UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

JÚLIA PATROCÍNIO DA SILVA COCOZZA SIMONI

Contribuição acerca da dosagem e do comportamento de misturas
solo-agregado-cimento para uso em camadas de pavimentos

São Carlos
2019

JÚLIA PATROCÍNIO DA SILVA COCOZZA SIMONI

Contribuição acerca da dosagem e do comportamento mecânico de misturas
solo-agregado-cimento para uso em camadas de pavimentos

Programa de Pós-graduação em
Engenharia de Transportes da EESC-USP

Exemplar definitivo (corrigido). O exemplar
original está disponível na CPG da EESC-USP.

São Carlos, 20/01/2020

RESOLUÇÃO CoPGr N.º 6018, DE 13 DE OUTUBRO DE 2011, artigo 5º

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia
de São Carlos da Universidade de São Paulo,
como requisito para a obtenção do Título de
Mestre em Ciências.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Ana Paula Furlan

São Carlos

2019

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTA TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

P599c PATROCÍNIO DA SILVA COCOZZA SIMONI, JÚLIA
Contribuição acerca da dosagem e do comportamento
mecânico de misturas solo-agregado-cimento para uso em
camadas de pavimentos / JÚLIA PATROCÍNIO DA SILVA
COCOZZA SIMONI; orientadora ANA PAULA FURLAN. São
Carlos, 2019.

Dissertação (Mestrado) - Programa de
Pós-Graduação em Engenharia de Transportes e Área de
Concentração em Infraestrutura de Transportes -- Escola
de Engenharia de São Carlos da Universidade de São
Paulo, 2019.

1. estabilização de solos. 2. bases cimentadas.
3. cimento Portland. 4. solo-agregado. 5. solo-agregado-
cimento. I. Título.

Eduardo Graziosi Silva - CRB - 8/8907

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheira **JÚLIA PATROCÍNIO DA SILVA COCOZZA SIMONI**.

Título da dissertação: "Contribuição acerca da dosagem e do comportamento de misturas solo-agregado-cimento para uso em camadas de pavimentos".

Data da defesa: 29/11/2019.

Comissão Julgadora:

Resultado:

Prof. Associada **Ana Paula Camargo Larocca**
(Orientadora Designada)
(Escola de Engenharia de São Carlos/EESC)

aprovada

Prof. Dr. **Lucio Salles de Salles**
(Universidade Federal de São Carlos/UFSCar)

aprovada

Profa. Dra. **Kamilla Vasconcelos Savacini**
(Fundação Armando Álvares Penteado/FAAP)

aprovada

Coordenadora do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes:
Profa. Associada **Ana Paula Camargo Larocca**

Presidente da Comissão de Pós-Graduação:
Prof. Titular **Murilo Araujo Romero**

DEDICATÓRIA

*Aos meus queridos avós Antonio, Genoeza,
Marita e Oswaldo.*

AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar sempre ao meu lado, iluminar meu caminho e ser meu eterno ombro amigo.

Aos meus pais, Maria de Lourdes e Carlos Alberto, pelo apoio, ajuda nos momentos de necessidade e desejarem minha felicidade e meu sucesso.

A todos meus familiares, especialmente meu irmão Tiago, minhas primas Tatiane e Camila, e meus tios Nélson e Valéria, por estarem sempre ao meu lado torcendo pela minha felicidade e meu sucesso.

Ao querido Pedro Teixeira Parra, que sempre esteve ao meu lado, me incentivando, me ajudando, e me dando todo o carinho e amor.

A minha orientadora Prof^a. Doutora Ana Paula Furlan, que depositou sua confiança em mim, transmitiu seus conhecimentos, me guiou, me aconselhou, e teve paciência comigo.

Aos técnicos do Laboratório de Estradas da EESC/USP, João Domingos Pereira Filho e Paulo Toyama, pelo aprendizado, pelo apoio na realização dos ensaios, pelas conversas e conselhos.

Aos professores Kelen Almeida Dornelles e Antônio Nélson Rodrigues da Silva, pelo carinho e pelo apoio ao ingresso no mestrado.

Ao professor Glaucio Tulio Pessa Fabbri, pelos ensinamentos e contribuições à pesquisa.

A todos os professores do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC/USP, pelos conhecimentos transmitidos.

Aos queridos Mateus Aguiar Lima, Luíza Rijo Valoura e Matheus Francisco da Silva, pela amizade, carinho e pela ajuda na realização dos ensaios.

Aos meus queridos amigos de longa data e os amigos que fiz durante o mestrado, pelo carinho, apoio psicológico e momentos de descontração, que permitiram que o caminho fosse mais leve.

A minha psicóloga Luma Tizziotto Deffendi pelo apoio, carinho, conselhos e paciência.

Aos demais funcionários do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC/USP, pelo suporte e atenção.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código de Financiamento 001

RESUMO

SIMONI, J. P. S. C. **Contribuição acerca da dosagem e do comportamento de misturas solo-agregado-cimento para uso em camadas de pavimentos.** 2019. 130 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

A estabilização de solos é um recurso muito utilizado no melhoramento das características e propriedades de materiais geotécnicos para aplicação em pavimentos. Dentre as misturas estabilizadas física e quimicamente utilizadas como camadas de base ou sub-base de pavimentos, a mistura solo-agregado-cimento (SAC) pode ser uma opção interessante para garantir comportamento mecânico equiparado a misturas já consagradas, a custos menores econômica e ambientalmente. No entanto, apesar de muito praticada, estudos sobre essa mistura ainda são escassos, principalmente no que tange ao método de dosagem e ao seu comportamento ao longo do tempo. Desta forma, esta pesquisa experimental buscou compreender a mistura SAC, desde o estudo de dosagem e análise mecanicista de pavimentos contendo base cimentada, até a realização dos ensaios mecânicos de RCS, RTCD, MR triaxial e diametral e DP, variando teores de cimento e períodos de cura. Adicionalmente, foi feita uma análise das características microestruturais da mistura SAC, baseada em MEV e DRX. Os resultados mostraram a potencialidade da mistura SAC para uso em camadas de base e sub-base em rodovias de tráfego pesado a muito pesado, devido aos resultados elevados de resistência e rigidez. Além disso, a busca do teor de projeto poderia ser norteadas pelas normas de dosagem de solo-cimento (SC), uma vez que o teor ótimo de cimento da mistura SAC foi similar ao obtido na dosagem da mistura SC. No entanto, é necessária uma compreensão ainda maior dessa mistura, cobrindo outros estudos como, por exemplo, o comportamento à fadiga e à durabilidade, assim como o efeito da água.

PALAVRAS-CHAVE: estabilização de solos, bases cimentadas, cimento Portland, solo-agregado, solo-agregado-cimento.

ABSTRACT

SIMONI, J. P. S. C. **Contribution regarding the design and the mechanical behaviour of soil-aggregate-cement mixture for pavement course.** 2019. 130 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2019.

Soil stabilization is widely used to improve the characteristics and properties of geotechnical materials for pavement application. Among the physically and chemically stabilized mixtures that are used as base or subbase pavement layers, the soil-aggregate-cement (SAC) mixture may be an interesting choice to assure mechanical behavior at the same level of stabilized mixtures that are used worldwide, and at economically and environmentally lower costs. However, despite much practiced, studies on this mixture are still scarce, especially regarding its design method and behavior over time. Thus, this experimental research aimed to understand the SAC mixture, focusing on mixture design and mechanistic analysis of pavements containing cemented base course, as well mechanical properties such as UCS, ITS, triaxial and diametral resilient moduli and permanent deformation, varying the cement content and curing age. In addition, microstructural analysis of the SAC mixture was carried out based on SEM and XRD. Results showed the feasibility use of SAC mixture as base or subbase course on heavy and very heavy volume roads, due to high values of strength and stiffness. Besides, the search for the optimum cement content might be guided by the soil-cement (SC) design methods, once the SAC optimum cement content was similar to the SC mixture. However, a major comprehension is necessary for this mixture, covering other studies, such as fatigue and durability behavior and water effect.

KEY-WORDS: soil stabilization, cemented base course, Portland cement, soil-aggregate, soil-aggregate-cement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - RCS em função do teor de cimento dos estudos analisados.....	35
Figura 2.2 – RCS em função do teor de cimento (Adaptado de Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2010)	36
Figura 2.3 - RTCD em função do teor de cimento dos estudos analisados	37
Figura 2.4 - MEV de amostras (a, b, c) sem cimento e (d, e, f) com 10% cimento aos 7 dias de cura variando o teor de umidade (adaptado de Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2010)	42
Figura 2.5 - MEV de amostras com 1,2 Wot e 10% cimento com 4h, 7 e 28 dias (adaptado de Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2010).....	42
Figura 2.6 - MEV de amostras aos 7 dias de cura com 3, 5 e 7% de cimento (adaptado de Horpibulsuk <i>et al.</i> , 2010)	43
Figura 2.7 - MEV de amostras com 90 dias de cura e variando teores de nanosilica. (adaptado de Choobbasti e Kutanei, 2017)	43
Figura 2.8 - MEV de amostras sem (a e c) e com (b e d) nanosilica aos 7 e 28 dias (adaptado de Choobbasti e Kutanei, 2017).....	44
Figura 2.9 – Efeito da nanosilica apresentado pelos gráficos do ensaio de difração de Raio-X (adaptado de Choobbasti e Kutanei, 2017)	45
Figura 2.10 – MEV do solo natural (a) e com aditivo aos 7 (b) e 28 dias (c) (adaptado de Latifi <i>et al.</i> , 2017)	45
Figura 2.11 – DRX dos materiais com e sem aditivo (adaptado de Latifi <i>et al.</i> , 2017).....	46
Figura 3.1 – Programa experimental	50
Figura 3.2 - Curva granulométrica do solo estudado.....	52
Figura 3.3 - a) Vista da Pedreira; b) brita 1 fina; c) pedrisco mais pó	52
Figura 3.4 - Distribuição granulométrica dos agregados utilizados.....	53
Figura 3.5- a) embalagem do cimento utilizado; b) recipientes de armazenagem do cimento.....	54
Figura 3.6- Distribuição granulométrica da mistura de SA e limites da Faixa III da ET-DE-P00/006 (DER-SP, 2006a) e da Faixa II da ET-DE-P00/007 (DER-SP, 2006b)	55
Figura 3.7 – Esquema do pavimento hipotético e os pontos de análise	59
Figura 3.8 – Corpo de prova SAC submetido ao ensaio de RCS	62
Figura 3.9 - Corpo de prova SAC submetido ao ensaio de RTCD.....	63
Figura 3.10 – Representação da leitura do ensaio de MR diametral para misturas cimentadas.....	65
Figura 4.1 - Curva de resistência à compressão em relação ao teor de cimento Portland.....	70
Figura 4.2 - RCS em função dos teores de cimento obtidos na dosagem de SAC	71
Figura 4.3 – Esquema de camadas dos pavimentos 1, 2, 3 e 4	72
Figura 4.4 – Tensões atuantes na fibra inferior da base cimentada.....	73
Figura 4.5 – Curvas de compactação das misturas de SA e SAC	74
Figura 4.6 – Curvas de degradação da mistura SA.....	76

Figura 4.7 - Curva de CBR da mistura SA.....	77
Figura 4.8 – Valores de RCS das misturas SA e SAC sem cura.....	79
Figura 4.9 – Variação da RCS em função da variação do teor de cimento Portland para 0, 7 e 28 dias de cura	80
Figura 4.10 – Variação da RCS em função do tempo de cura para os teores de 3, 5 e 7% de cimento Portland	81
Figura 4.11 - RCS aos 7 dias em função da umidade inicial	82
Figura 4.12 - RTCD das misturas SA e SAC sem cura	84
Figura 4.13 - RTCD em função do teor de cimento Portland para 0, 7 e 28 dias de cura.....	84
Figura 4.14 - RTCD em função do tempo de cura para os teores de 3, 5 e 7% de cimento Portland.....	85
Figura 4.15 – Relação entre RTCD e RCS em função do teor de cimento para 0, 7 e 28 dias de cura	87
Figura 4.16 - MR das misturas SA e SAC.....	91
Figura 4.17 – MEV e EDS (a) do solo natural, (b) do cimento Portland e (c) do pó de pedra	95
Figura 4.18 – MEV BSE e EDS da mistura S+A+5%C aos 7 dias	97
Figura 4.19 - MEV BSE e EDS da mistura S+A+5%C aos 28 dias.....	98
Figura 4.20 - MEV BSE e EDS da mistura S+A+7%C aos 7 dias.....	99
Figura 4.21 - MEV BSE e EDS da mistura S+A+7%C aos 28 dias.....	100
Figura 4.22 – MEV das misturas SAC com 5 e 7% de cimento aos 7 dias de cura	101
Figura 4.23 - MEV das misturas SAC com 5 e 7% de cimento Portland aos 28 dias de cura.....	102
Figura 4.24 - DRX do solo natural, do cimento Portland e do pó de pedra	103
Figura 4.25 – DRX das misturas SAC sem cura.....	104
Figura 4.26 – DRX da mistura S+A+5%C com 0, 7 e 28 dias.....	104
Figura 4.27 – DRX das misturas SAC com 3, 5 e 7% de cimento aos 28 dias	105
Figura 4.28 – DRX das misturas SAC com 3, 5 e 7% de cimento aos 0 e 28 dias	106
Figura A.0.1 - Deformação acumulada das misturas SA e SAC	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Recomendações brasileiras de limites de resistência para dosagem de misturas cimentadas..	46
Tabela 2.2 – Algumas recomendações internacionais para limites de resistência em ensaios laboratoriais de misturas estabilizadas (adaptado de Antunes <i>et al.</i> , 2017)	47
Tabela 3.1 - Resultados de caracterização e classificação do solo	51
Tabela 3.2 - Características físicas do agregado (Orioli, 2018).....	53
Tabela 3.3 - Dados de entrada para o dimensionamento dos pavimentos hipotéticos.....	58
Tabela 3.4 - Resumo das condições experimentais submetidas aos ensaios mecânicos	60
Tabela 3.5 - Pares de tensões utilizados no ensaio triaxial cíclico para determinação do MR.....	64
Tabela 3.6 - Modelos utilizados para o cálculo do MR	64
Tabela 4.1 - Resultado do dimensionamento pelo método DNIT'	72
Tabela 4.2 – Resultado dos ensaios de compactação	74
Tabela 4.3 – Alteração da granulometria devido a degradação do agregado	76
Tabela 4.4 – Resistência à compressão simples.....	78
Tabela 4.5 – Resistência à tração por compressão diametral	83
Tabela 4.6 – Modelos de MR triaxial das misturas SA e SAC.....	89
Tabela 4.7 – MR triaxial das misturas SA e SAC em função dos pares de tensão.....	92
Tabela 4.8 – MR diametral da mistura SAC com 5% de cimento aos 7 dias.....	94
Tabela 4.9 – Composição atômica dos materiais: solo natural, do cimento Portland e do pó de pedra.....	96
Tabela B.1 – Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SA.....	121
Tabela B.2 – Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 0 dias de cura.....	121
Tabela B.3 - Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 7 dias de cura.....	121
Tabela B.4 - Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 28 dias de cura	122
Tabela C.1 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SA.....	123
Tabela C.2 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SAC aos 0 dias de cura	123
Tabela C.3 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SAC aos 7 dias de cura	123
Tabela C.4 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SAC aos 28 dias de cura	124
Tabela D.1 – Relação entre compactação estática pela prensa hidráulica e compactação dinâmica pelo compactador Marshall	125
Tabela E.1 – Modelos para módulo de resiliência da mistura SA	126
Tabela E.2 – Modelos para módulo de resiliência das misturas SAC aos 7 dias de cura.....	126
Tabela E.3 - Modelos para módulo de resiliência das misturas SAC aos 28 dias de cura	127
Tabela F.1 – Apresentação dos compostos investigados na DRX.....	128
Tabela G.1 - Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 7 dias de cura variando a umidade	130

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	23
1.1.	Objetivos	24
1.2.	Estrutura do trabalho.....	25
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1.	Estabilização mecânica	27
2.2.	Estabilização granulométrica	28
2.3.	Estabilização química com cimento Portland.....	30
2.3.1.	Efeito da estabilização química na resistência	31
2.3.2.	Efeito da estabilização química na rigidez.....	37
2.3.3.	Análise microscópica.....	40
2.4.	Dosagem de misturas estabilizadas com cimento Portland	46
2.4.1.	Dosagem da mistura SC pelo método mecânico.....	47
2.4.2.	Dosagem da mistura SC pelo método físico-químico	48
2.4.3.	Dosagem da mistura BGTC.....	48
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	49
3.1.	Caracterização dos materiais e composição granulométrica	51
3.1.1.	Solo	51
3.1.2.	Agregado	52
3.1.3.	Cimento	54
3.1.4.	Estabilização granulométrica.....	54
3.2.	Moldagem e cura dos corpos de prova	55
3.3.	Estabilização química.....	56
3.3.1.	Estabilização da mistura SC	56
3.3.2.	Estabilização da mistura SAC	57
3.4.	Análise mecanicista	57
3.5.	Ensaio mecânicos	59
3.5.1.	Ensaio de compactação.....	60

3.5.2.	CBR.....	60
3.5.3.	Ensaio de resistência à compressão simples	61
3.5.4.	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	62
3.5.5.	Módulo de resiliência triaxial.....	63
3.5.6.	Ensaio de módulo de resiliência diametral.....	64
3.6.	Degradação por compactação e após ensaio de DP.....	66
3.7.	Análise microscópica com MEV e DRX.....	66
3.8.	Tratamento estatístico	67
4.	RESULTADOS.....	69
4.1.	Dosagem das misturas cimentadas	69
4.1.1.	Solo-Cimento	69
4.1.2.	Solo-Agregado-Cimento	70
4.2.	Análise mecanicista de pavimentos semirrígidos hipotéticos	71
4.3.	Ensaio mecânicos	73
4.3.1.	Ensaio de compactação	74
4.3.2.	CBR.....	77
4.3.3.	Resistência à compressão em função da umidade de compactação	78
4.3.4.	Resistência à tração por compressão diametral.....	83
4.3.5.	Módulo de resiliência	88
4.4.	Análise microscópica	94
4.4.1.	Resultados de MEV.....	95
4.4.2.	Resultados de DRX.....	102
5.	CONCLUSÕES	107
5.1.	Considerações finais	107
5.2.	Sugestões para trabalhos futuros	109
	REFERÊNCIAS.....	111
	APÊNDICE A.....	117
	APÊNDICE B.....	121

APÊNDICE C 123

APÊNDICE D..... 125

APÊNDICE E 126

APÊNDICE F 128

APÊNDICE G..... 130

1. INTRODUÇÃO

O estudo de materiais e técnicas construtivas em pavimentação é importante para que seja possível encontrar novas soluções para os problemas na área. Os problemas referentes ao material geotécnico são relacionados especificamente com seu mau desempenho como, por exemplo, solos que precisam ser substituídos por outros materiais por não apresentarem comportamento desejável. Já os problemas de técnicas são associados à inadequação ou à ausência de uma padronização para dosagem que, por vezes, não contemplam certos materiais ou se baseiam em adaptações de normas internacionais. A combinação desses problemas pode onerar a obra, seja pela remoção e substituição de materiais secundários sem aproveitamento, ou ainda, pelo fato de a dosagem não encontrar o melhor resultado, em termos de parâmetros mecânicos, por exemplo.

A mistura solo-agregado-cimento (SAC) pode ser uma solução interessante para utilização como camada de base ou sub-base de pavimento em vias de tráfego pesado a muito pesado. Suas características permitem obter valores elevados de rigidez e resistência, além de outros fatores, como o controle da expansão do solo, e a reutilização de materiais em misturas recicladas. Isso é possível, pois a mistura é estabilizada física e quimicamente e, portanto, pode garantir comportamento mecânico e vida de serviço melhores e a menores custos, se comparada a outros tipos de materiais. No entanto, apesar de já ser utilizada no Brasil, estudos sobre essa mistura são escassos e, atualmente, não há uma norma brasileira de dosagem, sendo necessário recorrer, “alternativamente”, a outras normas, como a de SC, para determinar o teor de cimento ideal para atingir requisitos do projeto de pavimentos.

Além disso, outras questões relevantes se colocam como obstáculo para a determinação de teor de projeto de cimento, como o comportamento mecânico das misturas, o desempenho em serviço e o ganho de resistência resultante da adição de cimento em diferentes tempos de cura. Por isso, ao obedecer a exigência do projeto de pavimentação com misturas SAC, nem sempre se compreende as consequências de sua aplicação. Alcançar $RCS_{7\text{dias}}$ (DER-SP, 2006c) como elemento de decisão do teor de cimento pode não garantir comportamento mecânico das misturas em serviço, uma vez que, como mecanismo de deterioração incidente em misturas cimentadas (bases e sub-bases) destaca-se a fadiga. Nesse sentido, o esforço solicitante aconselhável para avaliação seria alguma propriedade relacionada à tração.

Assim, é necessário um adequado conhecimento das propriedades mecânicas dessas misturas, porém, associado aos níveis de tensões atuantes no pavimento. Além desses cuidados, seria

também aconselhável entender o efeito da adição de cimento e do tempo de cura no ganho de propriedades das misturas SAC. Isso porque, ao depender do tipo de cimento, pode-se ter respostas mecânicas diferentes, trazendo vantagens e desvantagens particulares, não só quanto ao incremento de propriedade, mas também quanto à velocidade das reações do cimento com a água.

Apesar das reconhecidas altas resistência e rigidez dos materiais cimentados, cautela é também recomendada para seu emprego devido à inerente fissuração decorrente do processo de hidratação do cimento. Diante dessa peculiaridade, pesquisas tem concentrado esforços para entender como ocorre este processo e quais são suas implicações. Estudos multiescala, focando em avaliações microestruturais, tem se mostrado eficiente ferramenta para monitorar a formação de agentes cimentantes e para observar fissuras e poros de misturas cimentadas.

Logo, esta pesquisa buscou responder questões relativas à dosagem, à mecânica e à microestrutura de misturas SAC. O critério relacionado à dosagem se baseou na hipótese de que os métodos de dosagem das misturas SC empregados Brasil, como a E-35 (ABCP, 1986) e a NBR 12253 (ABNT, 2012b), poderiam nortear a seleção dos teores para a dosagem de misturas SAC, desde que a granulometria dos materiais se enquadrasse às exigências das normas de SC. Além disso, foi feita uma análise mecanicista, para conciliar o nível de tensões atuantes com as resistências obtidas na dosagem para selecionar um teor ótimo de cimento. Paralelamente à compreensão do comportamento mecânico de camadas cimentadas, foi feita uma análise microestrutural para o entendimento da formação e da evolução de compostos cimentantes, que poderiam explicar o incremento de resistência desse material ao longo do tempo.

1.1. Objetivos

Esta pesquisa faz parte de um programa geral que tem como principal objetivo estudar misturas compostas por solo e agregado, com ou sem adição de cimento Portland, para uso em bases ou sub-bases de pavimentos.

Sendo assim, o objetivo deste trabalho foi compreender o comportamento do material de SAC para utilização como camada de pavimentos em vias de tráfego pesado a muito pesado, observando suas propriedades mecânicas e características microestruturais.

Os objetivos específicos foram:

- 1) Avaliar se há um método de dosagem que se adeque à mistura SAC;
- 2) Analisar o nível de tensões em pavimentos hipotéticos, para observar o comportamento da camada cimentada frente às solicitações do tráfego;

- 3) Observar o efeito da adição de cimento Portland no comportamento mecânico da mistura SAC, quando são variados o teor de ligante e o tempo de cura, por meio de ensaios de compressão simples, tração por compressão diametral e módulo de resiliência;
- 4) Observar a formação e evolução dos compostos cimentantes na mistura SAC, com diferentes teores de cimento e em diferentes tempos de cura, através da análise microscópica das misturas;
- 5) Comparar as misturas SAC e SA, a partir dos ensaios de compactação, compressão simples, tração por compressão diametral e módulo de resiliência, analisando também alguns limites indicados por norma e outros resultados encontrados na literatura para misturas estabilizadas quimicamente;

1.2. Estrutura do trabalho

Esta pesquisa está estruturada em 5 capítulos. No capítulo 1, é apresentada uma breve introdução ao assunto, bem como os objetivos da pesquisa. No capítulo 2, é contemplada a revisão bibliográfica, elaborada para compreensão de temas relevantes para esta pesquisa, juntamente com a síntese de estudos anteriores que, de alguma maneira, possuem relação com o que foi proposto nesta pesquisa. O capítulo 3 é direcionado para apresentação dos materiais utilizados, bem como o programa experimental. O capítulo 4 apresenta e discute os resultados obtidos no programa experimental. Por fim, o capítulo 5 apresenta as principais conclusões obtidas na pesquisa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A estabilização de solos é um procedimento já consagrado na pavimentação que possibilita a melhora nas propriedades mecânicas do material, tornando-o mais resistente aos esforços solicitantes.

A estabilização pode ser dividida em dois grandes tipos: física e química. A estabilização física envolve compactação ou alteração na granulometria do material. Já a estabilização química envolve a adição de algum aglomerante hidráulico, que pode ser o cimento Portland ou a cal hidratada, por exemplo. Alternativamente, pode-se também combinar mais de um tipo de estabilização e de aditivos em busca de melhores materiais.

2.1. Estabilização mecânica

A estabilização mecânica (compactação) se dá pela aplicação de uma energia externa que irá comprimir o solo, diminuindo os vazios, conferindo-lhe maior densidade, ganho de resistência ao cisalhamento, aumento da capacidade de suporte e diminuições da permeabilidade e da compressibilidade. A compactação pode ser feita de forma dinâmica, estática, por amassamento ou por vibração e pode envolver diferentes energias (SOUZA JUNIOR, 2005).

Do ensaio de compactação Proctor, existem três energias mais conhecidas: Proctor normal ($5,97 \text{ kg.cm/cm}^3$), modificada ($27,35 \text{ kg.cm/cm}^3$) e intermediária ($12,93 \text{ kg.cm/cm}^3$), porém a última está indicada apenas em normas brasileiras. O aumento da energia gera um maior entrosamento entre as partículas, culminando no aumento da massa específica seca máxima ($p_{dm\acute{a}x}$), na diminuição da umidade ótima (w_{ot}) e, de forma indireta, provocando um aumento da resistência do material (SOUZA JUNIOR, 2005).

O nível de energia utilizado para compactação é recomendado de acordo com a função que o material vai exercer no pavimento. Geralmente, as solicitações do tráfego e a posição da camada no pavimento tem muita influência na escolha da energia de compactação a ser utilizada. A regularização de subleitos, por exemplo, pode ser realizada com energia normal. Já as normas brasileiras para bases exigem no mínimo energia intermediária (DER-SP, 2006a).

Em suas pesquisas, Bahar *et al.* (2004), Horpibulsuk *et al.* (2010), Bessa *et al.*, (2015) e Orioli (2018) analisaram o comportamento mecânico de misturas em relação à variação da energia de compactação. Bahar *et al.* (2004) analisaram um solo A6 estabilizado com cimento e concluíram

que o aumento da energia (de normal para modificada) levou a um aumento de $\rho_{dm\acute{a}x}$ no ramo seco, da ordem de 7%, havendo pouca alteração no ramo úmido, e uma diminuição na w_{ot} , da ordem de 20%.

Horpibulsuk *et al.* (2010) realizaram um estudo a respeito do comportamento mecânico e microestrutural de argilas siltosas estabilizadas com cimento Portland. Os autores avaliaram o efeito da variação de energia normal para modificada em solos e misturas de solo contendo 3, 5 e 10% de cimento Portland. Os resultados mostraram que houve aumento de $\rho_{dm\acute{a}x}$ com o aumento da energia, da ordem de 20% para o solo natural, e da ordem de 15% para as misturas cimentadas. Em relação a w_{ot} , houve uma diminuição da ordem de 30% para o solo natural e 26% nas misturas cimentadas.

Orioli (2018) analisou o efeito das energias de compactação intermediária e modificada em misturas contendo solo e agregado reciclado misto (ARM). Foi constatado o aumento de $\rho_{dm\acute{a}x}$, entre 2 e 5%, a depender do teor de solo adicionado na mistura, e diminuição na umidade, na ordem de 7%. Bessa *et al.* (2015), analisando uma base de SA reciclada com adição de 5% de cimento, encontraram diminuição da umidade com o aumento da energia, da ordem de 15% e, em relação à $\rho_{dm\acute{a}x}$, os resultados foram inconclusivos.

Em relação à resistência à compressão simples (RCS), Bahar *et al.* (2004) e Bessa *et al.* (2015) observaram que o aumento da energia de compactação resultou em um aumento da ordem de 50% na resistência, enquanto que Orioli (2018) observou um aumento de 90% na resistência, para o material composto somente por ARM. Já para Horpibulsuk *et al.* (2010) o aumento de RCS em função do aumento da energia de compactação variou dependendo do período de cura. Aos 7 dias, o aumento de RCS foi da ordem de 70% e, aos 28 e, aos 60 dias, subiu para 160%.

2.2. Estabilização granulométrica

A estabilização granulométrica consiste em realizar uma adequação da curva granulométrica para melhorar as características do solo, ou seja, modificar a composição de um material adicionando outros materiais, de forma que o contato entre partículas mais graúdas garanta a resistência e que as partículas mais finas preencham os vazios resultantes, gerando uma mistura mais densa e menos permeável (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A mistura solo-agregado (SA) é um exemplo de estabilização granulométrica que tem sido utilizada frequentemente em obras rodoviárias, por promoverem grande estabilidade e durabilidade e resistirem satisfatoriamente aos esforços em certos níveis de tráfego. Normalmente, são misturas

com fração de solo, brita, pedregulho ou areia, devendo se enquadrar em uma faixa granulométrica especificada por norma. Para diminuir o efeito da contração por perda de umidade, as normas limitam a porcentagem de solo a ser utilizada na mistura em, no máximo, 50%, uma vez que a brita contribui para a melhoria no esqueleto pétreo da mistura (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Orioli (2018), trabalhando com duas porcentagens de solo nas misturas SA, observou que a adição de solo promoveu um aumento na densidade das misturas, resultado do preenchimento dos vazios formados pela parte mais grávida. A autora também observou aumento da resistência à compressão e à tração com o aumento do teor de solo.

Por submeter a mistura à uma energia de grande magnitude, a compactação pode acabar degradando a fração mais grávida, alterando sua granulometria original. Dependendo do material, é possível que a mistura mude sua curva granulométrica após a compactação, podendo, inclusive, sair da faixa estabelecida. Também é possível observar degradação do agregado após aplicação de cargas repetidas ao longo do tempo, contribuindo para a deformação permanente. Sendo assim, o estudo da degradação do material se faz importante para verificar possíveis interferências nos resultados almejados.

Orioli (2018) estudou a degradação decorrida da compactação dinâmica e estática, tanto na energia modificada quanto na intermediária. Foram feitas as análises das curvas granulométricas antes e depois da compactação. Em relação ao tipo, a compactação dinâmica mostrou-se mais agressiva, pois houve aumento de cerca de 10% na porcentagem passante na peneira de fração 4,75 mm, contra 7% da compactação estática. Ao comparar o nível de energia, foi observado que a degradação foi maior na energia modificada, para ambos os tipos de compactação, sendo a peneira de fração 4,75 mm a mais afetada, recebendo em torno de 10% a mais de porcentagem passante.

No caso de Orioli (2018), é importante destacar a natureza do agregado, uma vez que se tratou de um agregado reciclado misto, de baixa densidade, alta porosidade e alta abrasão. Outros autores estudaram a degradação de agregados frente aos esforços de compactação (GRUBBA, 2009; SOUSA, 2011 e LEITE *et al.*, 2011), e concluíram que é preponderante selecionar materiais de baixa abrasão, de modo a evitar o processo de degradação devido ao acúmulo de deformações plásticas oriundas das solicitações do tráfego ao longo do tempo, que pode culminar na deformação permanente (DP).

2.3. Estabilização química com cimento Portland

A estabilização química é o procedimento de adição de um agente químico ao solo que promove a cimentação das partículas, ou aglomerados de partículas, de forma que haja uma melhora nas propriedades físicas e mecânicas. A estabilização do solo com ligantes hidráulicos, como cimento, cal e pozolanas é uma prática muito comum em vários tipos de obras, inclusive na pavimentação. A escolha de cada ligante vai depender do tipo de solo e também qual resultado que se almeja obter com a mistura.

Na estabilização com cimento Portland, o solo apresenta ganho de resistência devido à hidratação dos componentes do cimento. O cimento possui quatro compostos típicos: silicato tricálcico (C₃S), silicato dicálcico (C₂S), aluminato tricálcico (C₃A) e ferro-aluminato tetracálcico (C₄AF). Cada componente apresenta uma característica específica de ganho de resistência, intensidade de reação e calor desenvolvido (BALBO, 2007).

Sabe-se que alguns compostos têm papel preponderante no ganho de resistência, como são os casos de C₃S e do C₂S, mas que atuam diferentemente, ou seja, o C₃S pode propiciar ganhos de resistência em curto prazo (~28 dias), e tende a estabilização após esse período; já o C₂S precisa de um longo período (1 ano) para apresentar incrementos da mesma intensidade, e não apresenta patamar de estabilização. O C₃A e o C₄AF têm ganho de resistência inicial (até 7 dias) muito alto e depois apresentam uma estabilização, tornando-os compostos com menor influência no aumento de resistência a longo prazo. (BALBO, 2007).

Um problema comum relacionado à hidratação dos cimentos é a retração do produto cimentado. Esse problema depende da quantidade de C₃S e C₃A, uma vez que esses compostos exigem maior quantidade de água para apresentar maior trabalhabilidade e podem, inclusive, reagir (endurecer) com a umidade do ar. A consequência da retração é o aumento de vazios e a formação de pequenas trincas que podem prejudicar a estrutura, tornando-a mais permeável e menos resistente ao longo do tempo (BALBO, 2007). Desta forma, como uma das soluções para contornar esse problema, Balbo (1993) indicou a compactação na energia modificada, para promover um melhor entrosamento entre as partículas.

A hidratação do C₃S, que resulta na formação de silicatos hidratados de cálcio (CSH) e hidróxido de cálcio (CH), dá-se após algumas horas do início de hidratação. O CSH é o maior responsável pelo aumento de resistência do material cimentado. Já o CH, pode causar problema de expansão ao longo do tempo. Para contornar este problema comumente são adicionadas pozolanas artificiais ou sílicas ativas, para consumir essa cal (BALBO, 2007).

No caso da hidratação do C₂S, também são formados CSH e CH, porém em menor quantidade. O C₃A reage de forma muito rápida liberando muito calor em sua reação, podendo contribuir para a retração da mistura. Geralmente é adicionado gesso na mistura para retardar a pega. O C₄AF, também apresenta pega rápida, porém em menor velocidade e com baixo calor de hidratação (BALBO, 2007).

2.3.1. Efeito da estabilização química na resistência

Em se tratando de misturas SC, Parente *et al.* (2002) analisaram as propriedades mecânicas de dois solos arenosos (A-2-6), um laterítico (LA') e outro não-laterítico (NA'), estabilizados com cimento Portland nos teores de 4, 7 e 10% em 3 tempos de cura (3, 7 e 28 dias). Na análise dos resultados, concluiu-se que o aumento no teor de cimento conduziu a uma diminuição da $p_{dmáx}$. Com a adição de 4% de cimento, a forma da curva de massa específica *versus* umidade ótima manteve-se praticamente a mesma em relação ao solo natural, porém, com o aumento do teor de cimento, observou-se uma alteração na forma da curva, indicada pelo aumento no intervalo de variação da umidade. Em relação à w_{ot} , não foi observada uma tendência na variação.

Os autores também observaram aumento praticamente linear da RCS com o aumento do teor de cimento, sendo sempre maior para o solo LA'. No intervalo de 4 para 7%, o ganho de resistência foi de 207% para o solo NA' e de 106% para o solo LA'. De 7 para 10%, o ganho de resistência foi praticamente o mesmo em ambos os solos (da ordem de 40%). Analisando o efeito do tempo de cura, Parente *et al.* (2002) observaram que, aos 3 dias, os solos LA' e NA' atingiram RCS cerca de 50 e 70% da RCS aos 28 dias, respectivamente. Aos 7 dias, ambos os solos atingiram 79% da RCS aos 28 dias. Os autores concluíram que houve uma diminuição no gradiente de ganho de resistência com o aumento do tempo de cura, tendendo à uma estabilização.

A resistência à tração por compressão diametral (RTCD) também apresentou comportamento semelhante, porém, com a adição de 4 para 7% de cimento no solo LA', o ganho da propriedade foi de 200%, enquanto que para o solo NA', foi de 163%. De 7 para 10%, o ganho foi de 43% para o solo NA', contra 25% do LA'. No tocante ao período de cura, comportamento semelhante à RCS foi observado na RTCD, ao notarem que o ganho de resistência foi maior nos 3 primeiros dias, decrescendo nos intervalos seguintes.

Bahar *et al.* (2004) também observaram propriedades mecânicas de misturas SC, entre elas, a RCS, RTCD e o Módulo de Elasticidade. Foram analisados 8 teores de cimento (0, 4, 6, 8, 10, 12, 15 e 20%) em 4 períodos de cura (7, 14, 21 e 28 dias). Os resultados mostraram que o aumento do teor conduziu a um aumento da RCS, justificado pelos autores pelos produtos de hidratação que

preenchem os poros aumentando a rigidez da estrutura. Comportamento semelhante também foi observado na RTCD. Os autores ressaltam que o aumento foi mais pronunciado nos teores abaixo de 10%, a partir do qual não foram observados incrementos significativos de resistência.

Ao analisar o efeito do tempo de cura, Bahar *et al.* (2004) concluíram que a resistência aumentou com o tempo de cura. Aos 7 dias, a RCS chegou à 70% dos valores obtidos no intervalo de 21 a 28 dias, para o caso de teores abaixo de 10%. Para teores de cimento acima de 10%, a porcentagem obtida aos 7 dias cai para 50%, concluindo que há necessidade de um tempo de cura mais prolongado (21 a 28 dias) para se atingir a resistência final.

Macedo (2004) estudou misturas SC, analisando o efeito do cimento Portland em dois solos, A-6 e A-2-4. No solo A6, foram utilizados os teores de cimento 1, 3, 5, 7 e 11% e, no solo A-2-4, os teores 1, 3, 5 e 9%. A RCS foi avaliada aos 7 dias de cura e foi observado aumento da resistência com o aumento do teor de cimento, porém sem uma tendência clara. O solo A6 natural apresentou RCS de 0,37 MPa, mantendo-se na mesma ordem de grandeza com a adição de 1% de cimento. O salto no ganho de resistência aconteceu com 3%, quando a mistura atingiu 1,21 MPa, e foi aumentando até atingir 3,13 MPa com 11% de cimento. Já no caso do solo A-2-4, a RCS passou de 0,05 MPa sem cimento, para 0,30 MPa com 1% de cimento, havendo novamente aumento importante de resistência com 3% de cimento (1,06 MPa), e atingindo 4,57 MPa com 9% de cimento.

Bechara *et al.* (2010) estudaram duas misturas SC, uma contendo solo LA' e outra com solo NA', porém ambos A-2-4 pela classificação HRB. O teor de cimento obtido na dosagem foi de 6%. Os autores concluíram que, de 0 a 3 dias, o valor de RCS dos solos LA' e NA' tiveram um aumento de 85% e 90%, respectivamente. De 3 aos 7 dias, o aumento foi menor, 20 e 32%, respectivamente. De 7 para 28 dias, não houve distinção entre as misturas pois ambas apresentaram aumento de 25%. Em relação à RTCD, de 7 para 28 dias, o aumento foi de, em média, 33%, para ambos os solos. Os autores também apresentaram algumas relações entre as propriedades. Por exemplo, concluíram que a RTCD é 8%, em média, do valor da RCS.

Oliveira (2011) também estudou duas misturas SC, uma contendo solo A-1-B e outra com solo A-2-4. Os teores utilizados para as misturas foram 3, 5, 7, 9 e 11% aos 7 dias de cura. No caso do solo A-1-B, o aumento de RCS foi maior entre os teores de 3 a 7% (70% de aumento de 3 para 5%, e 55% de aumento de 5 para 7%), ocorrendo diminuição no ganho de resistência para teores de 9 e 11% (16% de aumento de 7 para 9%, e 8% de aumento de 9 para 11%). A justificativa se baseou no fato de o teor de 7% ter sido o teor ótimo encontrado na dosagem, a partir do qual, incremento no teor não levou a grandes variações na resistência.

Já no caso do solo A-2-4, o aumento foi de 150% de 3 para 5% de cimento, e 45% de 5 para 7%, caindo para 35% nos intervalos seguintes. Estes dois últimos valores são menores se comparados ao primeiro intervalo, porém ainda são significativas. O teor ótimo recomendado pela dosagem foi de 3%, não sendo esperado, portanto, um aumento tão significativo de resistência nos teores seguintes, diferentemente do que se foi constatado.

Ban e Park (2014) avaliaram a estabilização de 3 tipos de solo (SM, SW e GW) estabilizados com 3 tipos de estabilizantes: cimento Portland, cal hidratada e cinza volante. Os teores utilizados foram 5 e 10%. O ensaio de RCS mostrou que o aumento do teor promoveu ganho de resistência para todos os estabilizantes, com certas diferenças de magnitudes, dependendo do tipo de solo analisado. Porém, o cimento Portland foi o que teve maior destaque, atingindo valores da ordem de 6 MPa, contra valores abaixo de 1 MPa para os outros ligantes, quando analisados no teor de 5%, por exemplo. Haja vista o ótimo desempenho do cimento, foram feitas misturas adicionando cimento com cada um dos outros dois ligantes para que se pudesse observar a atuação conjunta dos materiais (cimento+cal e cimento+cinza volante). Novamente, com base no ensaio de RCS, observou-se que a mistura GW com cimento e cinza volante foi a que logrou melhores resultados, não havendo grande diferença para os outros solos.

Sanbonsuge *et al.* (2017) analisaram um solo A-2-4 (LA') com 5% de cimento Portland. A RCS foi da ordem de 2,0 MPa aos 3 dias, subindo para 3,0 MPa aos 7 dias e atingindo 3,5 MPa aos 28 dias. A RTCD foi de 0,25 MPa aos 3 dias, 0,35 MPa aos 7 dias e 0,48 MPa aos 28 dias. Os resultados mostraram que cerca de 85% de RCS_{28dias} e 70% da RTCD_{28dias} foram obtidas aos 7 dias.

Em relação a misturas do tipo SAC, Kawahashi *et al.* (2010) estudaram duas misturas, utilizando dois solos siltosos diferentes (denominados II e III). Para analisar a expansão e o CBR, os teores de cimento utilizados na estabilização foram de 1% a 5%. As misturas apresentaram redução importante da expansão com o aumento do teor de cimento, porém, para atingir 0,5% de expansão, valor requerido na especificação de projetos para bases granulares (SOUZA, 1981), foi necessário 5% de cimento. Os valores de CBR dos solos, sem adição de ligante e brita, foram 2,8 e 5,3%, respectivamente. Com 5% de ligante e 50% de brita, as misturas atingiram CBR da ordem de 330%, para a mistura com solo II e 265%, para a mistura com solo III. Para analisar a RCS e a RTCD, Kawahashi *et al.* (2010) utilizaram o teor de cimento de 5%. As misturas contendo os solos II e III apresentaram RCS de 1,6 e 3,1 MPa e RTCD de 0,42 e 0,6 MPa, respectivamente. Segundo os autores, os valores de RCS estão em conformidade com outros estudos sobre misturas do tipo SC.

Bessa *et al.* (2015) também estudaram misturas SAC, porém a composição foi uma base de solo-brita reciclada com adição de 5 e 6% de cimento Portland. O ensaio de RCS foi feito aos 7 e 28

dias de cura. De 5 para 6% de cimento, o aumento de RCS foi da ordem de 30%, nas misturas com 7 dias de cura, e da ordem de 17% aos 28 dias. Em relação ao tempo de cura, foi observado aumento em torno de 30% de 7 para 28 dias para ambos os teores.

O ensaio de RTCD foi feito com 3 tempos de cura (3, 7 e 28 dias). Não foi observada alteração significativa na resistência com a variação do teor, aos 3 dias de cura. Porém, aos 7 dias de cura, Bessa *et al.* (2015) observaram um aumento de resistência da ordem de 30% com o aumento do teor de cimento; aos 28 dias o aumento foi da ordem de 20%. Analisando o efeito do tempo de cura, observou-se comportamento diferente para as misturas com 5 e 6% de ligante. Na mistura com 5% de cimento, a RTCD foi de 0,5, 0,7 e 1,0 MPa, aos 3, 7 e 28 dias, respectivamente, ou seja, um aumento da ordem de 40% nos dois intervalos. Para os mesmos períodos de cura, as RTCD da mistura com 6% de cimento foram de 0,6, 1,0 e 1,2 MPa, correspondendo a um aumento cerca de 70% no primeiro intervalo, e 30% no segundo intervalo.

Baghini *et al.* (2017) também estudaram uma mistura SAC, contendo solo (A-1-a), agregado e 4% de cimento Portland em 3 tempos de cura: 7, 28 e 60 dias. De 7 para 28 dias, a RCS aumentou de 4,0 para 5,0 MPa, um aumento de 25%, e atingiu 7,0 MPa com 60 dias, um aumento de 40%. A RTCD também aumentou ao longo do tempo: passou de 0,50 para 0,75 MPa, de 7 para 28 dias, atingindo 1,20 MPa com 60 dias, resultando em aumento da ordem de 50 e 60%, respectivamente em cada intervalo.

Nascimento e Albuquerque (2018) estudaram uma mistura BGTC com 3% de cimento Portland. Os autores realizam ensaios de RCS e de resistência à tração na flexão. A RCS foi analisada aos 7, 14 e 28 dias e foram obtidos os valores de 3,54, 3,63 e 4,15 MPa, respectivamente. Os resultados mostraram um aumento de cerca de 18% de resistência entre 7 e 28 dias. Já o ensaio de resistência à tração na flexão foi feito aos 28 dias, onde foi observado um valor de 0,34 MPa, indicando que a RCS desta mistura é cerca de 12 vezes maior que a resistência à tração.

A Figura 2.1 apresenta alguns resultados de RCS em função do teor de cimento obtidos pelos autores estudados. Os formatos dos marcadores representam os resultados de cada autor estudado e as cores representam os períodos de cura estudados por cada autor, onde se observa que a grande maioria das pesquisas estudou teores de cimento entre 3 e 10%, obtendo RCS entre 2 e 6 MPa.

Figura 2.2 – RCS em função do teor de cimento (Adaptado de Horpibulsuk *et al.*, 2010)

Da Figura 2.2, observa-se que para até 10% de cimento, intervalo denominado zona ativa, ocorre expressivo aumento de resistência com o aumento do teor de cimento. De 11 a 30% de cimento, denominada zona inerte, ainda há aumento de resistência com aumento do teor de cimento, porém, de forma quase inexpressiva. A partir de 30% de cimento, na chamada zona de deterioração, o aumento de cimento provoca diminuição dos valores de resistência, sendo ineficiente a utilização desses teores de cimento. Por exemplo, Bahar *et al.* (2004) utilizaram teores de 0 a 20%, e na Figura 2.1, observa-se que, nos teores acima de 10%, o ganho de resistência foi diminuindo, apresentando tendência semelhante à de Horpibulsuk *et al.* (2010).

Os pontos referentes aos estudos de Bessa *et al.* (2015) indicaram RCS entre 9 e 10 MPa, para 5 e 6% de cimento, respectivamente. Os valores foram altos quando comparados aos outros estudos, inclusive em comparação com os resultados da BGTC estudada por Nascimento e Albuquerque (2018). Isso mostra a potencialidade da mistura, oferecendo altos valores de RCS com teores razoáveis de cimento. Valores de RCS semelhantes foram encontrados por Parente *et al.* (2002) e Oliveira (2011) para teores de cimento da ordem de 10%. O maior valor de RCS foi de 12 MPa, em uma das misturas sol-cimento de Ban e Park (2014), porém também foi utilizado 10% de cimento, que é considerado um teor alto.

A Figura 2.3 apresenta alguns resultados de RTCD em função do teor de cimento obtidos pelos autores estudados. O intervalo de teores de cimento mais recorrentes está entre 3 e 10%, atingindo RTCD entre 0,2 e 0,8 MPa. Também foi possível notar os altos valores de RTCD obtidos por Bessa *et al.* (2015), que atingiram entre 1,0 e 1,2 MPa. Valores acima de 0,8 MPa também foram encontrados para misturas SC, no entanto com teores de cimento acima de 10%, situados na zona inerte de Horpibulsuk *et al.*, (2010).

Figura 2.3 - RTCD em função do teor de cimento dos estudos analisados

2.3.2. Efeito da estabilização química na rigidez

Em relação ao módulo de resiliência (MR) triaxial de misturas SC, Achampong *et al.* (1997) estudaram o MR de solos argilosos de baixa e alta plasticidade (CL e CH) estabilizados com cimento (4 e 8%) e cal (2, 4 e 6%), aos 7 e 28 dias de cura. Ressalta-se que os autores apenas apresentaram os resultados de MR em função da tensão desvio (σ_d). Foi concluído que, em geral, o aumento do teor provocou um aumento do MR. Particularmente, a adição de cimento provocou aumento mais significativo de MR no solo CL. O MR deste solo aumentou 2,5 vezes, contra 2,0 vezes para o solo CH.

O resultado da regressão linear realizada mostrou que o teor de cimento tem grande influência no valor de MR, porém o grau de significância relacionado à diferença entre argilas de alta e baixa plasticidade é maior com o teor de 4%. Acredita-se que o aumento no teor de cimento inibe as propriedades minerais da argila por causa da hidratação e cimentação.

Em relação ao tempo de cura, Achampong *et al.* (1997) observaram aumento do MR das misturas CH e CL cimentadas, de 7 para 28 dias, da ordem de 10 e 40%, respectivamente. Em sua análise estatística, os autores inferiram que o tempo de cura afetou de maneira significativa o MR. No entanto, a diferença entre os valores de MR para cada tipo de solo foi mais pronunciada aos 7 dias do que aos 28 dias.

Parente *et al.* (2002), trabalhando com duas misturas SC contendo dois solos arenosos (A-2-6), um LA' e outro NA', também determinaram o MR triaxial. Foi observado aumento na rigidez vinculado ao aumento no teor de cimento. Vale a observação de que o modelo em função de σ_d apresentou maior R^2 e que, com o aumento da σ_d houve aumento no MR. No entanto, este comportamento já é esperado, pelo fato de as misturas cimentadas sofrerem influência desprezível da tensão confinante (σ_3).

Já Macedo (2004), estudou o MR triaxial de uma mistura SC contendo solo A6, e encontrou um aumento de MR de 1.000 para 2.600 MPa, em consequência do aumento do teor de cimento de 3 para 7%. No entanto, a autora ressaltou que, de 3 para 5% de cimento, o aumento de MR não foi significativo, sugerindo teores de cimento acima de 3%. Por outro lado, na estabilização do solo A-2-4, Macedo (2004) concluiu que a adição de 3% de cimento levou a valores de MR da ordem de 2.000 MPa e, com 5% de cimento, o MR atingiu 3.300 MPa. Em relação ao tempo de cura, foi constatado o aumento do valor de MR ao longo do tempo, para ambas as misturas SC.

Sobre os modelos de MR, Macedo (2004) observou que, no caso das misturas com solo A6, mais argilosa, o MR teve maior influência de σ_d , ou seja, conforme o aumento da σ_d houve aumento do valor de MR, enquanto que o MR da mistura com solo A-2-4, mais arenosa, teve maior influência de σ_3 .

Nesse sentido, Oliveira (2011), avaliando a estabilização de solos grossos (A-1-B e A-2-4) com cimento Portland, encontrou que a representação do modelo composto levou a melhores ajustes de MR (maiores R^2). O solo A-1-B sem cimento apresentou MR em torno de 300 MPa. Com a adição de cimento, os valores aumentaram para valores da ordem de 380 MPa aos 0 dias, para ambos os teores. O MR aumentou ao longo do tempo de cura, atingindo valores da ordem de 730

MPa para 3% de cimento e 980 MPa para 5%, até atingir, aos 28 dias, valores da ordem de 1.000 MPa com 3% e 960 MPa com 5%.

Já o solo A-2-4 estudado por Oliveira (2011), sem cimento, apresentou valores iniciais de MR um pouco maiores, da ordem de 500 MPa. A adição de cimento causou uma diferença maior nos valores de MR iniciais. Com 3% de cimento, os valores de MR foram da ordem de 640 MPa, enquanto que, com 5%, atingiram 825 MPa. Aos 28 dias, o MR atingiu valores da ordem de 780 MPa para 3% de cimento e 1.345 MPa para 5%. Concluiu-se que, nos dois solos, foi observado aumento no MR com o aumento do tempo de cura. No entanto, observa-se que o aumento é mais significativo nos períodos iniciais (de 0 para 7 dias), diminuindo para os períodos maiores (até 28 dias). Esse comportamento é consistente com o que se observa em misturas cimentadas, ou seja, há diminuição no ganho de rigidez com o decorrer do tempo.

No caso de Ban e Park (2014), o ensaio de MR foi feito com 3 tipos de solo (SM, SW e GW) estabilizados com cimento Portland e cinza volante, por terem apresentados resultados de RCS mais satisfatórios. Concluiu-se que a adição de ligante gerou um aumento de MR, saindo de valores da ordem de 100 MPa sem ligante, para valores da ordem de 1.000 MPa com ligante. Porém, a combinação de mais de um tipo de aditivo, e sua variação no teor, não promoveu mudanças significativas. A análise dos resultados de MR mostrou que tanto σ_d quanto σ_3 tem influência positiva na propriedade, promovendo aumento nos valores de MR com o aumento das duas tensões.

Sanbonsuge *et al.* (2017) obtiveram para o solo A-2-4 (LA') estabilizado com 5% de cimento, valores de MR triaxial da ordem de 4.000 MPa com 3 dias de cura, atingindo valores entre 6.000 e 7.000 MPa, aos 7 e 14 dias, e chegando a 7.800 MPa, aos 28 dias. Os autores concluíram que 80% dos valores de MR aos 28 dias foram obtidos aos 7 dias. Em relação aos modelos de MR, observou-se que a mistura não se mostrou sensível à σ_d , apresentando maior sensibilidade à σ_3 . A justificativa dos autores está na baixa quantidade de cimento utilizada para tornar a mistura independente da tensão de confinamento.

Em relação ao MR de misturas SAC, as misturas estudadas por Kawahashi *et al.* (2010), apresentaram MR da ordem de 1.500 MPa aos 28 dias de cura. Ressalta-se que os solos analisados eram siltosos. É importante destacar que os valores de MR dessas misturas SAC são menores que de outras misturas cimentadas, se comparados com valores de referência da IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c). Os autores concluíram que a estabilização desses solos com 50% de brita e 5% de cimento não levaram a resultados que permitam indicar a mistura como sendo apta para bases de pavimentos, mas que ela poderia ser útil como sub-base ou reforço.

Kawahashi *et al.* (2010) também concluíram que o MR das misturas SAC teve grande influência da σ_d , uma vez que com o aumento da σ_d houve aumento de MR. Como regra, a adição de cimento muda o comportamento resiliente dos materiais ao longo do tempo, levando o material cimentado a não sofrer influência da tensão de confinamento. No entanto, para que isso seja constatado, é preciso encontrar o teor de cimento adequado e que permita que os produtos de hidratação se formem ao longo do tempo.

Bessa *et al.* (2015) também analisaram misturas SAC. Realizaram o ensaio de MR triaxial da mistura de solo-brita reciclada com 5 e 6% de cimento aos 28 dias de cura. Os resultados foram obtidos a partir da curva de MR em função de σ_3 . O MR atingiu 8.000 MPa com 5% de cimento e 9.000 MPa com 6%, aos 28 dias de cura, um aumento de cerca de 13%.

O ensaio diametral também pode ser utilizado para determinação de MR em misturas cimentadas. Bechara *et al.* (2010) analisaram o MR diametral dos solos A-2-4 (um LA' e outro NA') estabilizados com 6% de cimento Portland. Os valores de MR7 dias para os solos LA' e NA' foram da ordem de 2.400 e 5.000 MPa, respectivamente; já os valores de MR28 dias atingiram 6.000 e 8.300 MPa. Desta forma, os autores concluíram que aos 7 dias, as misturas com solo LA' e NA' apresentaram, respectivamente, 40 e 60% da rigidez aos 28 dias.

Baghini *et al.* (2017) também observaram o MR diametral da mistura SAC estabilizada com 4% de cimento Portland. Os autores observaram que o valor de MR desta mistura aumenta ao longo do tempo de cura. Aos 7 dias o valor obtido foi de 8.000 MPa, aos 28 dias aumentou para 15.000 MPa e, aos 60 dias, para 20.000 MPa. Observa-se que o ensaio diametral leva a maiores valores de MR se comparados com os obtidos pelo ensaio triaxial. Desta forma, não fica claro qual o melhor ensaio para se determinar o MR de misturas cimentadas. Visando responder esta questão

Os teores de cimento em cada pesquisa analisada variaram muito, uma vez que o tipo de solo tem grande influência na determinação do teor de cimento, em seu processo de dosagem. No entanto, observa-se que teores de cimento entre 3 e 9% são mais recorrentes. Em geral, foi observado que o aumento do teor de cimento provocou um aumento tanto na resistência quanto na rigidez das misturas. O tempo de cura também teve papel importante no ganho de resistência e rigidez, mas foi observado ganho de resistência mais elevado nas fases iniciais de cimentação, havendo diminuição no ganho em períodos mais longos.

2.3.3. Análise microscópica

Na maioria das pesquisas realizadas com a adição de um estabilizante químico, o foco está na avaliação das propriedades mecânicas das misturas, observando os efeitos de alguns fatores como:

umidade, teor de cimento, tempo de cura, energia de compactação. Também são analisados eventuais problemas como retração, fissuramento, fadiga e, em alguns casos envolvendo estudo de degradação, a deformação permanente. Essas informações são muito úteis para o entendimento do material para que sejam possíveis algumas previsões de comportamento no campo. No entanto, elas não conseguem transmitir informações suficientes quanto às alterações microestruturais e evolução do processo de cimentação, como apontado por Horpibulsuk *et al.* (2010) e por Solanki e Zaman (2011), e que podem confirmar o comportamento do material em relação ao ganho de resistência e rigidez.

Sendo assim, muitos autores realizaram estudos multiescala ao analisar, além das propriedades mecânicas, a estrutura microscópica dos materiais cimentados em diferentes tempos de cura, viabilizando a observação da formação e evolução de fases cristalinas do processo de hidratação do cimento e a identificação dos produtos formados a partir das reações ocorridas na mistura. Dentre os ensaios utilizados estão a microscopia eletrônica de varredura (MEV), a espectroscopia de energia dispersiva (EDS) e a difração de Raio X (DRX), utilizados por exemplo, nos estudos de Horpibulsuk *et al.* (2010), Solanki e Zaman (2011), Silva (2016), Mengue *et al.* (2017), Choobbasti e Kutanei (2017), Latifi *et al.* (2017) e Furlan *et al.* (2018).

Com o MEV é possível observar, através de imagens topográficas da superfície da amostra, a formação de compostos cimentantes, como géis e cristais de CSH, por exemplo, e como se dá sua evolução com o tempo de cura, além do tamanho dos poros. Além disso, o ensaio permite obter informações sobre composição atômica das misturas, através do EDS, possibilitando a constatação da presença de Si, Al, Ca, S, entre outros. No ensaio de DRX são observados diversos componentes dos materiais, além de confirmar a presença de produtos de hidratação do cimento, como por exemplo CSH, CH, CAH, etc.

A seguir serão apresentados alguns resultados obtidos por Horpibulsuk *et al.* (2010), Choobbasti e Kutanei (2017) e Latifi *et al.* (2017), para exemplificar a análise microestrutural.

Horpibulsuk *et al.* (2010) estudaram as mudanças microestruturais em uma argila siltosa estabilizado com cimento Portland, com o intuito de explicar o desenvolvimento de resistência de acordo com fatores como a umidade, o tempo de cura e o teor de cimento, que estão representados pelas Figuras 2.4, 2.5 e 2.6, respectivamente.

Figura 2.4 - MEV de amostras (a, b, c) sem cimento e (d, e, f) com 10% cimento aos 7 dias de cura variando o teor de umidade (adaptado de Horpibulsuk *et al.*, 2010)

Os autores observaram o efeito da variação da umidade no solo natural (Figuras 2.4a, 2.4b e 2.4c) e na mistura SC com 10% de cimento Portland (Figuras 2.4d, 2.4e e 2.4f). Notam-se diferenças na microestrutura do material. Observando as imagens com 10% de cimento (Figuras 2.4d, 2.4e e 2.4f), foi possível notar o preenchimento dos poros com agulhas de cimentação (CSH), principalmente nas Figuras 2.4e e 2.4f, na wot e 1,2 wot, respectivamente. A Figura 2.4d, com 0,8 wot, apresenta menos agulhas, indicando a importância da quantidade de água para o desenvolvimento das reações.

Figura 2.5 - MEV de amostras com 1,2 Wot e 10% cimento com 4h, 7 e 28 dias (adaptado de Horpibulsuk *et al.*, 2010)

Em relação ao tempo de cura (Figura 2.5), os autores observaram os períodos de 4h, 7 e 28 dias. Observou-se que, após 4h, os aglomerados de solo e os poros estão cobertos e preenchidos por um gel de CSH (cimento hidratado). Com o tempo, há o aparecimento de agulhas de cimentação.

Figura 2.6 - MEV de amostras aos 7 dias de cura com 3, 5 e 7% de cimento (adaptado de Horpibulsuk *et al.*, 2010)

Em relação ao teor de cimento (Figura 2.6), foi observado que, com 3% de cimento (Figura 2.6a) não há diferenças visíveis em relação às amostras sem cimento, indicando provavelmente, que esta quantidade de cimento é baixa. Com o aumento do teor de cimento, de 3 para 7%, a presença de agulhas de cimentação preenchendo os poros é visível. Desta forma, estes produtos não só preenchem os vazios como também aumentam as ligações entre os aglomerados, podendo indicar o aumento da resistência com o aumento do teor de cimento. De 7 para 10% de cimento, nota-se pouca mudança na textura das misturas, apenas a presença de mais cristais de CSH.

Choobbasti e Kutanei (2017) estudaram o impacto da porcentagem de nanosilica e do tempo de cura na resistência à compressão de solos arenosos tratados com 6% de cimento Portland e realizaram o ensaio de DRX e de MEV para observar a microestrutura das misturas.

A Figura 2.7 apresenta as imagens obtidas com o MEV para as misturas com 6% de cimento e com 0, 4, 8 e 12% de nanosilica, com 90 dias de cura.

Figura 2.7 - MEV de amostras com 90 dias de cura e variando teores de nanosilica. (adaptado de Choobbasti e Kutanei, 2017)

A partir das imagens observou-se que, a inclusão de nanosilica deixa a mistura mais densa e uniforme, explicado pelos autores pela alta atividade da nanosilica que aumenta a reação de hidratação, produzindo mais gel de CSH, com consequente aumento de resistência.

A Figura 2.8 apresenta as imagens obtidas com o MEV para as misturas com 6% de cimento e com e sem nanosilica, com 7 e 28 dias de cura.

Figura 2.8 - MEV de amostras sem (a e c) e com (b e d) nanosilica aos 7 e 28 dias (adaptado de Choobbasti e Kutanei, 2017)

A partir da Figura 2.8, foi possível constatar produtos de hidratação (CH e CSH) aos 7 dias de cura, na mistura SC sem nanosilica. Já a mistura SC com nanosilica, apresentou uma composição mais densa, explicado pelos autores pela atividade das partículas de nanosilica, que aceleram as reações de hidratação, preenchendo os vazios. Aos 28 dias, a mistura SC sem nanosilica aparentou possuir ainda mais produtos de hidratação e ainda possuir vazios, que por sua vez não são visíveis na mistura SC com nanosilica.

A Figura 2.9 mostra o resultado do ensaio de DRX de Choobbasti e Kutanei (2017). Com este ensaio, os autores confirmaram que a inclusão de nanosilica na mistura cimentada aumenta os picos de CSH e diminui os picos de CH.

Figura 2.9 – Efeito da nanosilica apresentado pelos gráficos do ensaio de difração de Raio-X (adaptado de Choobbasti e Kutanei, 2017)

Latifi *et al.* (2017) estudaram a estabilização de um solo LG' com um aditivo a base de cálcio com nome comercial SH-85. Dentre as técnicas de espectroscopia e microscopia utilizadas para a análise microscópica, fizeram parte do estudo os ensaios de MEV e DRX. As imagens de MEV permitiram estudar a morfologia do solo natural e estabilizado, apresentada na Figura 2.10.

Figura 2.10 – MEV do solo natural (a) e com aditivo aos 7 (b) e 28 dias (c) (adaptado de Latifi *et al.*, 2017)

Foi observada uma estrutura dispersa e descontínua no solo natural, onde os vazios são visíveis devido à ausência de produtos de hidratação. Já a mistura estabilizada apresentou uma estrutura contínua e “floculada”. Ademais, ao longo dos períodos de cura analisados, foram observadas estruturas cristalinas, indicando a ocorrência de produtos de hidratação (CAH). Esses produtos preencheram os poros, contribuindo para a mudança na textura da mistura, o que pode ter levado ao aumento de resistência.

Já a Figura 2.11 apresenta os resultados de DRX, onde foi constatado o surgimento de novos picos no material estabilizado em relação ao solo natural, que estão associados à formação de CAH.

Figura 2.11 – DRX dos materiais com e sem aditivo (adaptado de Latifi *et al.*, 2017)

2.4. Dosagem de misturas estabilizadas com cimento Portland

Um tópico importante no estudo da estabilização com cimento é sua dosagem, pois já se sabe que o teor de cimento influencia diretamente no ganho de resistência. Desta maneira, busca-se o teor de cimento ótimo para atingir as necessidades de projeto. No Brasil, existem normas de dosagem para misturas de SC e BGTC, indicadas na Tabela 2.1, e que apresentam algumas recomendações de limites de resistência para misturas.

No entanto não existe uma norma específica para dosagem da mistura SAC. A ET-DE-P00/007 (DER-SP, 2006b), referente a misturas de SAC, não apresenta um método de dosagem específico para as misturas. O teor de cimento utilizado é indicado como sendo o teor que conferir à mistura a resistência e a rigidez requeridas no projeto de pavimento.

Tabela 2.1 – Recomendações brasileiras de limites de resistência para dosagem de misturas cimentadas.

Mistura	IP-DE-P00/001	NBR 12253	NBR 12261
SC	Seguir recomendação das normas de dosagem	$RCS_{7\text{dias}} \geq 2,1 \text{ MPa}$	-
BGTC	$4,0 \leq RCS_{28\text{dias}} \leq 6,2 \text{ MPa}$ e $0,7 \leq RTCD_{28\text{dias}} \leq 1,0 \text{ MPa}$	-	$3,5 \leq RCS_{7\text{dias}} \leq 8,0 \text{ MPa}$

A Tabela 2.2 apresenta alguns limites de resistência para dosagem de misturas estabilizadas com cimento Portland, recomendados em normas internacionais.

Tabela 2.2 – Algumas recomendações internacionais para limites de resistência em ensaios laboratoriais de misturas estabilizadas (adaptado de Antunes *et al.*, 2017)

Camada a ser estabilizada	USACE	Especificações alemãs	Especificações portuguesas	Especificações sul-africanas
(MPa)				
Base	$RCS_{7\text{dias}} \geq 5,17$	$RCS_{28\text{dias}} \geq 7,0$	Sem especificação	$1,5 \leq RCS_{7\text{dias}} \leq 3,0$ e $RTCD_{7\text{dias}} > 0,25$
Sub-base	$RCS_{7\text{dias}} \geq 1,72$	$RCS_{28\text{dias}} \geq 0,5$	$0,8 \leq RCS_{28\text{dias}} \leq 1,0$	$0,75 \leq RCS_{7\text{dias}} \leq 1,5$ e $RTCD_{7\text{dias}} > 0,20$

Nota-se que as recomendações brasileiras seguem a tendência das recomendações internacionais voltadas apenas para o valor de RCS, mas com o limite mínimo (2,1 MPa) inferior aos valores internacionais indicados para bases. No entanto, este limite está dentro do intervalo indicado nas especificações sul-africanas que, além dos valores de RCS, incluem intervalos de valores de RTCD.

Sendo assim, considerando a composição da mistura de SAC, que envolve tanto componentes das misturas SC quanto de BGTC, infere-se que sejam encontrados resultados intermediários aos indicados. A seguir, são apresentados alguns métodos de dosagem de misturas estabilizadas com cimento Portland.

2.4.1. Dosagem da mistura SC pelo método mecânico

É designado como método mecânico, pois o critério de dosagem é baseado na observação dos valores de RCS aos sete dias de cura, que devem atingir um valor mínimo. O primeiro e mais utilizado, é o método da PCA (*Portland Cement Association*) que consta na norma E-35 (ABCP, 1986) e está especificado também pela NBR 12253 (ABNT, 2012b). As duas normas são muito semelhantes, porém apresentam algumas particularidades.

A principal diferença entre as normas refere-se à estimativa inicial de teor de cimento a ser incorporado ao solo durante o processo de dosagem. Enquanto a NBR 12253 (ABNT, 2012b) sugere teores de cimentos a partir da classificação HRB do solo, a E-35 (ABCP, 1986) fornece ábacos para determinação do teor de acordo com certos parâmetros do material (%silte+argila).

O teor de cimento definitivo será aquele que conferir à mistura a RCS mínima necessária. No caso da NBR 12253 (ABNT, 2012b), a resistência deve ser igual ou maior que 2,1 MPa e, no caso da E-35 (ABCP, 1986), a resistência deve ser igual ou maior que o mínimo necessário para o tipo de solo, valor a ser obtido em um ábaco fornecido, em função da porcentagem de silte mais argila.

Como exemplo da dosagem pelo método mecânico, Sanbonsuge *et al.* (2017) analisaram um solo laterítico e obtiveram, na dosagem, um teor próximo de 4% para atingir 2,1 MPa. Porém escolheram o teor de 5% para a continuidade dos ensaios visando maior segurança nos teores utilizados em campo.

2.4.2. Dosagem da mistura SC pelo método físico-químico

É considerado um método expedito, se comparado ao método mecânico, e consiste basicamente em dispor o solo puro e o solo com diferentes teores de cimento em provetas e medir a variação volumétrica percentual de cada amostra. Em seguida, deve-se plotar em um gráfico de variação volumétrica versus teor de cimento, e o teor correspondente ao valor máximo de variação volumétrica será o teor requerido pelo solo (CERATTI, 1991)

Macedo (2004) obteve pelo método físico-químico de dosagem, os teores ótimos de cimento iguais a 11 e 3% para os solos A6 e A-2-4, respectivamente. A autora ressalva que, como o valor mínimo exigido pela norma brasileira de SC é de 2,1 MPa, no caso do A6, somente teores de cimento acima de 7% atenderiam a esse critério e, para o solo A-2-4, somente teores acima de 5%. Isso mostra que, para o A6 o método físico-químico superestimou o teor ótimo de cimento, enquanto que para o solo A-2-4 o teor ótimo foi subestimado.

2.4.3. Dosagem da mistura BGTC

A dosagem de BGTC é feita de acordo com a NBR 12261 (ABNT, 2013). Deve-se realizar o ensaio de compactação com um teor de 4%, para obtenção de ρ_d e w_{ot} , seguido do ensaio de RCS aos 7 dias de cura para os teores 3, 4 e 5% de cimento. O teor que conferir maior resistência à BGTC é o escolhido. O valor de RCS da mistura deve encontrar-se dentro do intervalo de 3,5 e 8,0 MPa, como indicado na norma.

Balbo (2007) ressalta a importância da umidade da mistura no ganho de resistência da BGTC. Sendo assim, indica a realização complementar de um estudo do teor de umidade, variando o teor de umidade ótima obtido no ensaio de compactação para 2% abaixo desse valor. Nesse teor de umidade, os ensaios estáticos são novamente realizados, para o mesmo período de cura. Então, o teor de umidade que conferir a maior resistência à BGTC é selecionado. Para o autor, esta análise mais detalhada do teor de umidade contribui para o melhor aproveitamento da mistura.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Esta pesquisa faz parte de um programa geral do grupo de pesquisa, que trata de misturas compostas por solo e agregado, com ou sem adição de cimento Portland, para uso em bases de pavimentos. Este programa busca compreender o comportamento mecânico das misturas a partir da variação de diversos fatores como tipo de agregado, faixa granulométrica, tipo de cimento, teor de cimento e tempo de cura, além de analisar os mecanismos de deterioração mais comuns em pavimentos: deformação permanente e fadiga. No caso desta pesquisa, que tem a dosagem como um dos objetivos principais, foi selecionado um tipo de solo, um tipo de agregado natural e um tipo de cimento Portland. Os parâmetros variados foram o teor de ligante e o tempo de cura e, como já havia um estudo de deformação permanente, optou-se por avaliar este mecanismo também.

Para atingir os objetivos desta pesquisa, o programa experimental foi dividido 3 fases: caracterização dos materiais utilizados, dosagem química das misturas e, por fim, análise do comportamento mecânico e das características microestruturais das misturas. Primeiramente, foram caracterizados materiais que já haviam sido previamente trabalhados por outros autores, a fim de utilizar os dados de caracterização de forma consorciada, além de ser possível realizar análises comparativas dos resultados, quando necessário. Ainda nessa fase, foi feita a composição granulométrica da mistura SA, enquadrando-a em uma faixa de trabalho, de modo a contribuir com o estudo de estabilização de bases granulares. Mais adiante, com a adição de cimento Portland, a mistura SA tornou-se a mistura SAC.

Em seguida, tratou-se da dosagem das misturas cimentadas. Foi feito um estudo de dosagem de misturas SC com base em duas normas brasileiras, que levam em consideração os resultados do ensaio de compactação e de RCS. A dosagem foi feita em duas graduações: fina e grossa. Na graduação fina somente o solo foi estabilizado com cimento Portland e, na graduação grossa, a mistura SA foi estabilizada com o cimento. A dosagem levou a dois teores de cimento diferentes, indicando como a granulometria tem influência nesta fase.

Diante da diferença entre os teores de cimento e, conseqüentemente, nos resultados do ensaio de RCS, decidiu-se realizar uma análise mecanicista em pavimentos hipotéticos contendo base cimentada, para observar as magnitudes das tensões e deformações atuantes nas camadas. Os resultados de tensão de compressão observados na camada cimentada foram baixos, em relação aos resultados obtidos no ensaio de RCS. No entanto, os valores de tensão de tração mostraram-

se próximos aos valores de RTCD observados em pesquisas analisadas na revisão bibliográfica, levando à hipótese de que, apesar de as normas de dosagem considerarem apenas os resultados de RCS para definição do teor de cimento a ser utilizado, somente este resultado não é suficiente para compreender o comportamento da mistura.

Deste modo, para ter uma melhor compreensão do comportamento das misturas SAC, e inseri-la no espectro de misturas cimentadas utilizadas em bases de pavimentos, foi elaborado um estudo das misturas SA e SAC, variando o teor de cimento e o período de cura. Paralelamente à caracterização dos materiais e aos ensaios mecânicos, foi feita uma análise da microscopia, tanto dos materiais *in natura*, quanto das misturas cimentadas, para observar a formação e a evolução dos compostos cimentantes.

Sendo assim, neste capítulo são apresentados os materiais, equipamentos e procedimentos laboratoriais utilizados e, no capítulo 4 serão apresentados e discutidos os resultados obtidos. Neste capítulo também será apresentado como se deu a moldagem dos corpos de prova e qual foi o tratamento estatístico utilizado nos resultados, a fim de confirmar se o controle de qualidade produziu corpos de prova representativos. O esquema da Figura 3.1 ilustra o organograma do programa experimental desta pesquisa.

Figura 3.1 – Programa experimental

3.1. Caracterização dos materiais e composição granulométrica

A seguir são apresentados os materiais utilizados para composição das misturas (solo, cimento Portland e agregados), bem como a caracterização feita para o solo e os agregados. Além disso, é apresentada a estabilização granulométrica realizada para a mistura SA, que também compõe a mistura SAC.

3.1.1. Solo

O solo utilizado nessa pesquisa foi coletado na Rodovia Professor Luis Augusto Oliveira (SP-215), próxima ao município de São Carlos, estado de São Paulo. O material foi coletado acima da linha de seixos. A caracterização deste solo foi previamente realizada por Kakuda (2010). Para confirmar alguns resultados, certos ensaios de caracterização foram refeitos, e estão apresentados na Tabela 3.1. Observa-se que não houve discrepância entre os valores comparados.

Tabela 3.1 - Resultados de caracterização e classificação do solo

Características	Kakuda (2010)	Ensaio refeito
Limite de liquidez	34	33
Limite de Plasticidade	21	19
Índice de Plasticidade	13	14
% Passante na #200	34	31
Areia (%)	66	70
Silte (%)	13	6
Argila (%)	22	25
Classe HRB	A-2-6	A-2-6
Classe USCS	SC	SC
Classe MCT	LA'	LA'
ρ_s (g/cm ³)	2,663	-
ρ_d (g/cm ³)	1,905 - E.Normal	2,068 - E. Modificada
Wot (%)	13,2 - E.Normal	10,4 - E. Modificada

A curva granulométrica do solo está apresentada na Figura 3.2. Foi feita a granulometria conjunta para melhor caracterização dos finos.

Tabela 3.2 - Características físicas do agregado (Orioli, 2018)

Características físicas do agregado	Valor	Norma
Abrasão Los Angeles (%)	19	DNER-ME 035/98
Densidade aparente do agregado gráudo (g/cm ³)	2,783	DNER-ME 081/98
Absorção do agregado gráudo (%)	2,2	DNER-ME 081/98

Ressalta-se o resultado do ensaio de abrasão Los Angeles, que foi menor ao mínimo exigido pelas normas, que é de 50% (DER-SP, 2006a; DER-SP, 2006b).

A distribuição granulométrica foi feita pois, dependendo da frente de britagem da pedreira, podem ocorrer variações na granulometria dos materiais. As curvas granulométricas estão apresentadas na Figura 3.4.

Figura 3.4 - Distribuição granulométrica dos agregados utilizados

Uma ressalva deve ser feita em relação ao diâmetro máximo da brita utilizada. A brita 1 fina foi utilizada, pois seu diâmetro é menor que 19 mm, permitindo o uso do molde com diâmetro nominal de 100 mm para os ensaios de RCS, MR triaxial e DP. Segundo a ME 134 (DNIT, 2010), para que o resultado seja válido, a maior dimensão de agregado tem que ser menor ou igual a 1/5 do diâmetro do cilindro.

Os resultados encontrados estão de acordo com as recomendações da ET- DE-P00/006 (DER-SP, 2006a), que trata de misturas SA para bases de pavimentos, e da D1241 (ASTM, 2000), que trata da especificação de materiais utilizados na composição de misturas SA para sub-bases, bases, e revestimentos superficiais em rodovias.

3.1.3. Cimento

O cimento utilizado foi o CP II-Z-32, um cimento Portland composto, que contém, segundo o fabricante, 6 a 14% de material pozzolânico e até 10%, em massa, de filler. A norma que trata deste tipo de cimento é a NBR 11578 (ABNT, 1991). No laboratório, o material foi quarteado e armazenado em sacos vedados e guardados dentro de um recipiente fechado, para evitar contato com o ambiente, como observado na Figura 3.5.

a)

b)

Figura 3.5- a) embalagem do cimento utilizado; b) recipientes de armazenagem do cimento

3.1.4. Estabilização granulométrica

Para compor a mistura de SA, primeiramente, analisou-se qual faixa granulométrica a mistura deveria se enquadrar. Sendo assim, foram analisadas as normas ET- DE- P00/006 (DER- SP, 2006a) e ET-DE-P00/007 (DER-SP, 2006b), referentes às misturas SA e SAC, respectivamente.

Observou-se que o centro da faixa III – também conhecida como faixa C do DNIT - da norma de SA está dentro da faixa II da norma de SAC. Por isso, optou-se por enquadrar a mistura de SA no centro dessa faixa III, atendendo, simultaneamente, as duas normas. Procurou-se obter uma curva granulométrica próxima do centro da faixa de trabalho para prevenir que desvios de granulometria acarretassem em mudança de faixa.

Para enquadrar as frações dos materiais dentro dos limites da faixa III, foi feito o proporcionamento que resultou na seguinte composição: 20% de solo e 80% de agregado, sendo

33% de pedrisco+pó e 47% de brita 1 fina. A curva granulométrica da mistura, bem como o centro e os limites da faixa III da norma de SA estão ilustrados na Figura 3.6.

Figura 3.6- Distribuição granulométrica da mistura de SA e limites da Faixa III da ET-DE-P00/006 (DER-SP, 2006a) e da Faixa II da ET-DE-P00/007 (DER-SP, 2006b)

3.2. Moldagem e cura dos corpos de prova

Para realizar a dosagem das misturas com cimento Portland e os ensaios mecânicos, foi necessário realizar a moldagem e cura dos corpos de prova. Os corpos de prova utilizados na dosagem química foram moldados na energia normal, por exigência normativa. Os corpos de prova utilizados nos ensaios mecânicos foram moldados na energia modificada.

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios de RCS, MRtriaxial e DP foi feita por compressão estática, utilizando uma prensa hidráulica. Nesta moldagem, utilizou-se um cilindro metálico de altura igual 200 mm e diâmetro igual a 100 mm, dois anéis cilíndricos complementares e três sobrecargas, para padronizar as espessuras das camadas e promover um controle de qualidade na obtenção do grau de compactação desejado. A altura total do corpo de prova é a soma das alturas de cinco camadas de alturas iguais compactadas uma de cada vez, iniciando-se com a camada central e partindo para as extremidades. A retirada do molde foi feita com o auxílio de um macaco hidráulico.

Já os corpos de prova para os ensaios de RTCD e MRdiametral foram moldados no compactador Marshall. Nesta compactação utilizou-se um cilindro metálico com 87 mm de altura e 102 mm de diâmetro. O corpo de prova foi moldado em apenas uma camada. Para atingir a altura esperada, o corpo de prova foi submetido a um determinado número de golpes em ambas as faces, ou seja, em sua primeira posição recebe um número de golpes, depois foi virado para receber o mesmo número de golpes na outra face. Por fim, os corpos de prova foram extraídos com um macaco hidráulico.

Para garantir o controle de qualidade, foi determinado o grau de compactação (GC) de cada corpo de prova, pela determinação da massa e de suas dimensões após a compactação e posterior extração. Foram aceitos corpos de prova com GC igual a 100% ($\pm 1\%$), de forma a diminuir a heterogeneidade do grupo de corpos de prova. Além disso, todos os corpos de prova foram moldados na w_{ot} e p_d , aceitando um intervalo de $\pm 0,5\%$ de variação da w_{ot} .

A cura foi realizada em câmara úmida em dois períodos, 7 e 28 dias. Os corpos de prova foram embalados em filme plástico, para que não houvesse perda de umidade.

3.3. Estabilização química

Após realizados os ensaios de caracterização dos materiais e a composição granulométrica da mistura SA, foi iniciado o estudo de dosagem química com cimento Portland.

3.3.1. Estabilização da mistura SC

Nesta etapa, procurou-se responder à questão sobre dosagem de misturas estabilizadas com cimento Portland. Como não há no Brasil uma norma específica de dosagem para misturas SAC, foram analisadas as normas de dosagem de misturas SC, para nortear a busca por um teor de cimento de projeto. Sendo assim, foram feitas as dosagens para misturas de SC e, posteriormente, para misturas de SAC.

Na dosagem do SC foi escolhido o método mecânico, conforme as normas E- 35 (ABCP, 1986) e NBR 12253 (ABNT, 2012b). As características do solo estudado permitiram a utilização da norma simplificada de dosagem, inserida na norma E-35 (ABCP, 1986), e do método A, inserido em ambas as normas, direcionado a solos que não possuem partículas retidas na peneira número 4 (4,75 mm).

A dosagem da mistura SC foi realizada na energia normal, como é recomendado pela norma de dosagem. Foram utilizados três teores de cimento: 3, 5 e 7%. O teor de 7% foi escolhido por ser o teor inicial indicado pela norma E-35 (ABCP, 1986), e o teor de 5% foi o teor inicial indicado pela a NBR 12253 (ABNT, 2012b) para solos tipo A2 na classificação HRB. O teor de 3% foi utilizado pois a NBR 12253 (ABNT, 2012b) exige a escolha de dois outros teores de cimento, em torno do

teor inicial, logo 3 e 7%. Desta forma, ambas as normas de dosagem de solo-cimento foram contempladas. Com esta variação de teor, foi possível construir uma curva de resistência à compressão em função do teor de cimento.

Foram moldados três corpos de prova para cada teor de cimento, com dimensões na relação 2:1, no caso, 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Então, após 7 dias de cura e 4 horas de imersão em água, os corpos de prova foram submetidos ao ensaio de RCS.

3.3.2. Estabilização da mistura SAC

O esqueleto pétreo da mistura SAC é composto pela mistura SA mais o teor de cimento obtido na dosagem. Em busca de um método de dosagem para a mistura SAC, foram analisados o método A e o método B. Na dosagem pelo método A, foi considerado o teor de cimento encontrado na dosagem da mistura SC, exclusivamente. Já no método B, considerou-se a mistura SA como sendo um tipo de solo e, então, foi determinado um novo teor de cimento a partir dos ábacos da norma E- 35 (ABCP, 1986).

Assim, foram utilizados dois teores de cimento: 4,5% - obtido pela dosagem da mistura SC pelo método A, e 8% - obtido nos ábacos da norma E-35 (ABCP, 1986) de acordo com o método B. Com esses dois teores, foram moldados corpos de prova na energia normal, com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura que, após 7 dias de cura e 4 horas de imersão em água, foram submetidos ao ensaio de RCS.

No entanto, como já mencionado na introdução deste capítulo, a dosagem de misturas SC em diferentes graduações apresentou resultados distintos, o que levou a necessidade de uma melhor compreensão do comportamento de uma base cimentada em termos de tensões e deformações por meio de uma análise mecanicista. Desta forma, foi possível comparar os resultados obtidos na análise mecanicista com os resultados de RCS da dosagem, além de avaliar como esses resultados se relacionam com os valores encontrados na literatura.

3.4. Análise mecanicista

Foram dimensionados pavimentos hipotéticos para dois níveis de tráfego, de acordo com as diretrizes do manual de dimensionamento de pavimentos IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c) que apresenta o procedimento de projeto de pavimentos, bem como os materiais construtivos e os parâmetros para verificação mecanicista.

O dimensionamento das camadas do pavimento baseou-se no método empírico indicado pelo DNIT (SOUZA, 1981), onde as espessuras das camadas são determinadas levando em

consideração o coeficiente estrutural de cada material, o número “N” referente ao tráfego, e o CBR das camadas. Foi feito o dimensionamento de pavimentos compostos por: uma camada de revestimento, uma camada de base cimentada – para simular a mistura solo-agregado-cimento – e, eventualmente, uma sub-base, dispostos sob dois tipos diferentes de subleito, com comportamento de solo arenoso e outro argiloso.

Foram utilizados valores recomendados na IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c) para módulo de resiliência, coeficiente estrutural, coeficiente de Poisson (ν) e espessuras mínimas de revestimento para dado nível de tráfego. Também foram adotados dois níveis de tráfego: pesado com N igual a 5×10^7 , e muito pesado, com N igual a 3×10^8 .

A Tabela 3.3 apresenta os parâmetros adotados para o dimensionamento.

Tabela 3.3 - Dados de entrada para o dimensionamento dos pavimentos hipotéticos

Camada	ν	CBR (%)	MR (MPa)	k	Espessura mínima (cm)
Revestimento 1	0,35	-	4000	2	12,5 (pesado)
Revestimento 2	0,35	-	4000	2	15 (muito pesado)
Base 1	0,20	-	7000	1,7	17
Base 2	0,20	-	10000	1,7	17
Sub-base	0,35	18	220	1	-
Subleito 1 (arenoso)	0,40	16	200	-	-
Subleito 2 (argiloso)	0,45	4	67	-	-

Para o revestimento asfáltico, foram escolhidos valores usuais de coeficiente de Poisson e MR, pouco acima do centro da faixa de valores recomendados (0,35 e 4.000 MPa, respectivamente). Para a base cimentada, foi escolhido coeficiente de Poisson igual a 0,20, valor central da faixa recomendada e, para os valores de MR, os valores escolhidos estavam próximos ao centro das faixas de valores recomendadas para SC e BGTC (7.000 e 10.000 MPa, respectivamente). Para a sub-base, foi considerado coeficiente de Poisson igual a 0,35 e MR igual a 220, valores indicados para materiais granulares.

No caso dos subleitos, os coeficientes de Poisson seguiram valores usuais de projeto para cada tipo de solo (0,40 para subleito arenoso e 0,45 para argiloso). Para MR, foi utilizada a equação 3.1 (IP-DE-P00/001 - DER-SP, 2006c), que permite calcular o valor do MR em função do CBR de solos arenosos lateríticos (LA') e solos argilosos lateríticos (LG').

$$MR = 22 \cdot CBR^{0,8} \quad (3.1)$$

A análise mecanicista foi feita com o auxílio do programa computacional mePADS, que preconiza um sistema elástico-linear baseado na teoria das camadas. Os dados de entrada do programa são referentes às características do pavimento (espessuras, MR e coeficiente de Poisson de cada camada) e da carga (eixo simples de roda dupla com carga de 80 kN e pressão de contato pneu-pavimento de 0,56 MPa). É possível analisar as tensões e deformações ocorridas em qualquer ponto e em qualquer profundidade. Após os processos de inserção dos dados de entrada e definição dos pontos de interesse, o programa fornece como resultado as deflexões, as deformações e as tensões, tanto de tração quanto de compressão, e em todas as direções (longitudinal, transversal e de profundidade).

A Figura 3.7 ilustra o esquema do pavimento hipotético, o local de leitura entre as rodas no eixo simples de rodas duplas e os pontos de análise.

Figura 3.7 – Esquema do pavimento hipotético e os pontos de análise

Assim, 8 estruturas de pavimentos foram analisadas. As tensões e deformações foram calculadas no topo do revestimento, na fibra inferior do revestimento, na fibra inferior da base cimentada e no topo do subleito. Com os resultados obtidos nesta análise, foi possível levantar questionamentos que motivaram a elaboração do programa experimental e chegar a algumas conclusões.

3.5. Ensaios mecânicos

Os questionamentos levantados nas etapas anteriores motivaram a realização de um programa experimental envolvendo o estudo das propriedades mecânicas de SA e SAC abrangendo: RCS, RTCD, MR triaxial e diametral, e DP. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estradas do Departamento de Engenharia de Transportes da EESC/USP.

Foram elaboradas 4 misturas, uma de SA e 3 de SAC (nos teores de cimento de 3, 5 e 7%). As misturas com cimento Portland foram ensaiadas (a) sem cura, para observar se a variação na porcentagem de finos influenciou no comportamento do material, e (b) com cura (aos 7 e 28 dias), para analisar o efeito do aumento do teor de cimento e do tempo de cura no ganho das propriedades estudadas. Quanto à mistura SA, somente as propriedades imediatas foram tomadas.

Sendo assim, ao todo, foram analisadas 10 condições experimentais, uma de SA e 9 de SAC (3 teores de cimento e 3 tempos de cura). Todas as condições experimentais foram analisadas com corpos de prova moldados na energia modificada.

Os ensaios de RCS e RTCD foram realizados em 3 réplicas para cada condição experimental e os de MR e de DP com apenas uma. A Tabela 3.4 apresenta as misturas estudadas, os ensaios realizados e a dimensão e quantidade dos corpos de prova, bem como a energia utilizada para a moldagem desses corpos de prova.

Tabela 3.4 - Resumo das condições experimentais submetidas aos ensaios mecânicos

Material	Ensaio	Energia	Teor (%)	Cura (dias)	Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Quantidade de corpos de prova
SA	RCS	Modificada	-	0	10	20	3
	RTCD				10	6,7	3
	MRtriaxial				10	20	1
	DP				10	20	1
SAC	RCS	Modificada	3, 5, 7	0, 7 e 28	10	20	27
	RTCD		3, 5, 7	0, 7 e 28	10	6,7	27
	MRtriaxial		3, 5, 7	7 e 28	10	20	6
	MRdiametral		5	7	10	6,7	1
	DP		5	7	10	20	1

3.5.1. Ensaio de compactação

O ensaio de compactação foi realizado conforme a NBR 7182 (ABNT, 2016) a fim de se determinar $p_{dm\acute{x}}$ e a w_{ot} das misturas SC, SA e SAC. Na dosagem química das misturas SC e SAC, o ensaio de compactação foi feito na energia normal, por recomendação normativa. Após esta fase de dosagem, foi feito o ensaio de compactação da mistura SA e das três misturas SAC (com 3, 5 e 7% de cimento), na energia modificada, pois foi a energia escolhida para realização dos ensaios.

3.5.2. CBR

O CBR é um índice não usual para caracterização de materiais cimentados, porém, como nesta pesquisa também foi trabalhado material sem estabilização química (mistura SA), optou-se por

realizar o ensaio de forma a obter maior quantidade de informações dos materiais utilizados. O ensaio de CBR foi realizado de acordo com a ME 172 (DNIT, 2016).

O ensaio de CBR foi realizado com imersão de 4 dias, em que foram tomadas leituras de expansão. Em seguida, foi feita a penetração dos corpos de prova, numa prensa de deformação controlada, com velocidade de aplicação do carregamento de 1,27 mm/min e capacidade nominal de 5.000 kgf.

No caso do solo, o CBR foi tomado somente na condição de $p_{dm\acute{a}x}$ e w_{ot} . Já para a mistura SA, foi realizado o ensaio de CBR simultâneo ao ensaio de compactação, ou seja, em 5 umidades diferentes.

3.5.3. Ensaio de resistência à compressão simples

O ensaio de RCS foi conduzido de acordo com a NBR 12023 (ABNT, 2012a). As misturas SA e SAC sem cura foram ensaiadas na mesma prensa utilizada no ensaio de CBR, pois é o equipamento disponível para o ensaio de RCS. As misturas com 3% de cimento aos 7 e 28 dias de cura e 5% aos 7 dias também foram ensaiadas nesta mesma prensa. Durante o ensaio foram tomadas medidas das forças aplicadas e dos respectivos deslocamentos até o rompimento do corpo de prova.

Porém, as misturas com 5% de cimento aos 28 dias de cura e 7% aos 7 e 28 dias apresentaram valores de ruptura superiores aos 5.000 kgf suportados pela prensa do Laboratório de Estradas e, portanto, tiveram que ser ensaiadas em uma prensa no Departamento de Estruturas da EESC/USP. No entanto, esta prensa não lê dados de deslocamento, somente o valor da tensão de ruptura. Por isso, foi feito um estudo para comparar as prensas dos departamentos de Engenharia de Transportes e de Estruturas, para verificar a compatibilidade de resultados.

O cálculo da resistência atingida pelo corpo de prova foi feito utilizando a equação 3.2

$$RCS = \frac{4.F}{\pi.D^2} \quad (3.2)$$

Onde

RCS = resistência à compressão simples (kgf/cm²)

F = carga máxima de ruptura (kgf)

D = diâmetro do corpo de prova (cm)

A Figura 3.8 apresenta um corpo de prova SAC no ensaio de RCS.

Figura 3.8 – Corpo de prova SAC submetido ao ensaio de RCS

3.5.4. Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de RTCD é realizado na mesma prensa utilizada nos ensaios de CBR e RCS, com base ME 138 (DNER, 1994). A diferença está na posição do corpo de prova, permitindo que a carga seja aplicada no plano diametral. Para as misturas cimentadas com 7 e 28 dias de cura, a aplicação de carga foi feita com célula de carga. Porém, para os corpos de prova ensaiados sem cura, a leitura foi feita através de um anel dinamométrico, por permitir leituras menores com maior precisão.

O cálculo da resistência à tração atingida pelo corpo de prova foi feito utilizando a equação 3.3

$$RTCD = \frac{2.F}{\pi.D.H} \quad (3.3)$$

Onde

RTCD = resistência à tração por compressão diametral (kgf/cm²)

F = carga máxima de ruptura (kgf)

D = diâmetro do corpo de prova (cm)

H = altura do corpo de prova (cm)

A Figura 3.9 apresenta um corpo de prova SAC no ensaio de RTCD.

Figura 3.9 - Corpo de prova SAC submetido ao ensaio de RTCD

3.5.5. Módulo de resiliência triaxial

A determinação do módulo de resiliência foi feita a partir do equipamento triaxial cíclico, seguindo a norma T 307-99 (AASHTO, 1999). O equipamento possui sistema de carregamento pneumático e célula de carga de 10 kN. O controle das válvulas de aplicação de carga é feito por um programa computacional, desenvolvido na plataforma LabView pelo professor Glauco Tulio Pessa Fabbri.

O ciclo de aplicação de carga é de 1s, sendo 0,1s a duração do carregamento e 0,9s o tempo de repouso. A norma T 307-99 (AASHTO, 1999) preconiza a aplicação de 15 pares de tensões, havendo, primeiramente, uma fase de condicionamento (1000 repetições), com finalidade de eliminar deformações e acomodações, que podem ocorrer nas aplicações iniciais de tensão desvio.

Após essa fase de condicionamento, os pares de tensões são aplicados de acordo com a ordem indicada na Tabela 3.5, sendo que para cada par de tensão são feitas 100 repetições. Durante o ensaio, são lidos os deslocamentos verticais, medidos no terço médio do corpo de prova por dois LVDTs dispostos diametralmente opostos. Os resultados são registrados e armazenados por programa de aquisição de dados.

Tabela 3.5 - Pares de tensões utilizados no ensaio triaxial cíclico para determinação do MR

Sequência	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Nº de aplicações	Sequência	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Nº de aplicações
0	103,4	93,1	1000	8	68,9	124,1	100
1	20,7	78,6	100	9	68,9	186,1	100
2	20,7	37,3	100	10	103,44	62	100
3	20,7	55,9	100	11	103,44	93,1	100
4	34,5	31	100	12	103,44	196,1	100
5	34,5	62	100	13	137,9	93,1	100
6	34,5	93,1	100	14	137,9	124,1	100
7	68,9	62	100	15	137,9	248,2	100

Posteriormente os dados adquiridos são transferidos para um programa que realiza o cálculo do MR a partir de quatro modelos: o modelo em função de σ_d ; o modelo em função de σ_3 ; o modelo composto (que é em função das σ_d e σ_3); e o modelo universal, também conhecido como modelo da AASHTO, apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Modelos utilizados para o cálculo do MR

Modelo	Equação
Modelo em função da tensão desvio (σ_d)	$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_3}$ (3.4)
Modelo em função da tensão confinante (σ_3)	$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$ (3.5)
Modelo composto	$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$ (3.6)
Modelo universal - AASHTO	$MR = k_1 \cdot p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$ (3.7)

Onde

k_i = constantes de regressão múltipla

σ_d = tensão desvio

σ_3 = tensão confinante

p_a = pressão atmosférica

θ = somatório das três tensões principais

τ_{oct} = tensão octaédrica cisalhante

3.5.6. Ensaio de módulo de resiliência diametral

Dada a importância da análise do comportamento à tração do material cimentado, foi feito o ensaio de MR diametral. O ensaio foi baseado na norma ME 135 (DNIT, 2017) referente à determinação

do MR de misturas asfálticas. Sendo assim, definiu-se a temperatura de 25°C para realização do ensaio. Foram realizadas 100 aplicações de carga com duração de 1s (0,1s de carregamento e 0,9s de recuperação). A carga utilizada para a realização do ensaio foi determinada como sendo uma porcentagem da resistência obtida no ensaio de RTCD, devendo o valor estar entre 5% e 25% da resistência à tração.

Foi considerado um intervalo inicial de condicionamento dentro desses 100 ciclos, período em que a carga também está sendo ajustada, para eliminar possíveis variações nos valores de MR geradas por acomodação do corpo de prova.

O ensaio foi realizado em apenas uma condição experimental, na mistura SAC com 5% de cimento Portland aos 7 dias, para observar o comportamento da mistura frente as solicitações sofridas e também avaliar o resultado de MR diametral em relação ao MR triaxial.

No caso desta pesquisa, que estuda uma mistura cimentada e, portanto, rígida, a recuperação após o pulso de deslocamento é praticamente total, como ilustrado na Figura 3.10. Sendo assim, apesar do programa fornecer os módulos total e instantâneo (MRT e MRI), somente o MRT foi utilizado para análise, uma vez que a diferença entre os dois módulos foi pequena.

Figura 3.10 – Representação da leitura do ensaio de MR diametral para misturas cimentadas

O valor de MR foi calculado pela equação 3.8 (DNIT, 2017).

$$MR = \frac{F}{\Delta h} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (3.8)$$

Onde

MR = módulo de resiliência (MPa);

F = carga vertical cíclica aplicada diametralmente ao corpo de prova (N);

Δ = deslocamento horizontal (elástico ou resiliente), na direção perpendicular à aplicação de carga (mm);

H = altura do corpo de prova (mm);

μ = coeficiente de Poisson (0,20).

3.6. Degradação por compactação e após ensaio de DP

A distribuição granulométrica tem papel importante no comportamento da mistura. Desta forma, foi feito um estudo complementar para observar a distribuição granulométrica antes e depois das compactações dos corpos de prova e após o ensaio de DP, para observar se houve alguma alteração na granulometria pois, esta alteração pode comprometer a dosagem, o comportamento mecânico e o desempenho do material em serviço.

Desta forma, o ensaio foi feito em 3 condições: após a compactação estática (prensa), após a compactação dinâmica (compactador Marshall) e após o ensaio de DP (equipamento triaxial cíclico). Lembrando que a energia modificada foi utilizada em todos os processos. Os corpos de prova da mistura SA foram desmontados, peneirados e espalhados em bandejas. Em seguida, o material foi levado à estufa para secagem e, posteriormente, foi peneirado para obtenção da sua granulometria. A curva granulométrica de cada condição foi analisada em relação à curva original para discussão dos resultados.

Para a análise da degradação do material, foi feita a avaliação da degradação apenas da mistura SA, pois para esta análise foi preciso desmontar o corpo de prova e, as misturas cimentadas estavam muito rígidas após o período de cura. Mas ressalta-se que a fração solo-agregado foi a mesma para ambas misturas SA e SAC.

3.7. Análise microscópica com MEV e DRX

Com o intuito de analisar as fases mineralógicas dos materiais, foi feita uma análise de sua microestrutura utilizando MEV e DRX. Os ensaios foram realizados tanto nos materiais *in natura* (solo, cimento Portland e pó de pedra), quanto nas misturas SAC. A intenção foi a observação de elementos, como, por exemplo, produtos de hidratação do cimento Portland, que podem explicar o incremento de resistência devido à adição do ligante e também devido ao tempo de cura.

Para as análises, foram coletadas amostras de duas maneiras: cúbica e em pó. Primeiramente, após a execução dos ensaios mecânicos, amostras com aproximadamente 1cm³ foram retiradas dos corpos de prova das misturas SAC e colocadas em estufa para secagem, até constância de massa.

Em seguida, foram embaladas para evitar contato com umidade do ar. Além das amostras cúbicas, também foi coletado o pó, tanto das misturas SAC quanto dos materiais *in natura*. Cada amostra de pó foi colocada em pastilhas para posterior análise.

As amostras cúbicas foram revestidas com ouro que, devido sua melhor condutividade, permitiu obter imagens com grande quantidade de detalhes, especialmente em grandes magnitudes. As amostras em pó foram cobertas com carbono, uma vez que é o material mais interessante quando se deseja obter resultados de espectroscopia de energia dispersiva (EDS), pois o ouro pode interferir nos resultados.

O equipamento utilizado para a MEV foi o ZEISS LEO 440 (Cambridge, England) com detector OXFORD (model 7060), alocado na Central de Análises Químicas Instrumentais do Instituto de Química de São Carlos (CAQI/IQSC/USP). O equipamento operou com feixe de elétrons de 15kV, corrente de 2,82A e I probe de 200Pa, para imagens feitas a partir de elétrons secundários (SE), e operou com feixe de elétrons de 20kV, corrente de 2,82A e I probe de 1500nA, para imagens obtidas através de elétrons retroespalhados (BSE). Na mesma área em que cada imagem foi obtida, foi realizado o EDS, gerando gráficos referentes à composição atômica da mistura, contribuindo para a análise qualitativa do material.

As imagens SE permitiram maior qualidade nas imagens com maior magnitude, contribuindo para a observação da ocorrência de produtos de hidratação do cimento Portland. As imagens BSE foram interessantes na observação da superfície da amostra em baixa magnitude, para encontrar possíveis regiões ou pontos específicos da amostra que pudessem revelar como se deu a mistura dos materiais e, se foi possível encontrar algum produto de hidratação do cimento Portland. Além disso, foram escolhidos pontos específicos em cada imagem BSE para gerar um gráfico EDS que pudesse explicar a composição atômica daquela região específica.

O equipamento utilizado para a DRX foi o Difratorômetro de Raios X D2, da marca Bruker, usando radiação em tubo de cobre, ($\lambda = 1,5406\text{\AA}$), também situado no CAQI/IQSC/USP. O difratômetro operou a 30 kV e 10 mA. Como resultado, foi gerado um difratograma com os picos indicando a observação de um mineral ou componente dentro do intervalo de 5° a 80° (na variação 2θ). A determinação da relação entre o composto químico e o pico correspondente foi feita utilizando uma base de dados aberta de cristalografia (COD – *Cristalography Open Database*).

3.8. Tratamento estatístico

Foi utilizado o teste de Grubbs (1969) para identificar os corpos de prova representativos de cada condição experimental, eliminando *outliers*. Para cada condição experimental foram calculados a

média aritmética e o desvio padrão do grupo. Esses valores foram utilizados para determinação do valor estatístico G , a partir da equação 3.9.

$$G = \frac{(Y_i - \bar{Y})}{s} \quad (3.9)$$

Onde

Y_i = uma observação da amostra

$\bar{Y}$ = média das amostras

s = desvio padrão

Com o número de observações da amostra e o nível de confiança, foi obtido um valor crítico G_c . Uma observação foi considerada um *outlier* se o valor G foi maior que o valor de G_c . Neste caso, eliminou-se o valor dessa observação e calculou-se a nova média. Nesta pesquisa, o nível de confiança escolhido foi de 95% e, como os ensaios possuíam 3 réplicas, o valor de G_c foi igual a 1,15. Os testes de Grubbs utilizados nos ensaios de RCS e RTCD estão apresentados nos Apêndices A e C, respectivamente.

4. RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados da dosagem química, da análise mecanicista de pavimentos hipotéticos, dos ensaios mecânicos e da análise microscópica.

Primeiramente são discutidos os resultados da dosagem química da mistura SC e da mistura SAC. Complementarmente, os resultados de resistência provenientes da dosagem são comparados com as tensões computadas na análise mecanicista, que envolveu 8 pavimentos hipotéticos. Essa combinação de técnicas teve como intuito a seleção do teor de cimento que atendesse simultaneamente os critérios de resistência de dosagem e de projeto.

Após a discussão dos resultados relativos à dosagem, foram analisados os resultados dos ensaios mecânicos, para o entendimento do comportamento das misturas das misturas SAC e SA, assim como, para a comparação com pesquisas sobre bases cimentadas e com materiais alternativos.

Na sequência, é feita uma apreciação de análises microscópicas dos materiais e das misturas SAC, com intuito de esclarecer o ganho de resistência das misturas cimentadas sob uma ótica multiescala. Por fim, são apresentados e discutidos os resultados dos projetos complementares referentes (i) à degradação da mistura SA após compactação e efeito do tráfego, e (ii) à variação da umidade na mistura SAC.

4.1. Dosagem das misturas cimentadas

São apresentados e discutidos o estudo de dosagem das misturas SC e SAC e os resultados do dimensionamento para a análise de tensões e deformações de pavimentos hipotéticos contendo base cimentada, de modo a contribuir com o estudo de dosagem de misturas cimentadas tipo SAC.

4.1.1. Solo-Cimento

A dosagem da mistura SC foi realizada seguindo o método A, das normas E-35 (ABCP, 1986) e NBR 12253 (ABNT, 2012b). A Figura 4.1 apresenta o resultado do ensaio de RCS, de onde se obteve o teor ótimo de cimento para a RCS mínima exigida por norma. A NBR 12253 (ABNT, 2012b) exige RCS mínimo igual a 2,1 MPa, e a E-35 (ABCP, 1986) exige RCS mínimo igual a 2,0 MPa.

Figura 4.1 - Curva de resistência à compressão em relação ao teor de cimento Portland

Pela Figura 4.1, para os valores de 2,0 e 2,1 MPa, os teores de cimento ideais foram 4,2 e 4,4%, respectivamente. Sendo assim, foi adotado o teor de 4,5%, como sendo o teor ótimo, contemplando ambas as normas de dosagem.

Este valor está próximo de resultados encontrados por outros autores, por exemplo, Parente *et al.* (2002), Ban e Park (2014), Macedo (2004), Oliveira (2011) e Sanbonsuge *et al.* (2017) obtiveram RCS7 dias entre 2,0 e 3,0 MPa para misturas SC contendo entre 4 e 5% de cimento.

4.1.2. Solo-Agregado-Cimento

Foi utilizado o teor de cimento igual a 4,5%, obtido na dosagem da mistura de SC, e também foi feita a dosagem da mistura SAC pelo método B, considerando a mistura SA um “solo” de graduação grossa. O teor de cimento obtido pelo método B foi igual a 8%. Sendo assim, foram analisados dois teores de cimento para a mistura SAC: 4,5% e 8%. Como preconizam as normas de dosagem, a energia empregada foi a normal e o ensaio RCS foi realizado aos 7 dias de cura, precedido de 4h de imersão em água.

Na Figura 4.2, são apresentados os valores de RCS das misturas SAC, nela se observa que o aumento do teor de cimento (8%) praticamente dobrou o valor de resistência. Os valores de RCS foram relativamente baixos se considerados os teores de cimento adicionados. Porém, vale lembrar

que o ensaio foi realizado em corpos de prova moldados na energia normal e que passaram por imersão em água durante 4h.

Figura 4.2 - RCS em função dos teores de cimento obtidos na dosagem de SAC

Segundo autores que avaliaram a energia de compactação, observou-se que o aumento da energia produziu ganho de resistência (BAHAR *et al.*, 2004; BESSA *et al.*, 2015; ORIOLI, 2018). Ademais, estudos mostram, com em Parente *et al.* (2002), que a imersão reduz a resistência desses materiais.

4.2. Análise mecanicista de pavimentos semirrígidos hipotéticos

Para complementar o estudo da dosagem das misturas, e procurar compreender a que tensões as camadas cimentadas tendem a ser submetidas, foi feito um estudo mecanicista em pavimentos hipotéticos contendo uma base cimentada.

A Tabela 4.1 apresenta os 4 pavimentos resultantes do dimensionamento. A camada de sub-base foi utilizada somente nas situações de ocorrência do subleito 2, caracterizado por um solo argiloso de baixa capacidade de suporte. É importante ressaltar que, no programa mePads, o MR da base foi alterado, ora utilizando a base 1 ora a base 2, resultando um total de 8 pavimentos. A Figura 4.3 ilustra um esquema das camadas de pavimento.

Tabela 4.1 - Resultado do dimensionamento pelo método DNIT

	N	Revestimento	Base	Subleito	Sub-base	Espessura capa (mm)	Espessura Base (mm)	Espessura Sub-base (mm)
Pavimento 1	5.10 ⁷	1	1 ou 2	1	ausente	125	170	-
Pavimento 2	5.10 ⁷	1	1 ou 2	2	presente	125	170	180
Pavimento 3	3.10 ⁸	2	1 ou 2	1	ausente	150	170	-
Pavimento 4	3.10 ⁸	2	1 ou 2	2	presente	150	170	280

Figura 4.3 – Esquema de camadas dos pavimentos 1, 2, 3 e 4

Apesar de terem sido analisados pontos no topo do revestimento, na fibra inferior do revestimento, no topo da base, na fibra inferior da base e no topo do subleito, os resultados da Figura 4.4 apresentam somente as tensões atuantes na fibra inferior da base por ter sido o ponto de maior solicitação e também pelo fato de a base ser a camada de interesse.

Observando os valores de tensão de compressão no fundo da base cimentada ($\sigma_{v,c}$), não foi possível chegar a uma conclusão clara de qual é o teor de cimento necessário, pois, os valores obtidos estão muito abaixo daqueles obtidos no ensaio de RCS (da dosagem da mistura SAC). No entanto, nota-se que os valores de tensão de tração exigidos pela base cimentada ($\sigma_{h,t}$) foram expressivos, e disso, pode-se concluir que a análise dos resultados dos ensaios de tração também merece ser avaliada com atenção.

Figura 4.4 – Tensões atuantes na fibra inferior da base cimentada

De fato, nota-se que nos ensaios laboratoriais, em geral, a RTCD atingiu valores da ordem de grandeza dos valores obtidos nesta análise, como pode ser observado em Parente *et al.* (2002), Bahar *et al.* (2004), Kawahashi *et al.* (2010), Bessa *et al.* (2015) e Sanbonsuge *et al.* (2017). Ademais, a ET-DE-P00/007 (DER-SP, 2006b) indica que o teor de cimento utilizado confira à mistura SAC as resistências à compressão e à tração, aos 28 dias, de acordo com a exigência do projetista.

A partir da verificação mecanicista, o maior valor de tensão de tração foi de 0,551 MPa, para o pavimento 4. Valores de RTCD entre 0,50 e 0,55 MPa foram encontrados em misturas SAC estudadas por Bessa *et al.* (2015) e Baghini *et al.* (2017) aos 7 dias de cura, nos teores entre 4% e 6%. A partir disso, concluiu-se que um teor de cimento dessa ordem de grandeza possa ser o indicado para a mistura SAC deste estudo.

4.3. Ensaios mecânicos

A seguir são apresentados e discutidos os ensaios mecânicos utilizados para avaliação do comportamento mecânico das misturas SA e SAC. Primeiramente, são tratados os resultados de compactação e CBR. Em seguida, são abordados os resultados referentes à resistência (RCS e RTCD) e à rigidez (MR triaxial e MR diametral). Por fim, é apresentado e discutido o resultado sobre o mecanismo de DP.

4.3.1. Ensaio de compactação

Os resultados do ensaio de compactação das misturas SA e SAC estão apresentados na Figura 4.5. A Tabela 4.2 resume os valores de w_{ot} e $\rho_{dm\acute{a}x}$ obtido para cada mistura. Relembrando que o ensaio foi realizado utilizando energia modificada.

Figura 4.5 – Curvas de compactação das misturas de SA e SAC

Tabela 4.2 – Resultado dos ensaios de compactação

Material	$\rho_{dm\acute{a}x}$ (g/cm³)	w_{ot} (%)
S+A	2,335	6,2
S+A+3%C	2,376	6,2
S+A+5%C	2,364	6,2
S+A+7%C	2,366	6,2

Nota-se que a adição de cimento Portland provocou um aumento de $\rho_{dm\acute{a}x}$, que pode ser explicado pelo maior entrosamento das partículas devido à maior quantidade de finos. Porém, de 3 para 5% de cimento o valor de $\rho_{dm\acute{a}x}$ diminuiu, mantendo-se no mesmo patamar de 5 para 7%. Isso mostra que, pelo menos para esse intervalo de teor de cimento, o aumento na quantidade de cimento não provocou alteração significativa na propriedade.

A umidade mostrou-se menos sensível à adição e variação dos teores de cimento, dado que a w_{ot} foi a mesma para todas as misturas. No entanto é possível notar um fechamento da curva das

misturas cimentadas, restringindo mais a variação de umidade no ramo seco. Esse comportamento leva a inferir que mesmo não tendo tanta influência na w_{ot} , a adição de cimento tem certo efeito na relação entre a mistura cimentada e a água, podendo ser explicado pela relação água/cimento, uma vez que maior quantidade de cimento exige maior quantidade de água para sua hidratação.

A mistura SA de Kakuda (2010) apresentou $\rho_{dmáx}$ e w_{ot} iguais a 2,315 g/cm³ e 5,6 %, respectivamente, que são valores menores que os encontrados nesta pesquisa. Estes resultados são condizentes pois, Kakuda (2010) analisou misturas SA na proporção 70/30, contendo o mesmo solo e o mesmo tipo de agregado natural desta pesquisa, porém sem a fração de pedrisco+pó. Essa particularidade pode ter tornado sua mistura mal graduada, ou seja, com maior quantidade de fração grossa, exigindo menor quantidade de água para atingir a w_{ot} .

Em relação ao efeito da adição e do teor de cimento nos parâmetros ótimos de compactação, não tem sido observado um padrão de comportamento. Por exemplo, Parente *et al.* (2002) notaram uma diminuição de $\rho_{dmáx}$ com a adição de cimento e com o aumento do teor de cimento; quanto à w_{ot} , não foi apreciada tendência clara. Por outro lado, Sanbonsuge *et al.* (2017) observaram algum aumento da $\rho_{dmáx}$ e um discreto aumento na w_{ot} .

Complementarmente, procurou-se responder questões sobre o efeito da compactação no que tange ao tipo de compactação aos quais as misturas foram submetidas (impacto ou estático). Sendo assim, foi feita uma análise da granulometria da mistura SA após compactação por impacto (compactador Marshall) e estática (prensa). Além disso, considerou-se importante analisar o efeito do carregamento cíclico, que representaria o efeito do tráfego. Logo, foi feito ensaio de deformação permanente (DP) e posteriormente foi feita a análise granulométrica. O ensaio de DP está apresentado no Apêndice A.

A Tabela 4.3 e a Figura 4.6 apresentam a distribuição granulométrica inicial e após compactação estática (prensa hidráulica), dinâmica (compactador Marshall) e ensaio de DP. É possível observar que houve degradação da fração mais graúda pois, nas peneiras 9,52mm, 4,75mm e 2,0mm, a porcentagem passante aumentou. Nota-se que a degradação na compactação estática foi maior em relação à compactação dinâmica, ainda que com pouca diferença. Na compactação estática, houve um aumento de 10% na porcentagem passante das peneiras 9,52mm e 4,75mm, e de cerca de 15% na peneira de 2,0mm. Já na degradação dinâmica, a peneira 9,52mm teve 5% de aumento, a peneira 4,75mm não sofreu alteração, e a peneira 2,0mm teve um aumento de 10% na porcentagem passante.

Tabela 4.3 – Alteração da granulometria devido a degradação do agregado

Peneiras		Mistura SA	Compactação Estática	Compactação Dinâmica	Variação entre os tipos de compactação	Efeito da solicitação (ensaio DP)	Variação antes e depois do ensaio de DP
mm	pol. #						
25,4	1,00	100	100	100		100	
9,52	3/8	63	69	66		72	
4,76	nº4	52	57	52		57	
2,00	nº10	36	41	40		43	
0,42	nº40	24	19	19		22	
0,074	nº200	9	2	2		3

Figura 4.6 – Curvas de degradação da mistura SA

Também foi observado discreto acúmulo de degradação após o ensaio de DP, pois as porcentagens passadas foram pouco acima das observadas após a compactação estática (5% a mais nas peneiras 9,52 mm e 2,0 mm e nenhuma alteração na peneira 4,75 mm), levando à conclusão de que o efeito da compactação promoveu maior alteração na granulometria. Isso significa que a compactação promove quebra e acomodações iniciais, contribuindo para que a degradação pelo tráfego não ocorra, ou ocorra em menor magnitude durante a vida de serviço do pavimento.

A redução de porcentagem passada nas peneiras de menor graduação, como a peneira de 0,42 mm por exemplo, se deu pela perda de material fino ao longo do processo de compactação, secagem e peneiramento e também pelo fato de, após os ensaios, os agregados graúdos estarem recobertos de finos, observado visualmente pela coloração mais avermelhada desses agregados na hora do peneiramento.

Ressalta-se que, nesta pesquisa, os agregados utilizados foram de natureza basáltica e exibiram alta densidade e baixa abrasão, o que sugere alta resistência ao atrito e às cargas, no entanto, observou-se quebra de agregado nas misturas SA. Por fim, é importante destacar que ainda que a adição de cimento melhore o desempenho mecânico das misturas SAC, é imprescindível o controle e seleção de materiais a fim de evitar que a deformação permanente ocorra como resultado da acomodação por quebra de agregado, que é um mecanismo comum aos agregados friáveis e reciclados de construção civil, por exemplo.

4.3.2. CBR

O ensaio de CBR foi realizado tanto para o solo quanto para a mistura SA para observação do efeito da adição de agregado natural. No solo natural, O CBR foi realizado para a condição ótima do ensaio Proctor modificado. O ensaio resultou em um valor de CBR de 115%, expansão nula, w_{ot} de 10,1% e $\rho_{d\max}$ de 2,053 g/cm³. Atingiu um grau de compactação de 99,3% e desvio de umidade de 0,3%.

Na mistura SA, foi feito o ensaio de CBR simultâneo, onde se obtiveram, além dos parâmetros de CBR e expansão, a curva de compactação. A Figura 4.6 apresenta a curva de CBR obtida para a mistura de SA.

Figura 4.7 - Curva de CBR da mistura SA

A partir da Figura 4.7, observou-se um CBR de 180% para a mistura SA. As medidas dos corpos de prova durante a imersão indicaram que não houve expansão. O valor de CBR está acima do valor mínimo aceitável para utilização da mistura como base ou sub-base, que é de 80%, de acordo com a ET-DE-P00/006 (DER-SP, 2006a), indicado na Figura 4.6 pela linha tracejada.

Orioli (2018), trabalhou com os mesmos materiais, porém na proporção 70/30, e obteve CBR igual a 110%, na energia modificada. Isso leva à observação de que quanto maior a quantidade de finos nesta mistura, menor é o CBR.

4.3.3. Resistência à compressão em função da umidade de compactação

O ensaio de RCS foi realizado pois esse é o parâmetro comumente utilizado para analisar as propriedades mecânicas das misturas cimentadas. Os resultados do ensaio de RCS das misturas SA e SAC estão apresentados na Tabela 4.4, considerando compactação na umidade ótima. Os resultados são a média de 3 réplicas que passaram por um tratamento estatístico pelo método de Grubbs (1969) para eliminação de possíveis *outliers*. No caso, houve apenas uma ocorrência de *outlier*, que se deu na mistura SA. Vale ressaltar que, para a mistura SA, somente as propriedades imediatas foram tomadas, por não haver cimentação. O resultado para cada corpo de prova pode ser visto no Apêndice B.

Tabela 4.4 – Resistência à compressão simples

Teor Cimento (%)	0 dias	7 dias	28 dias
	RCS (MPa)		
0	0,10	-	-
3	0,17	2,80	3,55
5	0,21	5,11	6,32
7	0,21	7,16	7,81

Para observar cada particularidade dos resultados apresentados na Tabela 4.4, foram elaboradas as Figuras 4.8, 4.9 e 4.10. A Figura 4.7 ilustra o efeito imediato (0 dias) da adição de cimento Portland na mistura, apresentando a RCS em função do teor de cimento Portland.

Figura 4.8 – Valores de RCS das misturas SA e SAC sem cura

A Figura 4.8 evidencia o ganho de resistência com o acréscimo de teores de cimento Portland em relação à mistura SA., quando analisadas as misturas sem cura. O aumento de resistência foi da ordem de 80% para a mistura com 3% de cimento, e 120% e 114% para as misturas com 5 e 7 %, respectivamente. Este resultado possivelmente está relacionado com o aumento na quantidade de finos e, consequente, maior entrosamento entre as partículas, do que propriamente ligado às ações de cimentação provocadas pelo ligante.

A Figura 4.9 apresenta a variação de RCS em função da variação do teor de cimento Portland, para os 3 tempos de cura.

Figura 4.9 – Variação da RCS em função da variação do teor de cimento Portland para 0, 7 e 28 dias de cura

Na Figura 4.9 é possível observar que o maior ganho de resistência se deu de 3 para 5% de cimento, aos 7 dias de cura, onde houve um aumento de 83% na propriedade. De 5 para 7% de cimento, o ganho foi de 40%, menor que no intervalo anterior, sendo uma indicação de que o teor ótimo de cimento pode ser, aproximadamente, 5%. Aos 28 dias, comportamento semelhante foi observado de 3 para 5% de cimento, pois ocorreu um aumento de 78%, enquanto que de 5 para 7%, o aumento também foi menor, 24%. Essa diminuição na taxa de aumento de resistência pode estar associada à quantidade de água utilizada na hidratação no período inicial (0 a 7 dias).

A Figura 4.10 apresenta a variação de RCS ao longo do tempo de cura, para os 3 teores de cimento. Foi possível notar que, de 0 para 7 dias, houve ganho significativo de resistência. Isso pode ser explicado pelas reações de cimentação. Neste período, a resistência foi aumentada cerca de 16 vezes com 3% de cimento, 24 vezes com 5% e 35 vezes com 7%. O aumento de resistência de 7 para 28 dias mostra-se menor, ou seja, ao longo do tempo, o gradiente de ganho de resistência diminuiu. As misturas com 3 e 5% de cimento apresentaram ganhos muito próximos de RCS entre 7 e 28 dias (27 e 24%, respectivamente), enquanto que a mistura com 7% de cimento apresentou menor incremento de resistência (9%). Esse pode ser mais um indício de o teor ótimo para as misturas SAC estar em torno de 5%.

Figura 4.10 – Variação da RCS em função do tempo de cura para os teores de 3, 5 e 7% de cimento Portland

Além disso, nota-se que, aos 7 dias, as misturas com 3, 5 e 7% de cimento já haviam adquirido 79, 81 e 92% da sua resistência final, respectivamente. Este resultado é interessante em termos práticos, devido à preocupação com a resistência final das misturas cimentadas para liberação do tráfego.

A IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c) indica que as misturas SC sejam dosadas seguindo as normas próprias desse material. Já para a mistura BGTC, a instrução de dosagem é tal que se atinja, aos 28 dias, RCS entre 4 e 6,2 MPa. A mistura SAC aparenta estar mais próxima do comportamento da BGTC do que do SC, no que diz respeito ao teor de cimento utilizado pois, considerando a dosagem da mistura puramente SC, foi necessário aproximadamente 4,5% de cimento para atingir os 2,1 MPa indicados por norma.

Aqui, observou-se que a mistura SAC com apenas 3% de cimento atingiu 2,8 MPa aos 7 dias e 3,6 MPa aos 28 dias. Este último valor foi menor que o indicado para BGTC aos 28 dias. Porém, analisando o teor de 5% de cimento, observou-se que os valores de RCS aos 7 e aos 28 dias estão dentro do intervalo de valores requeridos para BGTC. No caso do teor de 7%, os valores de resistência ultrapassaram o intervalo, atingindo valores ainda mais altos de resistência.

Autores que estudaram misturas SC encontraram RCS a partir de 4% para atingir 2,1 MPa, valor mínimo para misturas SC de acordo com a NBR 12253 (ABNT, 2012b). Para atingir os 4 MPa

mínimos requeridos para a BGTC, foram necessários teores a partir de 7% (BAHAR *et al.*, 2004; MACEDO, 2004; OLIVEIRA, 2011; PARENTE *et al.*, 2002; SANBONSUGE *et al.*, 2017).

Já os autores que estudaram misturas SAC encontraram RCS acima de 4 MPa com teores a partir de 5% (BAN e PARK, 2014; BESSA *et al.*, 2015; BAGHINI *et al.*, 2017), corroborando com os valores de RCS obtidos para as misturas SAC aqui estudadas e contribuindo para o indício de que misturas SAC possuem comportamento mais próximo com misturas BGTC.

Ao comparar a evolução da resistência com o tempo de cura da mistura SAC com outras pesquisas sobre misturas cimentadas, observou-se que os autores obtiveram, aos 7 dias, em torno de 70% da resistência obtida aos 28 dias (BAHAR *et al.*, 2004; BECHARA *et al.*, 2010; PARENTE *et al.*, 2002; BESSA *et al.*, 2017; BAGHINI *et al.*, 2017; SANBONSUGE *et al.*, 2017). Sendo assim, nota-se que a mistura estudada se destaca por ter atingido pelo menos 80% da resistência final aos 7 dias.

Para um maior aprofundamento nas propriedades da mistura SAC, foi realizado um teste para avaliar o efeito da umidade inicial de compactação na variação de RCS. Sendo assim, para observar esse efeito, foi escolhida a condição experimental de 5% de cimento Portland aos 7 dias de cura, e foram analisados 3 teores de umidade: a umidade ótima e $\pm 1\%$.

Para cada condição experimental foram moldadas três réplicas. Foi realizado o teste de Grubbs nos valores de RCS, para eliminação de possíveis *outliers*, como apresentado no apresentado no Apêndice F. A Figura 4.11 ilustra os resultados de RCS em função da variação de umidade.

Figura 4.11 - RCS aos 7 dias em função da umidade inicial

Na Figura 4.11, fica evidente que a maior magnitude se deu na *wot* pois, a variação em 1% na umidade acarretou em perda de 15%, em média, na RCS. Por isso, é muito importante que se tenha uma atenção redobrada no controle da umidade, pois, na compactação em laboratório, pode-se subestimar o valor da propriedade e, na compactação em campo, o controle pode assegurar que as propriedades da mistura sejam potencializadas.

4.3.4. Resistência à tração por compressão diametral

O conhecimento do comportamento da mistura cimentada à tração é muito importante, uma vez que, a depender do tipo de estrutura do pavimento, esse tipo de mistura pode trabalhar à tração. Sendo assim, foi realizado o ensaio de RTCD.

Os resultados obtidos no ensaio RTCD estão na Tabela 4.5. Seguindo o mesmo procedimento do ensaio de RCS, os resultados são a média de 3 réplicas e passaram pelo tratamento estatístico proposto por Grubbs (1969) para eliminação de possíveis *outliers*. Foram encontrados 2 *outliers*, um referente à mistura SA, e o outro referente à mistura SAC com 3% de cimento sem cura. O resultado de cada corpo de prova pode ser visto no Apêndice C.

Tabela 4.5 – Resistência à tração por compressão diametral

Teor Cimento (%)	0 dias	7 dias	28 dias
	RCS (MPa)		
0	0,013	-	-
3	0,032	0,658	0,730
5	0,030	1,032	1,260
7	0,034	1,626	1,721

Semelhante à análise de RCS, para a análise de RTCD foram elaboradas as Figuras 4.12, 4.13 e 4.14. Desta forma foi possível observar as particularidades dos resultados apresentados na Tabela 4.5.

A Figura 4.12 ilustra o efeito da adição de cimento Portland nas misturas sem cura, comparando os resultados da segunda coluna da Tabela 4.5, apresentando a RTCD em função do teor de cimento Portland.

Figura 4.12 - RTCD das misturas SA e SAC sem cura

Nota-se o já esperado aumento significativo da resistência com a adição do ligante hidráulico, cerca de 2,5 vezes a resistência da mistura SA. No entanto, o aumento no teor de cimento não provocou significativa alteração no valor de resistência, mantendo-se em 0,032 MPa, em média.

A Figura 4.13 apresenta como se deu a variação de resistência em função do aumento do teor de cimento, para todos os tempos de cura.

Figura 4.13 - RTCD em função do teor de cimento Portland para 0, 7 e 28 dias de cura

Mais uma vez, nas condições experimentais sem cura, não foram observadas variações significativas na resistência com o aumento do teor de cimento, resultando em uma relação praticamente linear e horizontal. A partir dos 7 dias de cura, já foi possível observar um ganho de 57% de RTCD em função do aumento do teor de cimento de 3 para 5%, enquanto que de 5 para 7% o aumento foi de 58%. Logo, concluiu-se que o gradiente de ganho de resistência praticamente se manteve, não sendo possível inferir um teor ótimo de cimento.

No entanto, aos 28 dias, o ganho de resistência de 3 para 5% subiu para 73% ao passo que de 5 para 7%, caiu para 37%. Neste caso, foi possível concluir que de 5 para 7% o ganho de resistência já não foi tão significativo, corroborando com as conclusões obtidas no ensaio de RCS, que indicou que possivelmente o teor ótimo de cimento para essa mistura esteja em torno de 5%.

A Figura 4.14 ilustra os resultados de RTCD em função do tempo de cura, para os 3 teores de cimento Portland analisados. Nela se pode observar que, ao longo do tempo de cura, a RTCD aumentou, com o salto de resistência ocorrendo de 0 para 7 dias, havendo um ganho marginal de resistência dos 7 aos 28 dias, formando curvas de comportamento assintótico, como também foi observado na análise de RCS.

Figura 4.14 - RTCD em função do tempo de cura para os teores de 3, 5 e 7% de cimento Portland

De 0 para 7 dias, as RTCD aumentaram 20, 35 e 47 vezes, para os teores de 3, 5 e 7% de cimento, respectivamente. De 7 para 28 dias houve um aumento de resistência de 11, 22 e 6% para os mesmos teores, respectivamente. Nota-se que aos 7 dias as misturas já haviam adquirido 90, 82 e 94% da sua resistência final, respectivamente aos teores. Ressalta-se que a mistura SAC com 5% de cimento foi a que apresentou maior taxa de incremento de resistência de 7 para 28 dias (22%), o que significa que esta mistura continuou ganhando resistência ao longo do tempo.

A IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c) indica, para a mistura BGTC, que a RTCD atinja, aos 28 dias, valores entre 0,7 e 1,0 MPa. Pelo gráfico, observa-se que os valores obtidos com 3% de cimento atendem a esse intervalo. Os teores de 5 e 7% de cimento apresentaram valores mais elevados, mostrando a potencialidade do material frente às solicitações de tração.

Ao comparar os resultados da Figura 4.14 com os resultados de outros estudos de misturas SAC, observam-se valores semelhantes em Bessa *et al.* (2015) e Baghini *et al.* (2017). No entanto, quando comparados com estudo de SC, para teores semelhantes de cimento, os valores obtidos nessa pesquisa se sobressaem (BAHAR *et al.*, 2010; PARENTE *et al.*, 2002). Por exemplo, em Bahar *et al.* (2010), foram necessários teores de cimento acima de 15% para atingir valores de RTCD da magnitude das misturas SAC aqui estudadas, enquanto que em Parente *et al.* (2002), foram necessários teores acima de 7%.

Em relação ao tempo de cura, outros estudos de misturas SAC também constataram aumento da resistência ao longo do tempo. Bessa *et al.* (2015) obtiveram, aos 3, 7 e 28 dias, e com 5 e 6% de cimento, RTCD iguais a 0,45, 0,7 e 1,05 MPa, e 0,55, 0,95 e 1,2 MPa, respectivamente. Baghini *et al.* (2017) obtiveram, aos 7, 28 e 60 dias, e com 4% de cimento, RTCD iguais a 0,5, 0,75 e 1,1 MPa, respectivamente. Já em trabalhos com misturas SC, os valores encontrados são menores, variando, em geral, de 0,20 a 0,5 MPa aos 7 dias, e de 0,4 a 0,9 MPa aos 28 dias (BECHARA *et al.*, 2010; PARENTE *et al.*, 2002; SANBONSUGE *et al.*, 2017). Essas conclusões evidenciam a contribuição do esqueleto pétreo na propriedade.

Considerando os resultados obtidos na análise mecanicista, onde o pavimento 4 foi o que apresentou maior valor de tensão de tração no fundo da base cimentada (0,550 MPa), observa-se que a mistura com 3% de cimento apresentou RTCD7DIAS maior (0,658). Além disso, como já dito, Bessa *et al.* (2015) e Baghini *et al.* (2017) obtiveram RTCD7DIAS entre 0,50 e 0,55 MPa em misturas SAC com teores de cimento entre 4% e 6%, indicando que a mistura SAC desta pesquisa é mais resistente e consumiu menor quantidade de cimento.

De modo a complementar o assunto sobre resistência das misturas estudadas, foi feita uma análise da relação entre RCS e RTCD.

Para poder relacionar os resultados de RTCD e RCS, primeiramente foi necessário encontrar uma relação entre os dois métodos utilizados na moldagem dos corpos de prova, pois os corpos de prova de RTCD foram moldados pelo compactador Marshall, enquanto que os corpos de prova de RCS foram moldados por uma prensa estática. A determinação desta relação está apresentada no Apêndice D. De posse dessa relação, os resultados de RTCD foram recalculados, para só então ser feita uma análise conjunta das resistências.

A Figura 4.15 apresenta a relação RTCD/RCS em função do teor de cimento.

Figura 4.15 – Relação entre RTCD e RCS em função do teor de cimento para 0, 7 e 28 dias de cura

Da Figura 4.15 nota-se que a relação entre resistência à tração e compressão variou de 0,9 a 0,12, nas condições experimentais sem cura, de 0,13 a 0,15 aos 7 dias de cura e de 0,11 a 0,12 aos 28 dias.

Estes valores são compatíveis com os encontrados na literatura, que apresentam valores da ordem de 0,10 (PARENTE *et al.*, 2002; BESSA *et al.*, 2015; SANBONSUGE *et al.*, 2017). Essa relação é interessante em termos práticos, uma vez que não é comum a realização de ensaios de RTCD e,

pela relação RTCD/RCS seria possível inferir o valor de RTCD, para se ter uma ideia da ordem de grandeza da propriedade.

4.3.5. Módulo de resiliência

A seguir serão apresentados os resultados de MR obtidos a partir do ensaio triaxial cíclico e do ensaio diametral, para posterior comparação.

4.3.5.1. Módulo de resiliência triaxial

O ensaio de MR triaxial foi realizado na mistura SA (sem cura) e nas misturas SAC (com 7 e 28 dias). Desta forma foi possível observar as diferenças nas rigidezes das misturas com e sem cimento, além de observar o efeito do teor de cimento e do tempo de cura.

Como já mencionado no capítulo 3, o ensaio triaxial cíclico permite a utilização de quatro modelos para a determinação do MR: em função de σ_d , em função de σ_3 , o modelo composto (dado em função das σ_d e σ_3 em conjunto) e o modelo Universal (ou da AASHTO). A partir dos valores de coeficiente de determinação (R^2) de cada modelo, definiu-se qual o modelo mais representativo da mistura pois, quanto maior o valor de R^2 melhor é o ajuste dos modelos. A Tabela 4.6 apresenta os modelos calibrados para as misturas SA e SAC analisadas, com seus respectivos R^2 .

Em relação à mistura SA, o que se esperava era que o modelo em função de σ_3 tivesse oferecido maior R^2 do que o modelo em função de σ_d , pois, a literatura mostra que materiais granulares são comumente melhor representados por modelos em função de σ_3 , enquanto que materiais coesivos são melhor representados por modelos em função de σ_d (GRUBBA, 2009; SOUSA, 2011). No caso, o modelo em função de σ_d apresentou R^2 maior que o modelo em função de σ_3 , porém, ambos próximos de 1. Inclusive o modelo composto atingiu R^2 igual a 1, levando a acreditar que o material de SA tenha seu comportamento influenciado por ambas as tensões.

Tabela 4.6 – Modelos de MR triaxial das misturas SA e SAC

Mistura	Teor de cimento (%)	Tempo de cura (dias)	Modelo	k1	k2	k3	R ²
SA	-	0	f(σ_d)	15,10	-	0,498	0,96
			f(σ_3)	26,75	0,418	-	0,82
			composto	15,23	0,148	0,364	1,00
			universal	799,34	0,262	0,815	0,99
		7	f(σ_d)	286,16	-	0,635	0,94
			f(σ_3)	1167,09	0,349	-	0,32
			composto	285,64	0,001	0,635	0,94
			universal	22625,67	0,090	1,770	0,89
	3	28	f(σ_d)	112,51	-	0,975	0,96
			f(σ_3)	341,97	0,773	-	0,53
			composto	109,28	0,025	0,957	0,96
			universal	22641,03	0,408	2,288	0,88
		7	f(σ_d)	225,48	-	0,789	0,95
			f(σ_3)	463,78	0,675	-	0,68
			composto	195,19	0,168	0,665	0,97
			universal	27429,96	0,477	1,333	0,92
SAC	5	28	f(σ_d)	104,86	-	0,988	0,97
			f(σ_3)	385,66	0,706	-	0,55
			composto	104,49	0,005	0,985	0,97
			universal	20688,37	0,259	2,980	0,93
		7	f(σ_d)	521,04	-	0,584	0,92
			f(σ_3)	762,17	0,530	-	0,64
			composto	497,53	0,054	0,544	0,93
			universal	31851,67	0,271	1,264	0,87
	7	28	f(σ_d)	111,04	-	0,990	0,95
			f(σ_3)	175,59	0,957	-	0,77
			composto	88,70	0,297	0,767	0,97
			universal	25532,11	0,637	1,617	0,95

No caso das misturas cimentadas, os modelos em função de σ_d e o composto foram os que resultaram em maiores R^2 , enquanto que o modelo em função de σ_3 apresentou baixo R^2 . Apesar de o modelo composto também representar bem o comportamento das misturas, decidiu-se analisar somente os resultados referentes ao modelo em função de σ_d , devido à simplicidade do modelo. Ademais, observa-se que valores de k_2 (referente à σ_3) do modelo composto foram muito baixos, confirmando que o bom ajuste deste modelo está diretamente relacionado com σ_d .

Em todos os casos, os valores de k_1 , k_2 e k_3 são positivos, concluindo que os valores de MR aumentaram conforme o aumento das tensões. Sendo assim, como o modelo em função de σ_d é um modelo simples e que representa satisfatoriamente os valores de MR das misturas estudadas, foram elaborados gráficos para ilustrar o efeito de σ_d na propriedade, indicados na Figura 4.16, contendo: o MR da mistura SA em função de σ_d (a) e o MR das misturas SAC em função de σ_d aos 7 e 28 dias (b e c).

A Figura 4.16a ilustra o efeito do aumento de σ_d no aumento do MR da mistura SA. Já a Figura 4.16b, apresenta o MR das misturas SAC aos 7 dias. Nota-se uma mudança na inclinação das curvas apresentadas, em relação à curva da mistura SA, indicando que a variação no MR das misturas cimentadas em função da tensão desviatória foi maior do que a variação no MR da mistura SA.

Quanto ao efeito do teor de cimento, concluiu-se que o aumento do teor de cimento teve efeito positivo no aumento de MR (Figura 4.16b). Observando as 3 curvas, a maior inclinação se deu aos 5% de cimento, ou seja, a taxa de aumento de MR foi maior com este teor de cimento. No entanto, para σ_d baixas (até 60 kPa), atenção deve ser dada à curva da mistura SAC com 5% de cimento, que exibiu valores menores de MR em relação à mistura SAC com 7% de cimento. Porém, a partir de 60 kPa, os valores de MR da mistura com 5% de cimento superaram os da mistura com 7%. Esse pode ser mais um indicador de que há um teor ótimo, próximo dos 5%, no qual a propriedade é melhor desenvolvida.

Em contrapartida, aos 28 dias, não houve aumento do MR com o aumento do teor de cimento, uma vez que, como ilustrado na Figura 4.16c, as curvas praticamente se sobrepuseram. Ao comparar o efeito do tempo de cura, ou seja, as Figuras 4.15b e 4.15c, observou-se que, de 7 para 28 dias, houve aumento do MR. Ainda mais, é notável o aumento na inclinação das curvas, indicando que a taxa de ganho de MR também aumentou.

(a) SA

(b) SAC – 7 dias

(c) SAC – 28 dias

Figura 4.16 - MR das misturas SA e SAC

A Tabela 4.7 apresenta os resultados dos ensaios de MR triaxial referentes às misturas SA e SAC, bem como os valores médios de MR, de forma a complementar a análise do efeito do tempo de cura e do teor de cimento no MR.

Tabela 4.7 – MR triaxial das misturas SA e SAC em função dos pares de tensão

Tabela 11. - MR médio das misturas SAC em função dos percentuais de cimento										
Sequência	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	SA		SAC					
			0 dias		7 dias			28 dias		
					Teor de cimento (%)					
					3	5	7	3	5	7
					MR (MPa)					
0	103,4	93,1	144	5099	8061	7344	9258	9340	9866	
1	20,7	78,6	65	1833	2263	2869	1885	1943	2004	
2	20,7	37,3	92	2852	3918	4306	3749	3829	3990	
3	20,7	55,9	112	3688	5391	5453	5592	5681	5955	
4	34,5	31,0	84	2536	3386	3866	3123	3198	3323	
5	34,5	62,0	118	3938	5849	5793	6195	6284	6598	
6	34,5	93,1	144	5099	8061	7344	9258	9340	9866	
7	68,9	62,0	118	3946	5864	5804	6215	6304	6619	
8	68,9	124,1	167	6120	10113	8685	12300	12359	13112	
9	68,9	186,1	204	7917	13922	11002	18358	18345	19581	
10	103,4	62,0	118	3938	5849	5793	6195	6284	6598	
11	103,4	93,1	144	5099	8061	7344	9258	9340	9866	
12	103,4	196,1	209	8185	14509	11344	19332	19305	20623	
13	137,9	93,1	144	5099	8061	7344	9258	9340	9866	
14	137,9	124,1	167	6120	10113	8685	12300	12359	13112	
15	137,9	248,2	235	9507	17473	13016	24401	24289	26038	
MR médio			142	5061	8181	7250	9792	9846	10439	

Analisando os valores médios, nota-se o aumento significativo de MR com a adição de cimento Portland e o tempo de cura. A mistura SA apresentou MR médio de 142 MPa, enquanto que a mistura SAC atingiu valores acima de 5.000 MPa, um aumento cerca de 35 vezes. Em relação ao teor de cimento, a mistura de 5% foi a que apresentou maior MR aos 7 dias, confirmando a tendência de este ser o teor de projeto da mistura.

Também houve aumento de MR ao longo do tempo. Em termos médios, o aumento de MR de 7 para 28 dias foi de 93%, 20% e 44%, para as misturas SAC com 3, 5 e 7% de cimento, respectivamente. Desses valores, conclui-se que a mistura SAC com 5% de cimento atingiu, aos 7 dias, 80% do MR aos 28 dias, maior valor dentre as 3 misturas estudadas.

A IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c) recomenda valores de MR para os diversos tipos de misturas utilizadas no projeto de pavimentos. No caso de misturas granulares, o intervalo indicado varia de

150 a 300 MPa. Desta maneira, observa-se que a mistura SA se comporta como um material granular, pois os valores encontrados para MR estão, em sua maioria, dentro deste intervalo.

Para misturas SC, os valores de MR indicados pela IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c) variam de 5.000 a 10.000 MPa. Já para misturas tipo BGTC, os valores de MR estão entre 7.000 e 18.000 MPa. Sendo assim, tendo em vista os resultados obtidos no ensaio, nota-se que os valores de MR das misturas SAC estão próximos aos intervalos indicados para as misturas SC e BGTC, ocupando uma posição intermediária entre os dois tipos de misturas. Em outras palavras, com o aumento de σ_d , a mistura sai de um comportamento semelhante ao de misturas SC e passa a ter um comportamento de misturas tipo BGTC.

Analisando o resultado de MR da mistura SA desta pesquisa, no par de tensões $\sigma_3=68,9$ kPa e $\sigma_d=186,1$ kPa, nota-se que o valor de MR obtido, igual a 204 MPa, está, dentro do intervalo indicado para materiais granulares segundo a IP-DE-P00/001 (DER-SP, 2006c). Este par de tensões também foi utilizado por outros autores, como sendo um par de tensões representativo de um pavimento com baixo volume de tráfego, no qual pode-se utilizar misturas SA como base (GRUBBA, 2009; SOUSA, 2011).

Em relação ao MR das misturas SAC, os valores obtidos são muito maiores do que se observou em outros estudos de misturas cimentadas. Em geral, valores máximos recorrentes atingidos pelas misturas ficaram entre 1.000 e 3.000 MPa (PARENTE *et al.*, 2002; MACEDO, 2004; KAWAHASHI *et al.*, 2010; OLIVEIRA, 2011; BAN e PARK, 2014). Alguns estudos atingiram MR maiores, entre 3.000 e 9.000 (ACHAMPONG *et al.*, 1997; BESSA *et al.*, 2015; SANBONSUGE *et al.*, 2017). Logo, a mistura estudada possui rigidez acima do esperado para uma mistura cimentada com presença de solo. Isso é interessante em termos práticos, uma vez que mostra que a mistura pode ter um bom comportamento frente às grandes solicitações do tráfego, se equiparando a misturas tipo BGTC.

Em relação ao efeito de σ_d nas misturas SAC, concluiu-se que esse resultado está de acordo com Parente *et al.* (2002) e Kawahashi *et al.* (2010), que estudaram misturas cimentadas.

Por outro lado, para Macedo (2004), os valores de MR da mistura SC com solo A6 foram melhor representados pelo modelo em função de σ_d , enquanto que para a mistura SC com solo A-2-4, o modelo em função de σ_3 teve melhor representatividade. Bessa *et al.* (2015) e Sanbonsuge *et al.* (2017) encontraram maior influência de σ_3 , enquanto outros autores ainda concluíram que o MR foi melhor representado pelo modelo composto (OLIVEIRA, 2011; BAN E PARK, 2014).

4.3.5.2. Módulo de resiliência diametral

O ensaio de MR diametral foi realizado na mistura SAC com 5% de cimento Portland, aos 7 dias de cura. Optou-se por realizar o ensaio nesta condição experimental pois este teor de cimento foi o que promoveu melhores resultados de RCS, RTCD e MR triaxial, tendendo a ser o teor ótimo para esta mistura.

As cargas utilizadas para a realização do ensaio foram da ordem de 25% e 30% da RTCD. A Tabela 4.8 apresenta o resultado da aplicação das duas cargas, onde se pode observar que os valores de MR foram da ordem de 15.000 e 17.000 MPa. O aumento de 13% de MR foi decorrente do aumento de 20% da carga de ensaio, no entanto, essa variação pode estar associada à heterogeneidade ou à mudança de eixo do corpo de prova durante os ensaios. Em termos médios, pode-se dizer que o MR da mistura SAC com 5% de cimento foi de 16.352 MPa.

Tabela 4.8 – MR diametral da mistura SAC com 5% de cimento aos 7 dias

Carga (kPa)	MR _T
250	15.255
300	17.450

Bechara *et al.* (2010), trabalhando com duas misturas SC estabilizados com 6% de cimento Portland, encontraram MR diametral da ordem de 2.400 e 5.000 MPa aos 7 dias de cura. Com 28 dias, os valores de MR das misturas atingiram 6.000 e 8.300 MPa. Estes valores estão muito abaixo do observado para a mistura SAC aqui estudada, indicando a influência do esqueleto pétreo na rigidez das misturas.

Baghini *et al.* (2017), avaliaram o MR de uma mistura SAC estabilizada com 4% de cimento Portland e, o valor encontrado foi de, aproximadamente, 8.000 MPa, aos 7 dias. Em períodos maiores (28 e 60 dias), os valores de MR foram superiores a 15.000 MPa. Os valores de MR das misturas SAC são maiores que os das misturas SC. Comparando os valores de MR das misturas SAC, nota-se que, a mistura SAC desta pesquisa atingiu MR igual a 15.000 MPa em 7 dias. Esta constatação é promissora e pode estar relacionada ao maior teor de cimento utilizado ou às características granulométricas particulares da mistura.

4.4. Análise microscópica

A análise microscópica foi feita em amostras dos materiais *in natura* (solo, cimento Portland e pó de pedra) e nas misturas SAC. Foram utilizados o método de MEV/EDS e o ensaio de DRX para estudar, qualitativamente, as fases microestruturais e mineralógicas dos materiais. Os resultados serão discutidos a seguir.

4.4.1. Resultados de MEV

Primeiramente são discutidos os resultados de MEV e EDS dos materiais em seus estados naturais. Esta análise foi feita para entender a composição dos materiais, além de contribuir para a identificação de elementos diferentes nas misturas SAC. A Figura 4.17 mostra as imagens do solo (a), do cimento Portland (b) e do pó de pedra (c), obtidas pelo MEV, com uma magnitude moderada (3.000 vezes), juntamente com o espectro de EDS correspondente, representados pelos gráficos ao lado das imagens.

(a) Solo A-2-6

(b) Cimento Portland CP II-Z-32

(c) Pó de pedra

Figura 4.17 – MEV e EDS (a) do solo natural, (b) do cimento Portland e (c) do pó de pedra

Na Figura 4.17a, referente ao solo, nota-se a presença de carbono (C), oxigênio (O), alumínio (Al) e silício (Si) e traços de ferro (Fe) e titânio (Ti). Na Figura 4.17b, que apresenta o cimento Portland, observa-se um material mais complexo, contendo além de O, C, Al, Fe e Si, cálcio (Ca) magnésio (Mg), enxofre (S) e potássio (K). Já o pó de pedra, indicado na Figura 4.17c, se mostrou tão complexo quanto o cimento, sendo composto por: C, O, Al, Si, Ca e Fe e traços de Na, Mg, K, Ti e fósforo (P). Comparando as três imagens é possível notar a diferença na dimensão das partículas encontradas nos materiais, sendo que o solo apresenta maiores dimensões.

A Tabela 4.9 apresenta a composição atômica do solo natural, do cimento Portland e do pó de pedra, obtida juntamente ao EDS.

Tabela 4.9 – Composição atômica dos materiais: solo natural, do cimento Portland e do pó de pedra

Composição Atômica (%)			
Elemento	Solo	Cimento	Pó de Pedra
C	25,54	18,77	23,83
O	55,72	55,28	49,84
Na	-	-	1,31
Mg	-	1,27	0,72
Al	7,18	2,08	4,26
Si	9,14	6,01	12,52
P	-	-	0,31
S	-	1,19	-
K	-	0,85	0,70
Ca	-	13,59	2,66
Ti	0,33	-	0,53
Fe	2,09	0,97	3,31
Total	100	100	100

Avaliados os materiais isoladamente, procedeu-se a análise das misturas SAC com 5 e 7% de cimento Portland, aos 7 e 28 dias de cura. Isso aconteceu pois, nas misturas com 3% de cimento e nas misturas sem cura, não foi possível constatar alguma diferença na estrutura que indicasse a presença de produtos de hidratação.

As Figuras 4.18 a 4.21 apresentam a imagem e o espectro EDS das misturas SAC. Nesta fase, optou-se pela aquisição de imagens pela técnica de elétrons retroespalhados (BSE), que permite identificar mudança de composição em função da variação de coloração dos materiais. Assim, identificados os pontos de interesse (cores diferentes), foi obtido o espectro EDS para confirmar de que material ou produto se tratava. E, assim como para os materiais *in natura*, as amostras foram cobertas com carbono para não interferir no EDS.

Na Figura 4.18, a imagem apresenta os pontos de interesse enumerados e seus respectivos resultados de EDS.

Figura 4.18 – MEV BSE e EDS da mistura S+A+5%C aos 7 dias

Nos pontos 1 e 2, observando a composição atômica gerada pelo EDS e comparando com a composição atômica dos materiais *in natura*, concluiu-se que são correspondentes ao pó de pedra. Já o ponto 3 apresentou uma composição que indicou ser representativa do solo.

Na Figura 4.19 foram analisados espectro EDS de 4 pontos de interesse. O ponto 1 indica ser representativo do pó de pedra e o ponto 2, do cimento Portland. Os pontos 3 e 4 não apresentam uma textura monolítica, mas de um aglomerado de materiais, com certa porosidade, levando a crer que se trata de uma região contendo algum produto de hidratação.

Figura 4.19 - MEV BSE e EDS da mistura S+A+5%C aos 28 dias

Na Figura 4.20 foram selecionados 3 pontos para análise do EDS. O ponto 1, representado por uma estrutura monolítica, levou a duas conclusões: a primeira é que está relacionada com algum componente do cimento Portland, e a segunda, é que há probabilidade de ser um produto de hidratação, como a portlandita (CH), que possui um formato hexagonal. O ponto 2, sugere a presença de um componente do cimento, devido à sua textura mais uniforme. Já o ponto 3, semelhante aos pontos 3 e 4 da Figura 4.19, apresenta uma textura heterogênea, de um aglomerado, indicando que provavelmente é um produto de hidratação.

Figura 4.20 - MEV BSE e EDS da mistura S+A+7%C aos 7 dias

Finalmente, na Figura 4.21, foram escolhidos 2 pontos para análise de EDS. O primeiro ponto, composto atômicamente por O e Si, indicou que se trata do mineral quartzo. O segundo ponto, já com uma composição atômica diferente, com formato monolítico, sugeriu a presença de pó de pedra, ou alguma fração mais graúda do agregado.

Figura 4.21 - MEV BSE e EDS da mistura S+A+7%C aos 28 dias

Após a análise de composição das misturas, utilizando imagens obtidas com BSE e com cobertura em carbono, foi feita uma análise visual, para buscar componentes que confirmassem a ocorrência de produtos de hidratação. Sendo assim, foram analisadas amostras cobertas com ouro e com auxílio da técnica de elétrons secundários (SE). Essa alteração na cobertura e na forma de obtenção de imagem foi realizada para permitir a visualização da superfície com maiores detalhes, especialmente quando as imagens foram tomadas em grandes magnitudes.

Para avaliar o efeito do teor de cimento e do tempo de cura nas misturas SAC, foram elaboradas as Figuras 4.22 e 4.23, que apresentam as misturas com 5 e 7% de cimento Portland nos períodos de cura de 7 (Figura 4.22) e 28 dias (Figura 4.23). Cada mistura foi apresentada em duas imagens com alta magnificação (10.000 e 20.000 vezes), sendo a imagem da direita um detalhe da imagem da esquerda.

Na Figura 4.22a, referente à mistura com 5% de cimento aos 7 dias de cura, foi possível encontrar um aglomerado de “agulhas”, que representam o CSH. É interessante observar que esses aglomerados estão dispostos na superfície de outros materiais, como solo ou agregado, preenchendo os vazios existentes como observados por Horpibulsuk *et al.* (2010).

Já na Figura 4.22b, referente à mistura com 7% de cimento aos 7 dias de cura, não foi possível encontrar formas que indicassem algum produto de hidratação do cimento. Isso pode ter acontecido devido a heterogeneidade da amostra, ou seja, a ocorrência de hidratação é pontual em função dos baixos teores de cimento utilizados.

a) S+A+5%C - 7d

b) S+A+7%C - 7d

Figura 4.22 – MEV das misturas SAC com 5 e 7% de cimento aos 7 dias de cura

Na Figura 4.23, referente às misturas SAC com 5 e 7% de cimento Portland, aos 28 dias, foi possível confirmar a presença de produtos de cimentação. As imagens evidenciam a ocorrência de agulhas de CSH. Observa-se ainda a ramificação das agulhas, resultante da hidratação do cimento num período de cura mais longo (28 dias), analogamente ao constatado por Horpibulsuk *et al.* (2010)

Em relação ao tempo de cura, ao comparar as Figuras 4.22a e 4.23a, referentes à mistura SAC com de 5% de cimento aos 7 e 28 dias, respectivamente, foi possível observar que aos 28 dias apresentou agulhas de cimentação espalhadas em várias localidades, cobrindo maiores superfícies e, algumas inclusive com maiores dimensões, revelando o desenvolvimento de fases cristalinas.

Figura 4.23 - MEV das misturas SAC com 5 e 7% de cimento Portland aos 28 dias de cura

Em relação à mistura SAC com 7% de cimento, também com 7 e 28 dias (Figuras 4.22b e 4.23b), foi possível notar a diferença de textura das superfícies das amostras. Na Figura 4.25b, observou-se uma superfície “empipocada”, característica do solo laterítico utilizado. Já na Figura 4.26b, esses aglomerados são revestidos pelos produtos de hidratação, que preenchem os vazios, tornando a mistura menos porosa e mais densa, assim como observado por Horpibulsuk *et al.* (2010), Mengue *et al.* (2017) e Latifi *et al.* (2017).

4.4.2. Resultados de DRX

Dando sequência à análise microscópica, são apresentados e discutidos os resultados do ensaio de DRX: primeiramente, os resultados dos materiais isoladamente e, em seguida, das misturas SAC com 3, 5 e 7% de cimento, aos 0, 7 e 28 dias.

A Figura 4.24 apresenta o resultado de DRX realizado nas amostras de solo, cimento Portland e pó de pedra, em seus estados naturais. Para melhor visualização dos gráficos, optou-se por abreviar os nomes de cada componente ou mineral encontrado utilizando simbologias já utilizadas na literatura.

Figura 4.24 - DRX do solo natural, do cimento Portland e do pó de pedra

Para relacionar cada pico apresentado nos gráficos com os respectivos componentes e minerais encontrados em cada amostra de material, foram analisadas as tabelas do COD, que estão no Apêndice E. Além das informações referentes às tabelas COD utilizadas, o Apêndice E apresenta algumas considerações feitas em relação aos componentes do cimento Portland e dos produtos de hidratação encontrados.

No solo (curva preta), foram encontrados minerais como quartzo, mica, caulinita e ilita. No pó de pedra (curva vermelha), foram encontrados peroxênio e plagioclase. No cimento Portland (curva azul) foram encontrados 3 dos principais componentes do cimento: C3S, C2S e C3A, além de periclase, dolomita, calcita, anidrita e gesso. É interessante observar que os minerais e componentes encontrados nas amostras dos 3 materiais estão de acordo com a composição atômica contemplada no EDS.

Após a análise do resultado do ensaio de DRX para os materiais in natura, deu-se sequência à análise das misturas SAC.

A seguir, a Figura 4.25 apresenta o DRX das misturas SAC sem cura. Em geral, observou-se a presença de componentes do solo, do cimento Portland e do pó de pedra, confirmando homogeneização eficiente da mistura.

Figura 4.25 – DRX das misturas SAC sem cura

A Figura 4.26 apresenta a evolução da mistura SA cimento com 5% de cimento Portland, ao longo dos períodos de cura estudados (0, 7 e 28 dias). Aqui, decidiu-se apresentar somente os elementos relacionados ao cimento Portland, tanto os componentes anidros quanto os produtos após a hidratação, para enfatizar a ocorrência das fases cimentantes.

Figura 4.26 – DRX da mistura S+A+5%C com 0, 7 e 28 dias

O que se observa é que de fato a hidratação ocorreu, devido à presença dos picos de CSH a partir de 7 dias de cura. Aos 28 dias, também foram detectados picos de CSH, indicando a continuação das reações de hidratação do cimento. Alguns picos de C₂S e periclase foram encontrados nas misturas com 7 e 28 dias, sugerindo que talvez não tenha havido água suficiente para hidratar todos os componentes, ou que a homogeneização não foi eficiente.

A Figura 4.27 apresenta as misturas SAC, nos 3 teores de cimento Portland avaliados (3, 5 e 7%), após 28 dias de cura. Novamente, foram indicados somente os elementos relacionados ao cimento Portland (anidros e hidratados).

O que se observa é a ocorrência de hidratação do cimento das misturas para todos os teores, confirmado pelo aparecimento de picos de CSH e CH. A presença de produtos de hidratação está associada ao ganho de resistência de misturas cimentadas, por isso, essa constatação corrobora com os resultados obtidos nos ensaios mecânicos. Novamente, observaram-se alguns picos de C₂S e periclase, que, como já dito, pode ser decorrente de água insuficiente ou má homogeneização em algum ponto.

Figura 4.27 – DRX das misturas SAC com 3, 5 e 7% de cimento aos 28 dias

Para finalizar, a Figura 4.28 apresenta todas as misturas SAC , onde se nota, mais uma vez, a formação de novas fases cristalinas (picos novos).

Figura 4.28 – DRX das misturas SAC com 3, 5 e 7% de cimento aos 0 e 28 dias

Concluindo, acredita-se que a análise microscópica de fato contribuiu para a compreensão das misturas SAC, por confirmar a presença de produtos da hidratação, que são responsáveis pelo aumento de resistência da mistura. Aqui, a análise foi feita com relação ao efeito do teor de cimento e do tempo de cura, mas também foi possível observar questões qualitativas relacionadas à composição dos materiais, à preparação da mistura e à presença de vazios.

A avaliação microestrutural mostrou, em seus diversos enfoques, que as misturas SAC com 5 e 7% de cimento exibiram a formação de produtos cimentantes, concordando com os resultados de dosagem e mecânicos. Contudo, foram levantadas questões relativas à (i) heterogeneidade do material, uma vez que não se pode garantir a presença de cimento na amostra coletada, e (ii) quantidade insuficiente de água para a hidratação do cimento, já que foram encontrados compostos anidros em amostras com 28 dias de cura.

5. CONCLUSÕES

5.1. Considerações finais

O objetivo desta pesquisa foi compreender a mistura SAC, observando suas propriedades mecânicas e características microestruturais. Para isso, primeiramente foi feito um estudo de dosagem de misturas SC e, posteriormente, foram analisadas misturas SAC (em diferentes teores de cimento e em diferentes tempos de cura), comparando-as com misturas SA, SC e BGTC encontrados na literatura técnica.

Na determinação das curvas de compactação envolvendo tanto a mistura SA quanto as misturas SAC, observou-se que a adição de cimento provoca um aumento da $\rho_{dm\acute{a}x}$, porém, conforme o aumento do teor de cimento, houve um decréscimo pequeno de $\rho_{dm\acute{a}x}$. A w_{ot} mostrou-se invariante à adição e variação dos teores de cimento. No que se refere à degradação, não foi observada quebra significativa dos grãos, muito provavelmente devido à origem natural do agregado, proveniente de rocha basáltica. Comparando a degradação oriunda do tipo de compactação, concluiu-se que a compactação estática degradou mais o agregado que a compactação Marshall. E, em relação à degradação após ensaio de DP, observou-se acúmulo de degradação, porém de forma pouco significativa.

Em relação à resistência imediata das misturas, observou-se que a adição de cimento provocou aumento das resistências à compressão e à tração. No entanto, o efeito da variação de teor não foi pronunciado, uma vez que as misturas não haviam passado por um período de cura suficiente para a formação de produtos de hidratação do cimento Portland.

Já o efeito da cura mostrou sua importância nas misturas SAC, ao promover grande aumento das resistências à compressão e à tração, de 0 para 7 dias, e com diferenciação em relação aos teores de cimento Portland. De 7 para 28 dias, o aumento de resistência foi menor, justificado pela desaceleração na produção de agentes cimentantes, devido ao consumo da água disponível. O aumento de resistência devido ao aumento do teor de cimento foi observado nos dois períodos de cura (de 0 a 7 e de 7 a 28 dias). Os valores encontrados estão próximos de valores encontrados para misturas tipo BGTC, mostrando a potencialidade da mistura SAC.

Em relação à variação da umidade nas misturas SAC, observou-se que a w_{ot} foi a que levou a melhores resultados, mostrando a importância do controle de umidade durante a compactação, de modo a potencializar as propriedades das misturas, tanto em laboratório, quanto em serviço.

Em se tratando dos resultados de MR, foram analisados os resultados obtidos nos ensaios triaxial e à compressão diametral. Em relação ao ensaio triaxial, observou-se que a mistura SA sofreu influência de ambas as tensões, desvio e confinante, sendo melhor representada pelo modelo composto. Já as misturas SAC, sofreram maior influência de σ_d , característica de materiais ou solos coesivos. Além disso, para baixas tensões os valores de MR obtidos estavam mais próximos de valores usuais de MR de misturas SC, enquanto que para tensões mais altas, a mistura se assemelhou de misturas tipo BGTC, confirmando a potencialidade da mistura SAC frente às outras misturas.

O tempo de cura também teve grande influência na rigidez das misturas pois, com o aumento do tempo de cura houve aumento nos valores de MR. No tocante ao efeito do teor de cimento, foi perceptível aos 7 dias, levando a concluir que as reações de hidratação do cimento ocorrem em maior intensidade neste período. A mistura com 5% de cimento, foi a que apresentou maior eficiência, apresentando maiores ganhos de MR.

Já no ensaio por compressão diametral foi observado valores maiores ($MR_{\text{triaxial}} \sim 9500$ MPa e $MR_{\text{diametral}} \sim 16000$ MPa). Observou-se então, uma diferença entre os resultados. De certa forma, essa diferença é mecanicamente explicada pela diferença entre os ensaios, devido às solicitações geradas (axial e compressão diametral).

As análises microscópicas contribuíram para a compreensão da mistura SAC, evidenciando a alteração na microestrutura a partir da formação de fases dos produtos de hidratação ao longo do tempo de cura.

Em relação à dosagem das misturas SAC e a busca por um teor de projeto, observou-se que o teor de 5% foi o teor ideal para esta mistura (80/20), pois, em todos os ensaios mecânicos realizados houve aumento significativo nos valores das propriedades, enquanto que para valores acima de 5% o crescimento já não foi tão expressivo, indicando que, provavelmente, há ligante em excesso, ou água insuficiente. Porém, vale ressaltar que todos os ensaios foram realizados na umidade ótima de compactação e, que um aumento na quantidade de água, apesar de melhorar a hidratação do cimento, pode não ser interessante em termos de resistência. Por isso, o estudo do efeito da umidade na mistura com 5% de cimento ratificou a hipótese de que este teor, provavelmente, é o teor de projeto dessa mistura.

Ademais, este teor de 5% é muito próximo do teor obtido pela dosagem da mistura SC, levando a sugerir a utilização da norma de SC (método mecânico) para nortear a busca pelo teor de projeto. No entanto, ressalta-se a necessidade do controle e seleção de materiais e um rigoroso controle de

umidade para obter o teor de cimento que irá lograr melhores resultados e prevenir o agravamento de problemas durante a vida útil do pavimento.

5.2. Sugestões para trabalhos futuros

A fim de ampliar o conhecimento sobre o comportamento de misturas SAC e responder algumas questões que surgiram no desenvolvimento desta pesquisa, sugere-se os seguintes temas:

- a) Analisar o comportamento à fadiga da mistura SAC;
- b) Monitorar trechos experimentais que utilizem a mistura SAC como base ou sub-base;
- c) Realizar ensaios de capilaridade e retração para compreender seu efeito na durabilidade da mistura SAC;
- d) Realizar o ensaio de MR das misturas SAC utilizando a nova norma do DNIT para determinação de MR em misturas estabilizadas quimicamente (DNIT ME 181/2018).

REFERÊNCIAS

ACHAMPONG, F. et al. Evaluation of resilient modulus for lime-and cement-stabilized synthetic cohesive soils. **Transportation Research Record**, v. 1589, n. 1, p. 70-75, 1997.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **T 307-99**. Standard Method of Test for Determining the Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials. Washington, 1999.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS – **ASTM. D1241**. Standard Specification for Materials for Soil-Aggregate Subbase, Base, and Surface Courses. Philadelphia. 2000.

ANTUNES, V. et al. A soil-cement formulation for road pavement base and sub base layers: a case study. **Transportation Infrastructure Geotechnology**, v. 4, n. 4, p. 126-141, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND – ABCP. **ET-35**. Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio. 3ª ed. São Paulo. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7182**. Método de ensaio. Solo: Ensaio de compactação. Rio de Janeiro. 2ª ed. 2016.

_____. **NBR 11578**. Cimento Portland composto. Rio de Janeiro. 1991.

_____. **NBR 12023**. Solo-cimento – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro. 2ª ed. 2012.

_____. **NBR 12253**. Solo-cimento – Dosagem para emprego em camada de pavimento – procedimento. 2ª ed. Rio de Janeiro. 2012.

_____. **NBR 12261**. Dosagem de brita graduada tratada com cimento – procedimento. 2ª ed. Rio de Janeiro. 2013.

BAGHINI, M. S. et al. Measuring the effects of styrene butadiene copolymer latex-Portland cement additives on properties of stabilized soil-aggregate base. **International Journal of Pavement Research and Technology**, v. 11, n. 5, p. 458-469, 2017.

BAHAR, R. et al. Performance of compacted cement-stabilised soil. **Cement and Concrete Composites**, v. 26, n. 7, p. 811–820, 2004.

BALBO, J. T. **Estudo das propriedades mecânicas das misturas de brita e cimento e sua aplicação aos pavimentos semi-rígidos**. 181 p. Tese (Doutorado em Engenharia)-Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto, e restauração**. [s.l.] Oficina de Textos, 2007.

BAN, H.; PARK, S. W. Characteristics of modified soil-aggregate system and their application in pavements. **ASCE Journal of Civil Engineering**, v. 18, n. 6, p. 1672–1678, 2014.

BECHARA, M. F. et al. Propriedades mecânicas de misturas solos-cimento com solo laterítico e solo não laterítico. In: XXIV ANPET - Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2010, Salvador. **Anais do Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes**. Rio de Janeiro: 2010. v.1, p. 1- 12.

BESSA, I. S. et al. Laboratory and field evaluation of recycled unbound layers with cement for use in asphalt pavement rehabilitation. **Materials and Structures**, v. 49, n. 7, 2669-2680, 2015.

BERNUCCI, L. B. et al. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. **Rio de Janeiro**, v. 504, 2008.

CERATTI, J. A. P. **Estudo de comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. 314 p. Tese (Doutorado em Engenharia) - COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

CHOOBASTI, A. J.; KUTANAEI, S. S. Microstructure characteristics of cement-stabilized sandy soil using nanosilica. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 9, n. 5, p. 981–988, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM. - DNER. **ME 35/98**. Agregados - determinação da abrasão "Los Angeles". Rio de Janeiro. 1998.

_____.**ME 081/98**. Agregados - determinação da absorção e da densidade do agregado graúdo. Rio de Janeiro. 1998.

_____.**ME 138/94**. Pavimentos flexíveis - Misturas betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro. 1994.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGENS DE SÃO PAULO – DER/SP. **ET-DE-P00/006B**. Sub-base ou base de solo brita. São Paulo. 2006.

_____. **ET-DE-P00/007B**. Sub-base ou base de solo-brita-cimento. São Paulo. 2006.

_____. **IP-DE-P00/001**: Instrução de projeto de pavimentação. São Paulo. 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **ME 134**. Solos - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2010.

_____. **ME 135**. Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2017.

_____. **ME 172**. Solos- Determinação do Índice Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 2016.

_____. **ME 181**. Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada - determinação da resistência à tração por compressão diametral - Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1994.

DOBISZEWSKA, M. et al. Effect of basalt powder addition on properties of mortar. In: **MATEC Web of Conferences**. EDP Sciences, v. 262, p. 06002, 2019.

DUNCAN, J.M., CHANG, C. Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v.96, n. SM5, p. 1629- 1653, 1970

FURLAN, A. P. et al. Shear strength performance of marine sediments stabilized using cement, lime and fly ash. **Construction and Building Materials**, v. 184, p. 454-463, 2018.

GRUBBA, D.C.R.P. **Estudo do comportamento mecânico de um agregado reciclado de concreto para utilização em construção rodoviária**. 138p. Dissertação (Mestrado) Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2009.

GRUBBS, F.E. Procedures for detecting outlying observations in samples. **Technometrics**. v. 11. p 1-21. Washington, US: American Statistical Association, 1969.

HORPIBULSUK, S. et al. Analysis of strength development in cement-stabilized silty clay from microstructural considerations. **Construction and building materials**, v. 24, n. 10, p. 2011–2021, 2010.

KAKUDA, F. M. **Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico**. 290 p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

KAWAHASHI, J. et al. Estabilização de solos siltosos expansivos de São Paulo com ligantes com elevado teor de escória para pavimentação. **Transportes**, v. 18, n. 2, p. 5-16. 2010.

LEITE, F.D.C. et al. Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements. **Construction and Building Materials**, v.25, n.6, p.2972–2979. 2011.

LATIFI, N. et al. Tropical residual soil stabilization: A powder form material for increasing soil strength. **Construction and Building Materials**, v. 147, p. 827–836. 2017.

MACEDO, M. M. **Solos modificados com cimento – efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. 289p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

MENGUE, E. et al.. Physicochemical and consolidation properties of compacted lateritic soil treated with cement. **Soils and Foundations**, v. 57, n. 1, p. 60-79. 2017.

NASCIMENTO, R. S, ALBUQUERQUE, F. S. Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE. **Transportes**, v. 26, n. 1, p. 157-171. 2018.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. 1 ed. São Paulo: Villibor, 1995.

OLIVEIRA, R. F. V. **Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. 148 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2011.

ORIOLO, M. A. **Estudo do uso do agregado reciclado de resíduos de construção e demolição em misturas solo-agregado**. 91 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2018.

PARENTE, E. B. et al. Avaliação do comportamento mecânico de um solo laterítico e de outro não laterítico estabilizados com cimento. In: XVI ANPET - Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, 2002, Natal. **Anais do Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes**. Rio de Janeiro: 2002. v.1, p. 95-107.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito**. 119 p. (Dissertação – Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

SANBONSUGE, K. et al. Efeito da umidade inicial e do tempo de cura nas propriedades mecânicas de misturas solo-cimento. **Transportes**, v. 25, n. 4, p. 68, 2017.

SILVA, M. F. **Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e m solo não laterítico**. 118 p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Unversidade de São Paulo, São Carlos, 2016.

SOLANKI, P.; ZAMAN, M.. Microstructural and mineralogical characterization of clay stabilized using calcium-based stabilizers. In: **Scanning electron microscopy**. IntechOpen, 2012.

SOUSA, W. F. **Estudo sobre a aplicação de agregado reciclado de concreto em construção de pavimentos**. 122 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.

SOUZA, M. L. Método de projeto de pavimentos flexíveis. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro, 1981.

SOUZA JUNIOR, J. D. **O efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará**. 211 p. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Ceará. 2005.

WERKMEISTER, S et al. Permanent deformation behavior of granular material and the Shakedown concept. **Transportation Research Record**, n.1757, p.75-82, 2001.

APÊNDICE A

A deformação permanente (DP) é um dos principais processos de deterioração dos pavimentos flexíveis. O processo é resultante da aplicação repetida das cargas que, a cada aplicação da carga irão gerar uma deformação plástica residual que, de forma cumulativa, contribuirá para a manifestação da DP no pavimento, observada na superfície pelo afundamento na trilha de rodas. Apesar de observada na superfície, pode ocorrer em qualquer camada do pavimento e apresentar intensidades distintas em cada uma das camadas.

A DP é comumente analisada através de ensaios triaxiais cíclicos. O ensaio consiste em medir a DP da mistura sob um estado de tensões e um número de aplicações de carga definidos.

Kakuda (2010), Sousa (2011), Ribeiro (2013) e Silva (2016) estudaram o comportamento de seus materiais frente à DP. A Tabela A.1 apresenta alguns valores encontrados pelos autores.

Tabela A.1 – Relação de estudos sobre DP

Autor	Material	Variação	DP (mm/mm)
Kakuda (2010)	Solo para subleito: A-4 (NS') Mistura SA contendo solo: A-2-6 (LA')	Com e sem presença de geogrelha Variação da umidade do subleito	$1,5 \times 10^{-3} - 2,9 \times 10^{-3}$
Sousa (2011)	Misturas solo-ARC e ARC puro	Estado de tensões Tempo de cura Variação do material	$1,2 \times 10^{-3} - 2,6 \times 10^{-3}$
Ribeiro (2013)	Solo A-2-4 (LA')	Estado de tensões Variação da umidade	$0,5 \times 10^{-3} - 2,2 \times 10^{-3}$
Silva (2016)	Mistura solo-cal com dois solos: LG' e NG' (ambos A-7-5)	Com e sem cal Tempo de cura Variação do material	$0,3 \times 10^{-5} - 2,6 \times 10^{-5}$

A variação da deformação foi causada pelas peculiaridades de cada condição experimental. Alguns estudos envolveram variação da umidade, outros de tensões aplicadas, e outros de mudança da natureza ou da graduação do material. Apresentaram-se os valores mínimos e máximos atingidos pelos autores, para se ter uma ordem de grandeza da deformação permanente.

Vale ressaltar a influência da natureza do agregado na DP, potencializada pela quebra dos agregados durante o ensaio (representando a degradação por efeito do tráfego), ou seja, materiais mais resistentes tendem a suportar melhor os esforços. Logo, o controle de qualidade e a exigência de

materiais resistentes e duráveis são também preponderantes para o bom desempenho das misturas em serviço. Sem isso, mesmo em materiais cimentados, pode-se potencializar o surgimento de mecanismos de deterioração intrínsecos a materiais granulares, como é o caso da DP.

O ensaio de deformação permanente foi realizado no mesmo equipamento utilizado para determinação de MR, utilizando o mesmo programa de aquisição de dados. Os LVDTs também foram dispostos no terço médio do corpo de prova e mediram a deformação plástica acumulada no corpo de prova a cada aplicação de carga, além da deformação elástica e do MR.

O par de tensões utilizado para realização do ensaio foi escolhido dentre os 15 pares de tensões utilizados no ensaio de MR. A escolha se deu em função do programa geral de estudo de misturas estabilizadas com solo e agregado, com ou sem ligante hidráulico. Desta forma, o par de tensões utilizado foi o $\sigma_3=68,9$ kPa e $\sigma_d=186,1$ kPa.

O número de repetições foi 500 para a fase de acomodação, que permitiu eliminar grandes deformações, seguido de 150.000 repetições. Igualmente ao ensaio de MR, a duração da aplicação de carga foi de 1s, sendo 0,1s de carregamento e 0,9s de recuperação.

Foi realizado o ensaio de DP das misturas SA e SAC com 5% de cimento aos 7 dias. A Figura A.1 apresenta as curvas de deformação acumulada *versus* o número de aplicação de carga.

Figura A.0.1 - Deformação acumulada das misturas SA e SAC

A mistura SA apresentou deformação acumulada total da ordem de 7×10^{-3} mm/mm, enquanto que para a mistura SAC não foi observado acúmulo de deformação.

Uma das razões para o comportamento da mistura SAC pode ser atribuído ao par de tensões escolhido para o ensaio, que remete a tensões atuantes em rodovias com baixo volume de tráfego. No caso da mistura SAC, é aconselhado realizar ensaios de DP com um estado de tensões compatível a tráfegos mais importantes (pesado a muito pesado), que reflita situações as quais a mistura está submetida em campo. No entanto, como já mencionado, buscou-se utilizar o mesmo par de tensões utilizado para a mistura SA para comparar com outras pesquisas com SA e SAC. Também, a instrumentação do ensaio de MR, particularmente, os LVDT, podem não ter sensibilidade adequada para a leitura de deslocamentos em mistura cimentada.

A partir dos ensaios de DP, é possível entender o processo de deformação. A Figura A.2 apresenta as curvas de deformação plástica (ϵ_p) *versus* o índice de deformação plástica (ϵ_p/N) das misturas analisadas, baseada na teoria do *Shakedown* (WERKMEISTER *et al.*, 2001).

Figura A.2 – *Shakedown* das misturas SA e SAC

Além das curvas representativas de cada mistura, estão indicadas na Figura 4.17 as regiões A, B e C, que representam as regiões de *Shakedown* elástico, plástico e de ruptura, respectivamente. O que se observa é que a mistura SAC está contida na região A, referente ao *Shakedown* elástico. Esta região é caracterizada por baixíssimas deformações plásticas ($< 2 \times 10^{-3}$), e índice de deformação

plástica em torno de 10^{-5} , aparecendo no gráfico praticamente paralelo ao eixo das ordenadas, deixando claro que não houve deformação.

Já a mistura SA está contida nas regiões B e C, referente ao *Shakedown* plástico. Essa região é caracterizada por deformações plásticas entre 4 e 7×10^{-3} , com a curva se distanciando do eixo das ordenadas, e por um índice de deformação plástica da ordem de 10^{-4} .

O programa de aquisição de dados permite calcular o MR ao longo do ensaio de DP. A Figura A.3 apresenta os valores de MR das misturas no início e no fim do ensaio. Nota-se que ambas as misturas exibiram aumento do MR ao longo do ensaio, sendo este efeito mais proeminente na mistura SA, cujo MR inicial foi 309 MPa e o MR final, 2.086 MPa, um aumento de aproximadamente 7 vezes. Isso indica que o acúmulo de DP contribuiu para o aumento na rigidez, como consequência da acomodação dos materiais.

Figura A.3 – Variação do módulo de resiliência das misturas SA e SAC ao longo do ensaio de deformação permanente

No caso da mistura SAC, o MR aumentou de 5.116 para 8.427 MPa ($\sim 60\%$). Apesar de não ser pertinente relacionar o aumento de MR com a deformação pois não foi registrado acúmulo de deformação ao longo do tempo, vale lembrar da provável influência da instrumentação do ensaio e o comprometimento dos resultados. Assim sendo, pode ter havido certa acomodação, que levaria a um aumento do MR, mas que não foi observada.

APÊNDICE B

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)

Tabela B.1 – Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SA

Corpo de prova	Compactação	RCS (MPa)	RCS médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RCS definitivo (MPa)
98	Estática	0,096	0,105	0,02	0,559	0,096
99		0,122			1,155	
100		0,096			0,596	

Tabela B.2 – Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 0 dias de cura

Corpo de prova	Compactação	Teor Cimento (%)	RCS (MPa)	RCS médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RCS definitivo (MPa)
115	Estática	3%	0,18	0,17	0,02	0,51	0,17
116	Estática		0,19			0,64	
117	Estática		0,15			1,15	
118	Estática	5%	0,23	0,21	0,03	0,85	0,21
119	Estática		0,18			1,10	
120	Estática		0,22			0,26	
121	Estática	7%	0,24	0,21	0,03	1,10	0,21
122	Estática		0,20			0,26	
123	Estática		0,18			0,85	

Tabela B.3 - Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 7 dias de cura

Corpo de prova	Compactação	Teor Cimento (%)	RCS (MPa)	RCS médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RCS definitivo (MPa)
71	Estática	3%	2,62	2,80	0,35	0,50	2,80
72	Estática		3,21			1,15	
73	Estática		2,57			0,65	
74	Estática	5%	5,10	5,11	0,34	0,03	5,11
75	Estática		5,46			1,02	
76	Estática		4,77			0,98	
77	Estática	7%	8,10	7,16	1,04	0,90	7,16
78	Estática		6,23			0,90	
79	Estática		7,96			0,77	

Tabela B.4 - Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 28 dias de cura

Corpo de prova	Compactação	Teor Cimento (%)	RCS (MPa)	RCS médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RCS definitivo (MPa)
59	Estática		3,36			1,15	
60	Estática	3%	3,62	3,55	0,16	0,46	3,55
61	Estática		3,65			0,69	
62	Estática		5,98			0,92	
63	Estática	5%	6,71	6,32	0,37	1,06	6,32
64	Estática		6,26			0,14	
65	Estática		7,92			0,22	
66	Estática	7%	8,22	7,81	0,47	0,87	7,81
67	Estática		7,30			1,09	

APÊNDICE C

RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (RTCD)

Tabela C.1 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SA

Compactação	RTCD (MPa)	RTCD médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RTCD definitivo (MPa)
Marshall	0,009			1,154	
Marshall	0,013	0,011	0,002	0,540	0,013
Marshall	0,013			0,614	

Tabela C.2 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SAC aos 0 dias de cura

Corpo de prova	Compactação	Teor Cimento (%)	RTCD (MPa)	RTCD médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RTCD definitivo (MPa)
83	Marshall		0,032			0,53	
84	Marshall	3%	0,038	0,034	0,003	1,15	0,032
85	Marshall		0,032			0,62	
86	Marshall		0,029			0,10	
87	Marshall	5%	0,024	0,030	0,006	0,95	0,030
88	Marshall		0,036			1,04	
89	Marshall		0,032			1,01	
90	Marshall	7%	0,037	0,034	0,003	0,99	0,034
91	Marshall		0,034			0,01	

Tabela C.3 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SAC aos 7 dias de cura

Corpo de prova	Compactação	Teor Cimento (%)	RTCD (MPa)	RTCD médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RTCD definitivo (MPa)
47	Marshall		0,661			0,34	
48	Marshall	3%	0,649	0,658	0,008	1,12	0,658
49	Marshall		0,665			0,79	
53	Marshall		0,913			1,06	
54	Marshall	5%	1,046	1,032	0,113	0,13	1,032
55	Marshall		1,137			0,93	
68	Marshall		1,704			1,05	
69	Marshall	7%	1,557	1,626	0,074	0,94	1,626
70	Marshall		1,618			0,12	

Tabela C.4 - Teste de Grubbs para valores de RTCD de misturas SAC aos 28 dias de cura

Corpo de prova	Compactação	Teor Cimento (%)	RTCD (MPa)	RTCD médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RTCD definitivo (MPa)
50	Marshall		0,782			0,39	
51	Marshall	3%	0,576	0,730	0,136	1,14	0,730
52	Marshall		0,831			0,75	
56	Marshall		1,299			0,28	
57	Marshall	5%	1,377	1,260	0,141	0,83	1,260
58	Marshall		1,104			1,11	
80	Marshall		2,258			1,15	
81	Marshall	7%	1,479	1,721	0,466	0,52	1,721
82	Marshall		1,426			0,63	

APÊNDICE D

RELAÇÃO PRENSA/MARSHALL

A comparação entre os métodos de moldagem foi realizada na condição experimental de 5% de cimento Portland aos 28 dias de cura, utilizando 3 réplicas para cada método de moldagem (prensa estática e compactador Marshall). A Tabela D.1 apresenta a relação obtida.

Tabela D.1 – Relação entre compactação estática pela prensa hidráulica e compactação dinâmica pelo compactador Marshall

Compactação	Cura (dias)	Teor de Cimento (%)	RCS (MPa)	Relação Prensa/Marshall
Prensa	28	5%	0,783	0,62
Marshall	28	5%	1,260	

A relação encontrada foi aplicada para todas as condições experimentais, ou seja, utilizou-se esta relação também para os teores de 3 e 7% e aos 0 e 28 dias de cura.

APÊNDICE E

MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Tabela E.1 – Modelos para módulo de resiliência da mistura SA

Modelo	k1	k2	k3	R ²
$f(\sigma_d)$	15,10	0,498	-	0,96
$f(\sigma_3)$	26,75	-	0,418	0,82
composto	15,23	0,148	0,36	1,00
universal	799,34	0,262	0,81	0,99

Tabela E.2 – Modelos para módulo de resiliência das misturas SAC aos 7 dias de cura

Teor de cimento (%)	Modelo	7 dias			R ²
		k1	k2	k3	
3	$f(\sigma_d)$	286,16	0,635	-	0,94
	$f(\sigma_3)$	1167,09	-	0,349	0,32
	composto	285,64	0,001	0,635	0,94
	universal	22625,67	0,090	1,770	0,89
5	$f(\sigma_d)$	225,48	0,789	-	0,95
	$f(\sigma_3)$	463,78	-	0,675	0,68
	composto	195,19	0,168	0,665	0,97
	universal	27429,96	0,477	1,333	0,92
7	$f(\sigma_d)$	521,04	0,584	-	0,92
	$f(\sigma_3)$	762,17	-	0,530	0,64
	composto	497,53	0,054	0,544	0,93
	universal	31851,67	0,271	1,264	0,87

Tabela E.3 - Modelos para módulo de resiliência das misturas SAC aos 28 dias de cura

Teor de cimento (%)	Modelo	28 dias			
		k1	k2	k3	R ²
3	f(σ_d)	112,51	0,975	-	0,96
	f(σ_3)	341,97	-	0,773	0,53
	composto	109,28	0,025	0,96	0,96
	universal	22641,03	0,408	2,29	0,88
5	f(σ_d)	104,86	0,988	-	0,97
	f(σ_3)	385,66	-	0,706	0,55
	composto	104,49	0,005	0,985	0,97
	universal	20688,37	0,259	2,980	0,93
7	f(σ_d)	111,04	0,990	-	0,95
	f(σ_3)	175,59	-	0,957	0,77
	composto	88,70	0,297	0,767	0,97
	universal	25532,11	0,637	1,617	0,95

APÊNDICE F

TABELAS COD

Na Tabela F.1, a primeira coluna apresenta o número COD, referente ao componente ou mineral encontrado. A segunda coluna apresenta a fórmula do composto, a terceira apresenta o nome usual e a quarta coluna apresenta a sigla utilizada.

Tabela F.1 – Apresentação dos compostos investigados na DRX

COD	FÓRMULA	NOME	SIGLA
9013732	Al ₂ H ₂ K O ₁₂ Si ₄	Ilita	I
1011045	Al ₂ H ₄ O ₉ Si ₂	Caulinita	C
9009666	O ₂ Si	Quartzo	Q
9000819	F ₂ Fe _{0.688} K Li _{0.225} Mg _{2.664} Na _{0.111} O ₁₀ Si _{3.312}	Mica	M
1000053	Mg O	Periclase	Per
9016125	Ca ₃ O ₅ Si	Alita	C ₃ S
2103316	Ca ₂ O ₄ Si	Belita	C ₂ S
9012789	Ca ₂ O ₄ Si	Larnita	C ₂ S
9014595	Ca ₂ O ₄ Si	Calcio-olivina	C ₂ S
9012794	Ca ₂ O ₄ Si	Larnita	C ₂ S
1010981	Ca H ₄ O ₆ S	Gesso	Gyp
9000965	C Ca O ₃	Calcita	Cc
1200014	Ca Mg O ₆	Dolomita	Dol
5000040	Ca O ₄ S	Anidrita	Anh
9014359	Al ₂ Ca ₃ O ₆	Tricalcio aluminato	C ₃ A
9005447	Ca _{2.5} H O ₉ Si ₃	Tobermorita	CSH
9015084	Al ₂ Ca ₆ H ₆₄ O ₅₀ S ₃	Etringita	Et
9009098	Ca H ₂ O ₂	Portlandita	CH
	Na Al Si ₃ O ₈	Perioclase	Pl
	Ca Al ₂ Si ₂ O ₈		
	Ca ₂ Si ₂ O ₆	Peroxênio	Px
	Mg Ca ₂ Si ₂ O ₆		
	Fe Ca ₂ Si ₂ O ₆		
	Mg ₂ Ca ₂ Si ₂ O ₆		
	Fe ₂ Ca ₂ Si ₂ O ₆		
	Mg Fe Ca ₂ Si ₂ O ₆		

É importante ressaltar algumas considerações que foram feitas. Os componentes C2S e C3S, dois dos principais componentes do cimento Portland, são polimorfos, ou seja, podem aparecer numa mesma fase de formas diferentes. No caso do C3S presente no clínquer, como há adição de outros elementos, é denominado alita. Para este componente somente uma tabela do COD foi encontrada, sendo, portanto, a única utilizada.

O C2S também apresenta polimorfos, recebendo nomes diferentes para cada polimorfo. No clínquer, o C2S mais comum é chamado de belita. Foram encontradas 4 tabelas no COD referentes ao composto $\text{Ca}_2\text{O}_4\text{Si}$. A maioria dos picos observados de fato correspondiam à tabela COD da belita, porém, alguns picos se aproximaram mais de outros polimorfos do C2S. Sendo assim, como nesta pesquisa a intenção maior é apenas confirmar a presença dos componentes, decidiu-se utilizar a mesma sigla para todos os polimorfos do C2S.

Quando os silicatos são hidratados dão origem aos silicatos de cálcio hidratados (CSH) e a cal hidratada (CH), como já mencionando anteriormente no capítulo de revisão bibliográfica. A cal hidratada é também chamada de portlandita. Foi encontrada uma tabela para a portlandita no COD e, portanto, foi a única utilizada. Decidiu-se utilizar a sigla CH para representar a portlandita, para facilitar a constatação de produtos da hidratação nas misturas SAC.

Já o CSH, como é produto de hidratação de diferentes silicatos de cálcio, apresenta diferentes formas estruturais, recebendo, portanto, diferentes nomenclaturas. Decidiu-se utilizar apenas a sigla CSH para representar sua ocorrência. Uma das estruturas recorrentes na hidratação do cimento Portland é a tobermorita. Apenas a tabela referente à tobermorita foi encontrada no COD, e, portanto, foi a única utilizada para buscar a ocorrência de CSH. Sendo assim, decidiu-se utilizar a sigla CSH para indicar os picos referentes aos silicatos hidratados nas misturas SAC.

APÊNDICE G

EFEITO DA UMIDADE NA RCS

Tabela G.1 - Teste de Grubbs para valores de RCS de misturas SAC aos 7 dias de cura variando a umidade

Corpo de prova	Cura (dias)	Teor Cimento (%)	Umidade (%)	RCS (MPa)	RCS médio (MPa)	Desvio Padrão	G	RCS definitivo (MPa)
148	7d	5%	5,2	4,43	4,45	0,05	0,40	4,45
149				4,51			1,14	
151				4,41			0,74	
152			7,2	3,77	4,21	0,39	1,11	4,21
153				4,33			0,29	
154				4,54			0,82	