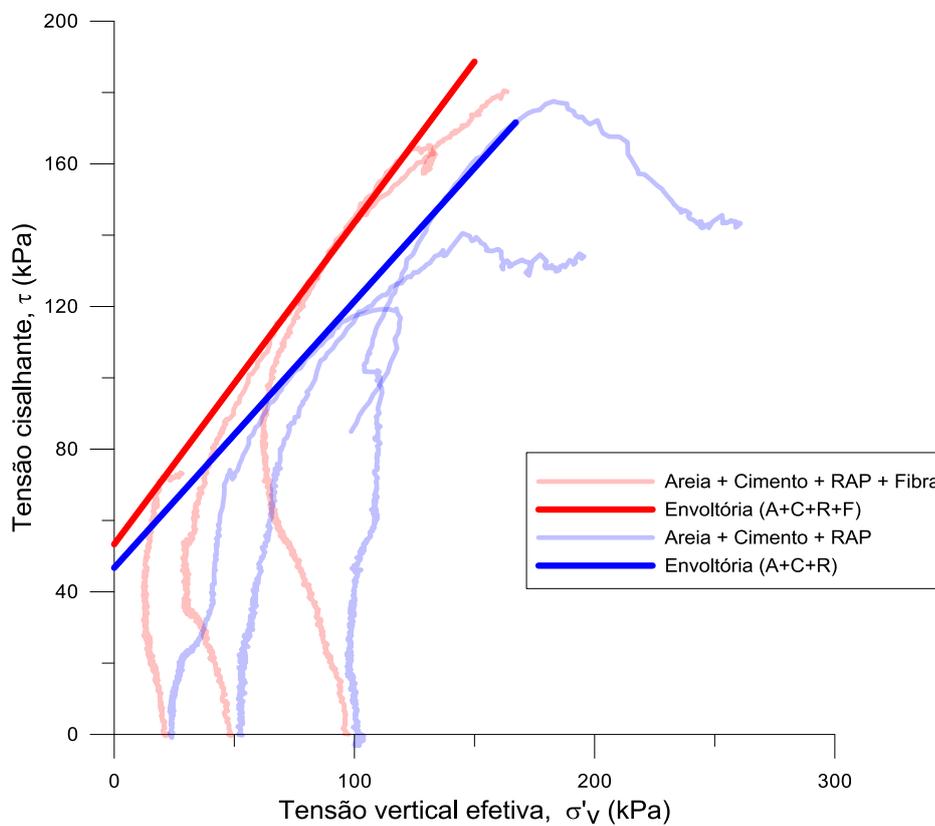


Figura 5.17 – Comparação das envoltórias : $\eta/c_{iv} = 24$

Nas figuras Figura 5.16 e na Figura 5.17 é possível comparar as envoltórias para a mistura com a inclusão de fibras em vermelho, elaborada nesta pesquisa, e em azul o material sem fibras de Silva (2020).

Em relação à comparação para o material mais cimentado/compactado (η/c_{iv} 15), percebe-se que a fibra teve um impacto adverso ao esperado, embora na Figura 5.2 (a) ocorra a convergência de resultados para baixos η/c_{iv} . Assim como a respectiva perda de rigidez já comentada, nestes ensaios monotônicos a fibra acabou prejudicando a resistência, principalmente representada pela perda em intercepto coesivo, apesar do aumento do ângulo de atrito.

Em relação à comparação para o material menos cimentado/compactado (η/c_{iv} 24) nota-se que houve o aumento da resistência de maneira geral, assim como percebidos nos ensaios da Figura 5.2. Para o material a altos η/c_{iv} , a fibra teve um maior impacto. Entende-se que a fraca cimentação permite que conforme o material se deforme aconteça a sollicitação das fibras, efeito mais evidente em materiais mais dúcteis.

Nas Figura 5.18 e Figura 5.19, pode-se comparar a rigidez do material com fibra e do material sem fibra, investigando o módulo de cisalhamento (G_{tangente}) em relação à deformação cisalhante (γ). Nota-se que em ambas as dosagens (η/c_{iv} 15 e 24) o comportamento é similar, assintótico para valores demasiadamente pequenos, próximo de zero, e ao longo do cisalhamento o módulo decresce e atinge valores cada vez menores. Limitou-se o eixo das abcissas a 10% de deformação cisalhante (γ). Em ambas as figuras, procurou-se ajustar uma curva de tendência que assimilasse o comportamento a pequenas deformações e também a altas deformações, neste sentido buscou-se um expoente único para cada grupo (com fibras e sem fibras) que levasse a um coeficiente de determinação ótimo para o grupo todo.

Comparativamente, em ambas as dosagens o material sem fibra atinge valores menores com menor deformação que os materiais com inclusão de fibra, e mantém, majoritariamente, a sequência de curvas tal que os resultados com maiores tensões efetivas são superiores àqueles com efetivas menores. O resultado explicitado nas figuras é coerente com o entendimento que é necessária uma deformação mínima para a sollicitação das fibras e que elas tornam o material mais dúctil.

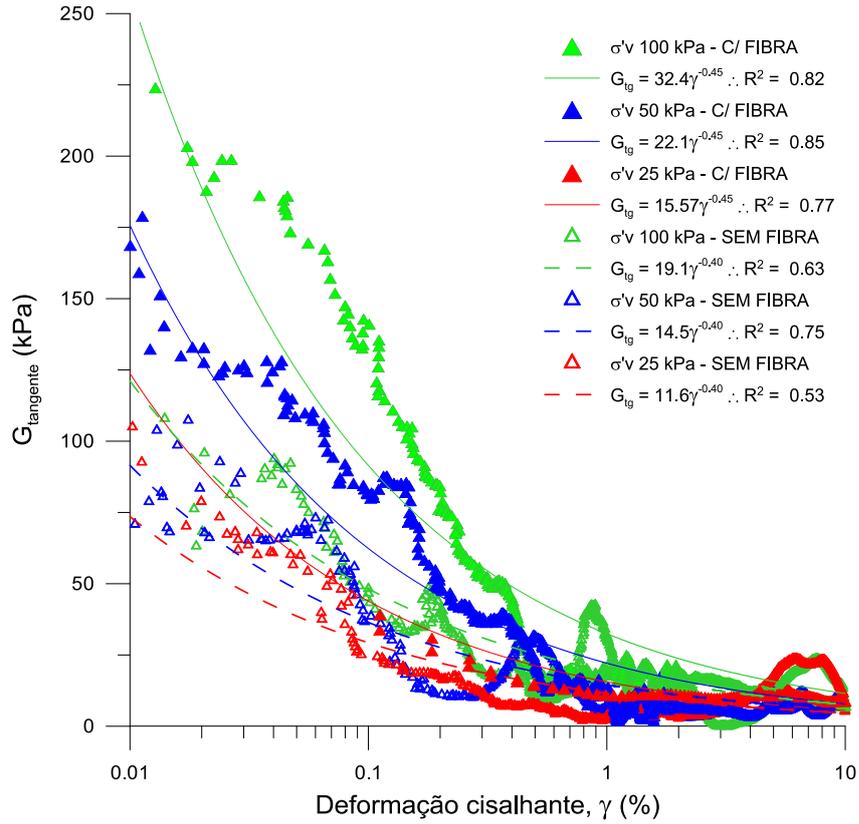


Figura 5.18 – Comparação $G_{tangente} \times \gamma - \eta/c_{iv}$ 15 (Com fibra e sem fibra)

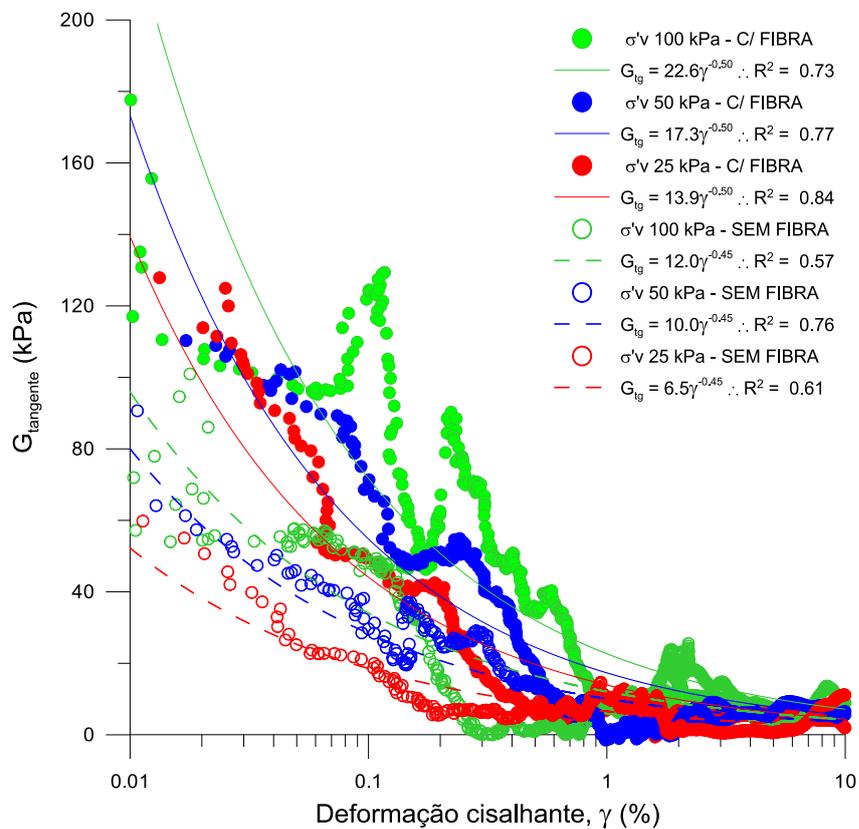


Figura 5.19 – Comparação $G_{tangente} \times \gamma - \eta/c_{iv}$ 24 (Com fibra e sem fibra)

5.4.2 Ensaios cíclicos

Os ensaios cíclicos realizados, que verificaram uma gama de relações τ/σ'_v em amostras de dosagem η/c_{iv} igual a 15, podem ser verificados e agrupados na figuras Figura 5.20 e Figura 5.21. A sobreposição permite verificar que ao longo dos ensaios quanto maior a variação de tensão imposta, mais as curvas caminharam em direção à origem. O agrupamento permite uma visualização lúdica da degradação da resistência do material. Cabe ressaltar que nenhum dos ensaios atingiu a envoltória de ruptura estabelecida nos ensaios monotônicos.

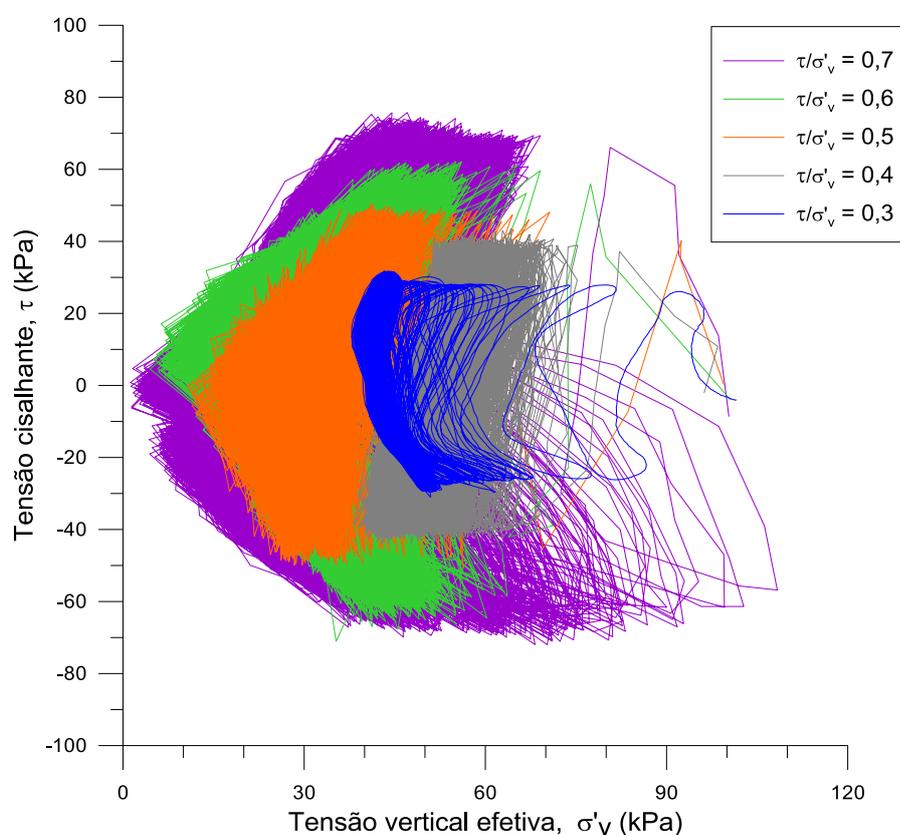


Figura 5.20 – $\tau x \sigma'_v$: Sobreposição dos ensaios cíclicos

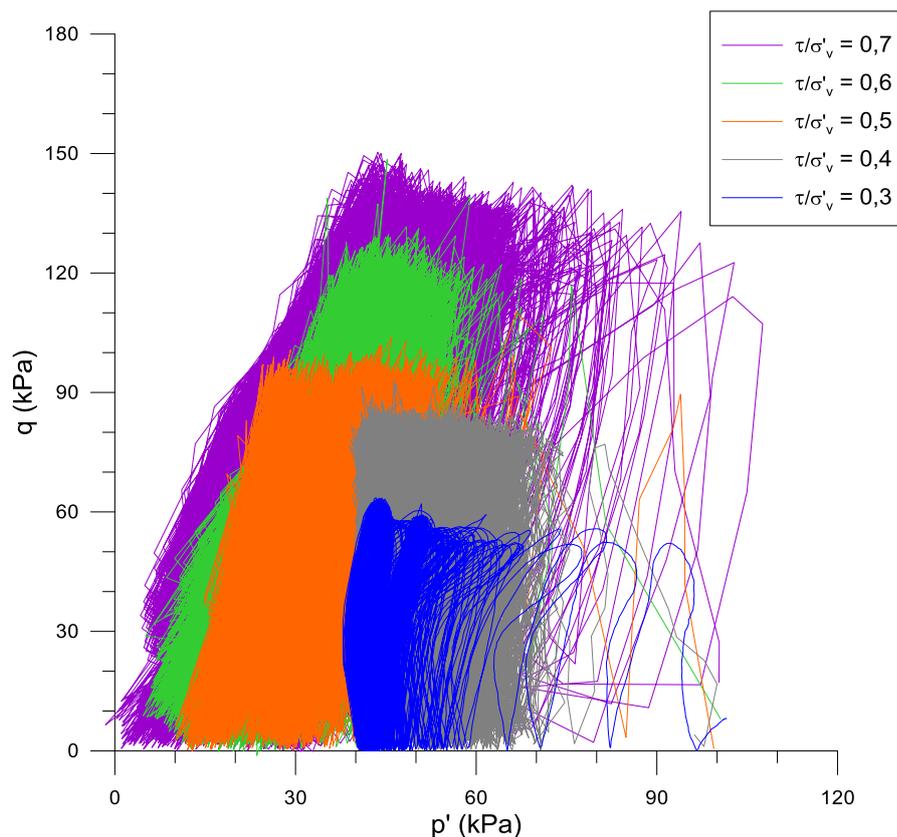


Figura 5.21 – $q \times p'$: Sobreposição dos ensaios cíclicos

Na Figura 5.22 é apresentada a variação da deformação cisalhante ao longo do cisalhamento dos ensaios cíclicos, dado pelo número de ciclos (em \log_{10}), percebe-se que, assim como nas análises anteriores, as amostras menos solicitadas (tensão cisalhante) sofreram menores deformações, logicamente. Percebe-se que para os níveis de tensão τ/σ'_v 0,3 e 0,4 não houve crescimento perceptível na variação da deformação, tal que o acúmulo de deformações num sentido implicou na diminuição da deformação no sentido oposto. Por outro lado, para as amostras de τ/σ'_v 0,5, 0,6 e 0,7 houve, sim, um aumento na deformação ao longo dos 1000 ciclos. Interessantemente destacar que, para os ensaios de τ/σ'_v 0,6 e 0,7, as deformações foram muito próximas até valores de aproximadamente 400 ciclos, a partir do qual a deterioração da amostra τ/σ'_v 0,7 se tornou mais evidente.

Na Figura 5.23, são apresentados os valores de módulo de cisalhamento normalizado pela tensão efetiva vertical inicial de ensaio, desta forma é possível verificar que, assim como na figura anterior, as amostras de τ/σ'_v 0,3 e 0,4 não apresentaram quedas e tiveram na realidade um leve aumento perceptível pela curva de tendência ajustada. Comportamento inverso foi percebido para os resultados de τ/σ'_v 0,5, 0,6 e 0,7, pois, assim como a deformação aumentou ao longo do ensaio, percebeu-se a diminuição respectiva no módulo de cisalhamento.

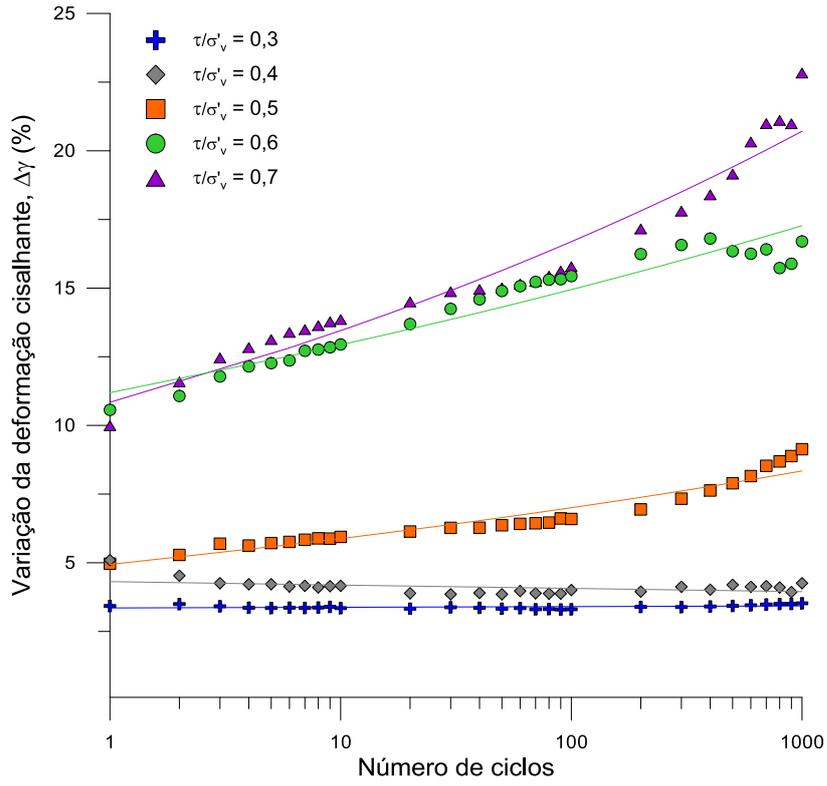


Figura 5.22 – $\Delta\gamma$ em função do número de ciclos

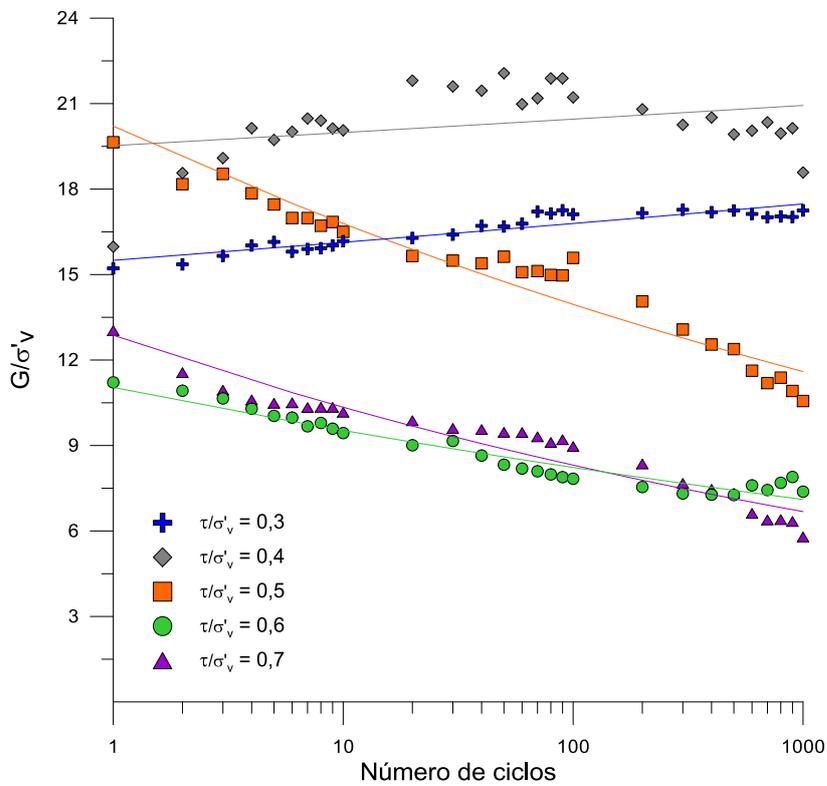


Figura 5.23 – G/σ'_v em função do número de ciclos

Nas figuras a seguir, comparam-se separadamente cada relação τ/σ'_v para amostras com inclusão de fibras e sem a inclusão de fibras (Silva, 2020). Em ambas, (a) τ/σ'_v 0,3, (b) τ/σ'_v 0,4, (c) τ/σ'_v 0,5, (d) τ/σ'_v 0,6, (e) τ/σ'_v 0,7 e (f) agrupados.

A variação da deformação cisalhante ($\Delta\gamma$) em função do número de ciclos dos materiais com e sem fibras é apresentada na Figura 5.24. Nela, nota-se que, para níveis mais baixos de tensão, os valores não apresentam diferença significativa (a) ou mesmo se confundem (b). Para o valor intermediário (c), foi possível notar que inicialmente o material com fibras era mais rígido, mas sofreu uma deterioração maior ao longo dos ciclos que o material sem fibras. Infelizmente essa condição de ensaio foi levada a apenas 500 ciclos, para o material sem fibras, de maneira que não é possível assumir que o material sem fibras não se degradaria de forma significativa após essa quantidade de ciclos. Já para os níveis maiores de tensão (d) e (e), as tendências se invertem, tal que o material com fibras apresenta maiores deformações, e, embora ambos materiais acumulem deformações e continuem a sofrer acréscimos de deformações ao longo dos ensaios, percebeu-se que o material com fibra se deteriorou mais.

Na Figura 5.25 são apresentados os valores de módulo cisalhante normalizado pela tensão efetiva vertical inicial em função do número de ciclos, dos ensaios realizados com inclusão de fibras e daqueles sem inclusão de fibras. Nota-se que as tendências seguem as mesmas conclusões da figura anterior, onde (a) e (b) mostram que os materiais tiveram resultados similares, em (c) o material com fibras deteriorou-se ao longo do ensaio enquanto o material sem fibras talvez não deteriorar-se-ia. Em (d) e (f) percebe-se que o material sem fibras é mais rígido inicialmente e se degradou de maneira muito similar ao material com fibras.

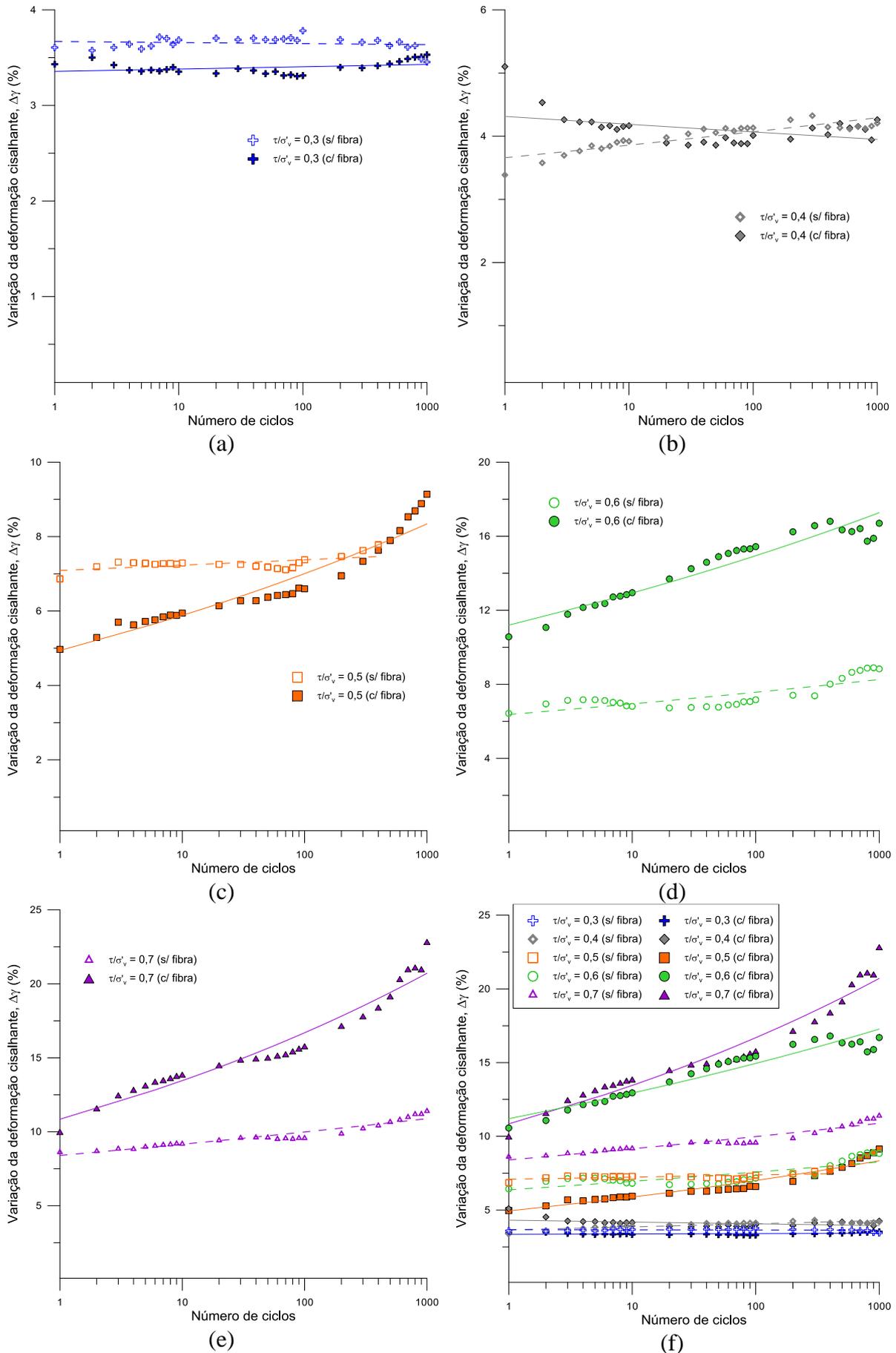


Figura 5.24 – Comparação $\Delta\gamma$ nos ensaios cíclicos, com e sem fibras

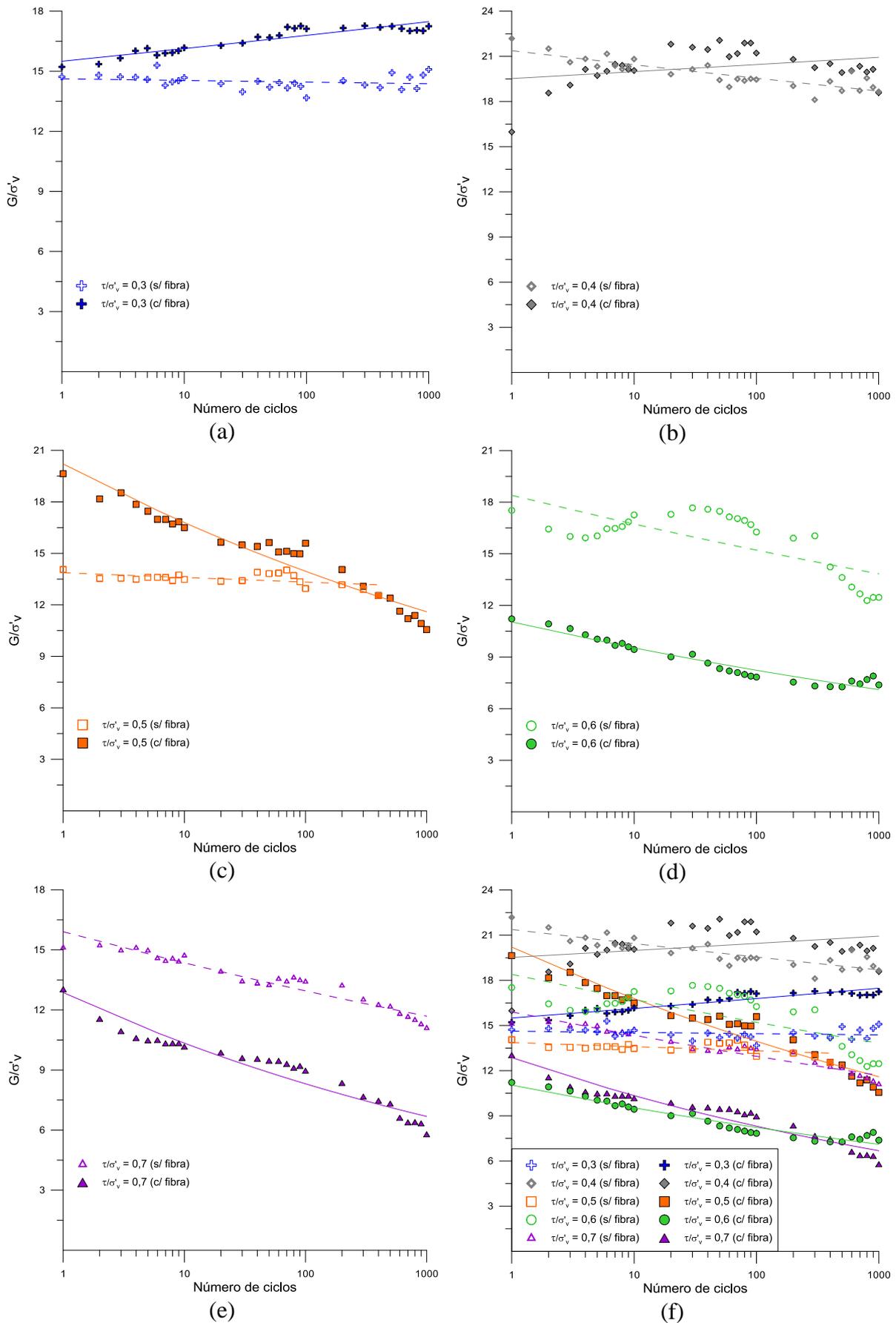


Figura 5.25 – Comparação G/σ'_v nos ensaios cíclicos, com e sem fibras

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

A inclusão de fibras nas misturas solo-RAP-cimento mostrou ser viável e eficaz, principalmente nos quesitos de resistência, visto que foram encontrados resultados iguais ou mesmo superiores quando comparado com o solo-cimento ou com a mistura solo-RAP-cimento. Com exceção dos resultados monotônicos de dosagem η/c_{iv} igual a 15, todos os ensaios apresentaram valores de resistência ou parâmetros de resistência maiores.

Com base nos resultados da análise estatística, em relação aos resultados de compressão simples, o fator mais relevante foi o teor de cimento, seguido da compactação. Nos resultados de tração por compressão diametral, notou-se que a variável mais relevante foi a inclusão de fibras, seguido pela cimentação. Por sua vez, para os resultados de tração por flexão, a variável mais relevante foi mais uma vez o teor de cimento, seguido pela inclusão de fibras. Destaca-se que os ensaios baseados em solicitações de tração foram bastante impactados, tendo em vista um aumento substancial na resistência, comportamento coerente com o esperado de outros materiais melhorados com fibras.

Em relação aos resultados *simple shear* cíclicos e a comparação com o material sem fibras, foi perceptível que o material com inclusão de fibras favorece maiores deformações, embora apresente resistências maiores, corroborando o entendimento que há a necessidade de uma deformação mínima para a solicitação das fibras, e que estas tornam o material mais dúctil.

Nesta pesquisa, demonstrou-se uma perda significativa na rigidez quando há inclusão de fibras, tanto o módulo cisalhante a pequenas deformações medido nos ensaios de velocidade de onda, quanto o módulo de cisalhamento medido nos ensaios *simple shear*. Ressalta-se que, a critério das necessidades de projeto tais aspectos são mais ou menos importantes.

De maneira geral, para todos os ensaios realizados, o parâmetro porosidade por teor volumétrico de cimento (η/c_{iv}) mostrou-se adequado para a análise dos resultados. Sendo um parâmetro chave para a dosagem racional, visando intervalos específicos de durabilidade, resistência e módulos de rigidez.

Os ensaios de durabilidade realizados mostraram a melhoria da inclusão de fibras no material quando da simulação de intempéries, constatada pela perda de massa da mistura com fibras ter sido significativamente menor que nas misturas sem fibras. A maioria das dosagens utilizadas

atendem aos critérios gerais de durabilidade para que possam ser utilizados como base ou mesmo sub-base de pavimentos. Percebeu-se também nestes ensaios que a durabilidade é mais influenciada pela cimentação que pela compactação, mesmo assim o controle do parâmetro η/c_{iv} de forma racional é adequado. Além disso, a partir dos ensaios de velocidade de onda, realizados o longo dos ciclos de durabilidade, não foi observado degradação significativa dos módulos ao longo dos ciclos de durabilidade.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

São sugeridos, para completa compreensão do comportamento do material:

- a) Avaliação de outras porcentagens de RAP como substituição à areia de Osório;
- b) Avaliação da influência das características das fibras, mais flexíveis e/ou mais rígidas, assim como outros comprimentos ou índice-aspecto;
- c) Avaliação das consequências geoambientais da utilização deste material, como realização de ensaios de lixiaviação e a análise do ciclo de vida;
- d) Avaliação dos módulos a pequenas deformações através de outros métodos, tais como *bender elements* ou coluna ressonante.
- e) Avaliação das consequências do melhoramento no design de pavimento diretamente, em relação à altura de camada e outros fatores relevantes.

REFERÊNCIAS

- AASHTO T 308. **Determining the asphalt binder content of asphalt mixtures by the ignition method.** AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. 2018
- ABGE. OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Ed.). **Geologia de Engenharia.** São Paulo: ABGE, 1998.
- ABNT. **NBR 6508 Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 1984.
- ABNT. **NBR 7181 Solo - Análise granulométrica.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2016a.
- ABNT. **NBR 7182 Solo - Ensaio de compactação.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2016b.
- ABNT. **NBR 7222 - Concreto e argamassa — Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2011.
- ABNT. **NBR 12024 - Solo-cimento — Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012a.
- ABNT. **NBR 12025 - Solo-cimento — Ensaio de compressão simples de corpos de prova cilíndricos — Método de ensaio.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012b.
- ABNT. **NBR 12142 - Concreto — Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2010.
- ABNT. **NBR 12253 Solo-cimento — Dosagem para emprego como camada de pavimento.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012c.
- ABNT **NBR 13554 Solo-cimento — Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem — Método de ensaio.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2012d.
- ABNT. **NBR 16697 - Cimento Portland - Requisitos.** ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Rio de Janeiro. 2018.

- ABRAMS, M.S. **Laboratory and Field Tests of Granular Soil-Cement Mixtures for Base Courses**. ASTM Special Technical Publication No. 254. [S.I.]. 1959.
- ACI. **Report on soil cement (ACI 230.1R-09.)**. American Concrete Institute. Farmington Hills. 2009.
- ADASKA, W. **Soil-Cement Liners**. In: JOHNSON, A. I., *et al.* Hydraulic Barriers in Soil and Rock. West Conshohocken: ASTM International, 1985. p. 299-313
- AKINWUMI, I.I. **Plasticity, strength and permeability of reclaimed asphalt pavement and lateritic soil blends**. International Journal of Scientific & Engineering Research, v. 5, n. 6, p. 631-636, 2014.
- AL-AKHRAS, N.M.; ATTOM, M.F.; AL-AKHRAS, K.M.; MALKAWI, A.I.H. **Influence of fibers on swelling properties of clayey soil**. Geosynthetics International, v. 15, n. 4, p. 304-309, 2008.
- AL-QADI, I.L.; ELSEIFI, M.A.; CARPENTER, S.H. **Reclaimed Asphalt Pavement – A Literature Review. Report No. FHWA-ICT-07-001**. Urbana: Illinois Department of Transportation, Federal Highway Administration. 2007
- ANDERSEN, K.H.; PUECH, A.A.; JARDINE, R.J. **Cyclic resistant geotechnical design and parameter selection for offshore engineering and other applications**. (A. Puech, Ed.) In: TC 209 Workshop 18th ICSMGE: Design for cyclic loading: Piles and other foundations, September, Paris. Anais... Paris: 2013.
- ASPHALT INSTITUTE **Asphalt Hot-Mix Recycling**. Manual series n° 20. 2^a Ed. 1986.
- ASTM. **C597 : Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2016.
- ASTM. **D1633 : Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2000.
- ASTM. **D1635 : Standard Test Method for Flexural Strength of Soil-Cement Using Simple Beam with Third-Point Loading**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2019.
- ASTM **D559 : Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2015a.
- ASTM. **D3282 : Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes**. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. West Conshohocken. 2015.

ASTM. **D3967 : Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens.** AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. WestConshohocken. 2016.

AZAMBUJA, R.M.B. **Comportamento Mecânico e Hidráulico de Misturas de Solo-Cimento-Bentonita para Aplicação em Barreiras Verticais de Contenção de Contaminantes.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2004

BALAGURU, P.N.; SHAH, S.P. **Fiber-reinforced cement composites.** New York: McGraw Hill, 1992.

BALBO, J.T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração.** São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BAHADOR, M.; PAK, A. **Small-strain shear modulus of cement-admixed kaolinite.** Geotechnical and Geological Engineering, v. 30, n. 1, p. 163-171, 2012.

BELLEZZA, I.; FRATALOCCHI, E. **Effectiveness of cement on hydraulic conductivity of compacted soil-cement mixtures.** Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement, v. 10, n. 2, p. 77-90, 2006.

BENAHMED, N. **Comportement mécanique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique: application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique.** 2001. 351 f. École Nationale des Ponts et Chaussées, 2001.

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. **Pavimentação Asfáltica : formação básica para engenheiros.** 1. ed. (3. reimpr.). Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda, 504p, 2008.

BJERRUM, L.; LANDVA, A. **Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay.** Géotechnique, v. 16, n. 1, p. 1-20, 1966.

BONFIM, V. **Fresagem de pavimentos asfálticos.** 3. ed. São Paulo: Exceção Editorial, 2007

CASAGRANDE, M.D.T. **Comportamento de Solos Reforçados com Fibras Submetidos a Grandes Deformações.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2005

CATTON, M.D. **Early Soil-Cement Research and Development.** Portland Cement Association. Skokie. 1959.

CHANG, T.S.; WOODS, R.D. **Effect of Particle Contact Bond on Shear Modulus.** Journal of Geotechnical Engineering, v. 8, n. 118, p.1216-1233, 1992.

- CHESNER, W.H.; COLLINS, R.J.; MACKAY, M.H. **User guidelines for waste and by-product materials in pavement construction. Report No. FHWA-RD-97-148**, Washington, Department of Transportation, Federal Highway Administration. 1998
- CHRISTARAS, B.; AUGER, F.; MOSSE, E. **Determination of the moduli of elasticity of rocks. Comparison of the ultrasonic velocity and mechanical resonance frequency methods with direct static methods**. *Materials and Structures*, v. 27, n. 4, p. 222-228, 1994.
- CLOUGH, G.W.; SITAR, N.; BACHUS, R.C. **Cemented Sands under Static Loading**. *Journal of The Geotechnical Engineering Division*, n. 107, p.799-817, 1981.
- COLLINS, I.F.; WANG, A.P.; SAUNDERS, L.R. **Shakedown theory and the design of unbound pavements**. *Road and Transport Research*, v. 2, n. 4, p. 28–39, 1993.
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M; ULBRICH, L.A. **Influence of fiber and cement addition on behaviour of sandy soil**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v.124, n12, p.1211-1214, 1998
- CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M; ULBRICH, L.A. **Behavior of a fiber-reinforced cemented soil**. *Ground Improvement, ISSMGE*, v.3 n.3, p.21-30, 1999
- CONSOLI, N.C.; ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M. **Influence of curing under stress on the triaxial response of cemented soils**. *Geotechnique*, v. 50, n. 1, p. 99-105, 2000.
- 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*, v. 133, n. 2, p. 197-205, 2007.
- CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; FONINI, A.; DALLA ROSA, F. **Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range**. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 27, n. 3, p. 196-203, 2009.
- 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*, v. 136, n. 5, p. 759-763, 2010.
- CONSOLI, N.C.; FONSECA, A.D.; SILVA, S.R.; CRUZ, R.C.; FONINI, A. **Parameters controlling stiffness and strength of artificially cemented soils**. *Géotechnique*, v. 62, n. 2, p. 177-183, 2012.
- CONSOLI, N.C.; CONSOLI, B.S.; FESTUGATO, L. **A practical methodology for the determination of failure envelopes of fiber-reinforced cemented sands**. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 41, p. 50-54, 2013.
- CONSOLI, N.C.; LOPES JR, L.S.; CONSOLI, B.S.; FESTUGATO, L. **Mohr–Coulomb failure envelopes of lime-treated soils**. *Geotechnique*, v. 64, n. 2, p. 165-170, 2014.

- CONSOLI, N.C. **A method proposed for the assessment of failure envelopes of cemented sandy soils**. Engineering geology, v. 169, p. 61-68, 2014.
- CONSOLI, N.C.; MARQUES, S.F.V.; FLOSS, M.F.; FESTUGATO, L. **Broad-spectrum empirical correlation determining tensile and compressive strength of cement-bonded clean granular soils**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 6, p. 06017004, 2017a.
- CONSOLI, N. C.; MARQUES, S.F.V.; SAMPA, N.C.; BORTOLOTTI, M.S.; SIACARA, A. T.; NIERWINSKI, H. P.; FESTUGATO, L. **A general relationship to estimate strength of fibre-reinforced cemented fine-grained soils**. Geosynthetics International, v. 24, n. 4, p. 435-441, 2017b.
- 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.
- COOP, M.R.; ATKINSON, J.H. **The mechanics of cemented carbonate sands**. Géotechnique, London, v.43, n.1, p. 53-67, 1993
- COPELAND, A. **Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice Publication No. FHWA-HRT-11-021**. Georgetown Pike: Infrastructure Research and Development, Federal Highway Administration. 2011
- CORTE, M.B. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2016
- CRUZ, R.C. **Influência de Parâmetros Fundamentais na Rigidez, Resistência e Dilatância de uma Areia Artificialmente Cimentada**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2008
- DAS, B.M. **Principles of Geotechnical Engineering**. 5. ed. Toronto: Thomson, 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, 2010.
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 141/2010 – ES – Pavimentação – Base estabilizada granulométricamente – Especificação de serviço**, Rio de Janeiro, 2010.
- DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 136/2010 ME Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**, Rio de Janeiro, 2010a.

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

DIAMBRA, A.; IBRAIM. E.; PECCIN, A.; CONSOLI, C.; **Theoretical Derivation of Artificially Cemented Granular Soil Strength**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 143, n. 5, p.1-9, 2017.

DOHERTY, J.P.; FAHEY, M. **Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test**. Computer and Geomechanics, v. 38, n. 7, p. 917-924, 2011.

DOSHI, S. N.; GUIRGUIS, H. R. **Statistical Relations Between Compressive and Tensile Strengths of Soil-Cement**. Australian Road Research, Vermont South, v. 13, n. 3, p. 195-200, 1983. ISSN 0005-0164.

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, 2019

FELT, E.J. **Factors Influencing Physical Properties of Soil-cement Mixtures**. Research and Development Laboratories of the Portland Cement Association. [S.l.], p. 138. 1955.

FESTUGATO, L. **Análise do comportamento mecânico de um solo micro - reforçado com fibras de distintos índices de aspecto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

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

FESTUGATO, L.; MENGER, E.; BENEZRA, F.; KIPPER, E.A.; CONSOLI, N.C. **Fibre-reinforced cemented soils compressive and tensile strength assessment as a function of filament length**. Geotextiles and Geomembranes, v. 45, n. 1, p. 77-82, 2017.

FILHO, J.M.M.; ROCHA, E.G.A.; **Estudo Comparativo entre Pavimentos Flexível e Rígido na Pavimentação Rodoviária**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 03, Ed. 06, Vol. 02, pp. 146-163, 2018

FLORES, R.D.V.; DI EMIDIO, G.; VAN IMPE, W.F. **Small-strain shear modulus and strength increase of cement-treated clay**. Geotechnical Testing Journal, v. 33, n. 1, p. 62-71, 2010.

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

- FOPPA, D. **Análise de variáveis-chave no controle da resistência mecânica de solos artificialmente cimentados**. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2005
- FORCELINI, M.; GARBIN, G.R.; FARO, V.P.; CONSOLI, N.C. **Mechanical behavior of soil cement blends with Osorio sand**. *Procedia engineering*, v. 143, p. 75-81, 2016.
- GHANIZADEH, A.R.; RAHROVAN, M. **Modeling of unconfined compressive strength of soil-RAP blend stabilized with Portland cement using multivariate adaptive regression spline**. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, v. 13, n. 4, p. 787-799, 2019.
- GRAY, D.H.; OHASHI, H. **Mechanics of fiber reinforcement in sand**. *Journal of Geotechnical Engineering*, New York, v.109, n.3, p. 335-353, 1983.
- HAMIDI, A.; HOORES FAND, M. **Effect of fiber reinforcement on triaxial shear behavior of cement treated sand**. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 36, p. 1-9, 2013.
- HEINECK, K.S.; COOP, M.R.; CONSOLI, N.C. **Effect of micro-reinforcement of soils from very small to large shear strains**. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. New York, v.131, 2005.
- HERZOG, A.; MITCHELL, J. K. **Reactions accompanying the stabilization of clay with cement**. *Highway Research Board Rec*, n. 36, p. 146-171, 1963.
- HOYOS, L.R.; PUPPALA, J.A.; ORDONEZ, C.A. **Characterization of Cement-Fiber-Treated Reclaimed Asphalt Pavement Aggregates: Preliminary Investigation**. *Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE)*, v.23, n.7, 2011.
- HUANG, J.T.; AIREY, D.W. **Effects of cement and density on an artificially cemented sand**. In: *International Symposium on Geotechnical Engineering of Hard Soils - Soft Rocks*, 1., 1993, Athens. **Proceedings...** Rotterdam: A.A. Balkema, 1993.
- HORPIBULSUK, S; MIURA, N; NAGARAJ, T.S. **Assessment of Strength Development in Cement-Admixed High Water Content Clays with Abram's Law as a Basis**. *Geotechnique*, London, v.53, n.4, p.439-444, 2003.
- INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sydney: Butterworths, 1972.
- ISOLA, M.; BETTI, G.; MARRADI, A.; TEBALDI, G. **Evaluation of cement treated mixtures with high percentage of reclaimed asphalt pavement**. *Construction and Building Materials*, v. 48, p. 238-247, 2013.
- KHAN, Z.; MAJID, A.; CASCANTE, G.; HUTCHINSON, D. J.; PEZESHKPOUR, P. **Characterization of a cemented sand with the pulse-velocity method**. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 43, n. 3, p. 294-309, 2006.

- KHATTAK, M.J.; ALRASHIDI, M. **Durability and mechanistic characteristics of fiber reinforced soil-cement mixtures**. The International Journal of Pavement Engineering, v. 7, n. 1, p. 53-62, 2006.
- LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969.
- LARNACH, W.J. **Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-Cement Mixtures**. Civil Engineering and Public Works reviews. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.
- LEON, H.B. **O índice porosidade/teor volumétrico de cimento (η/Civ) como um parâmetro de estado para areias cimentadas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2018
- LUZZI, F.C. **Adaptação de usina para reciclagem à quente e avaliação laboratorial das misturas asfálticas produzidas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria. 2019
- MARQUES, S.F.V. **Comportamento de uma Areia Artificialmente Cimentada até Altas Tensões de Confinamento**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2016
- MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 2005.
- MENGER, E.S.; BENETTI, M.; FESTUGATO, L.; IBEIRO, L.S.; LUZA, R.D. **Hydraulic Conductivity and Compressive Strength of Cemented Soils**. Geotechnical and Geological Engineering, 1-9. 2020
- MICHALOWSKI, R.L.; ČERMÁK, J. **Triaxial compression of sand reinforced with fibers**. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v. 129, n. 2, p. 125-136, 2003.
- MOKWA, R.L.; PEEBLES, C.S. **Evaluation of the Engineering Characteristics of RAP/Aggregate Blends**. Report No. FHWA/MT-05-008/8117-24, Helena, Montana Department of Transportation, Federal Highway Administration. 2005
- MONTARDO, J.P.; CONSOLI, N.C.; PRIETTO, P.D.M. **Comportamento mecânico de compósitos solo-cimento-fibra: estudo do efeito das propriedades dos materiais constituintes**. Solos e Rochas, São Paulo: ABMS/ABGE, v. 24, n. 3, p.191-209, 2002
- NÚÑEZ, W.P. **Estabilização Físico-Química De Um Solo Residual De Arenito Botucatu, Visando Seu Emprego Na Pavimentação** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1991
- NICHOLSON, P. **Soil Improvement and Ground Modification Methods**. Oxford: Elsevier, 2015.

- PASCHE, E. **Estudo da resistência e da rigidez de uma mistura de material fresado asfáltico e pó-de-pedra com a adição de cimento.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2016
- PASSOS, M.C.F. **Metodologia MCT aplicada aos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul visando pavimentação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2000
- PCA. Soil-Cement. Portland Cement Association, 2017. Disponível em: <<http://www.cement.org/cement-concrete-applications/paving/soil-cement>>. Acesso em: 18 Julho 2020
- PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006
- PRIETTO, P.D.M. **Estudo do comportamento mecânico de um solo cimentado artificialmente.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 1996
- RICHARDS, D.L.; HADLEY, H.R. **Soil Cement Guide for Water Resources Applications.** Skokie: Portland Cement Association, 2006.
- ROTTA, G.V.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C.; GEHLING, W.Y.Y. **Influência do Índice de Vazios da Matriz Cimentante no Comportamento Mecânico dos Solos Cimentados.** Solos e Rochas, v.24, n.1, p.23-41, 2001
- SANTOS, A.P.S. **Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Cimento-Fibra Sob Altas Pressões.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2008
- SANTOS, A.J.; LIMA, C.M.C.; KAKUDA, F.M.; TAKEDA, M.C. **Avaliação do comportamento mecânico de um solo laterítico e um solo não-laterítico estabilido com asfalto fresado.** In: XIV SIBESA, XIV Simpósio Ítalo-Brasileiro de Engenharia Sanitária e Ambiental; Foz do Iguaçu - PR, 2018
- SAXENA, S., LASTRICO, R. **Static Properties of Lightly Cemented Sand.** Journal of Geotechnical Engineering Division, 104(GT12), (1978).
- SCHNAID, F.; PRIETTO, P.D.M.; CONSOLI, N.C. **Characterization of cemented sand in triaxial compression.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 127, n. 10, p.857-868, 2001.
- SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação.** 1ª ed. São Paulo: Pini, 1997.
- SHANNON, C.; MOKHTARI, A.; LEE, H.D.; TANG, S.; WILLIAMS, C.; SCHRAM, S. **Effects of High Reclaimed Asphalt-Pavement Content on the Binder Grade, Fatigue Performance, Fractionation Process, and Mix Design.** Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE), 2017.

- SILVA, A. **Comportamento mecânico de uma mistura de solo arenoso e material fresado asfáltico estabilizada com cimento**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2020
- SOBHAN, K.; MASHNAD, M. **Mechanical Stabilization of Cemented Soil-Fly Ash Mixtures with Recycled Plastic Strips**. Journal of Environmental Engineering, 129(10), 943-947. 2003
- SPECHT, L.P.; PIRES, G.M.; VITORELO, T.; HIRSH, F.; CRONST. F.; BERGMANN, E.C.; TIEFENSEE, M.D. **Utilização de Material Fresado como cama de Pavimento: Estudo laboratorial e aplicação em campo**. In: 42ª Reunião Anual de Pavimentação/ 16º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. 2013
- SUEBSUK, J.; SUKSAN, A.; HORPIBULSUK, S. **Strength assessment of cement treated soil-reclaimed asphalt pavement (RAP) mixture**. International Journal of GEOMATE, v. 6, n. 2, p. 878-884, 2014.
- SUEBSUK, J.; HORPIBULSUK, S.; SUKSAN, A.; SUKSIRIPATTANAPONG, C.; PHOONGERNKHAM, T.; ARULRAJAH, A. **Strength prediction of cement-stabilised reclaimed asphalt pavement and lateritic soil blends**. International Journal of Pavement Engineering, v.20, n. 3, p.332-338, 2017.
- TAHA, R.; ALI, G.; BASMA, A.; AL-TURK, O. **Evaluation of reclaimed asphalt pavement aggregate in road bases and subbases**. Transportation Research Record, v.1652, n.1, p.264-269. 1999
- TAHA, R.; AL-HARTHY, A.; AL-SHAMSI, K.; AL-ZUBEIDI, M. **Cement stabilization of reclaimed asphalt pavements aggregate for road bases and subbases**. Journal of Materials in Civil Engineering. Miami, Maio/Junho, p. 239-245, 2002.
- TAYLOR, G.D. **Materials in construction: principles, practice and performance**. 2ª ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p., 1994
- TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3ª ed. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- USACE. Appendix G: Use of Soil cement for levee protection. In: U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS **Design and construction of levees**. Washington: [s.n.], 2000. p. 146-162. Engineer Manual n° 111-0-2-1913.
- WANG, Y.H.; LEUNG, S.C. **Characterization of cemented sand by experimental and numerical investigations**. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, v. 134, n. 7, p. 992-1004, 2008.
- WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.R.; WELLNER, F. **Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials**. Road Materials and Pavement Design, v. 6, n. 1, p. 31–51, 2005.

ZAUMANIS, M.; MALLICK, R.B.; FRANK, R. **100% recycled hot mix asphalt: a review and analysis**. Resources, Conservation and Recycling, v. 92, p. 230-245, 2014.