

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

Ana Helena Back

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS
CIMENTADAS DO TIPO BGTC UTILIZANDO DUAS ROCHAS
EXTRUSIVAS REPRESENTATIVAS DO ESTADO DO RS**

TESE DE DOUTORADO

**Santa Maria, RS, Brasil
2022**

Ana Helena Back

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS
CIMENTADAS DO TIPO BGTC UTILIZANDO DUAS ROCHAS
EXTRUSIVAS REPRESENTATIVAS DO ESTADO DO RS**

Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), com requisito parcial para obtenção do grau de **Doutora em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientadora: Profa. Dra. Tatiana Cureau Cervo

Santa Maria, RS, Brasil
2022

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Finance Code 001

Back, Ana Helena
ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS
CIMENTADAS DO TIPO BGTC UTILIZANDO DUAS ROCHAS
EXTRUSIVAS REPRESENTATIVAS DO ESTADO DO RS / Ana Helena
Back.- 2022.
275 p.; 30 cm

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientadora: Tatiana Cureau Cervo
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2022

1. BGTC 2. Trincamento por Fadiga 3. Desempenho
Mecânico I. Pinheiro, Rinaldo José Barbosa II. Cervo,
Tatiana Cureau III. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Declaro, ANA HELENA BACK, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Tese) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

Ana Helena Back

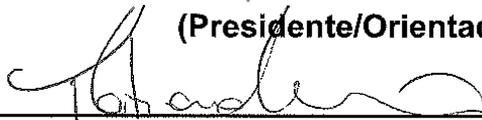
**ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS
CIMENTADAS DO TIPO BGTC UTILIZANDO DUAS ROCHAS
EXTRUSIVAS REPRESENTATIVAS DO ESTADO DO RS**

Tese apresentada ao Curso de
Doutorado do Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM), com requisito parcial para
obtenção do grau de **Doutora em
Engenharia Civil.**

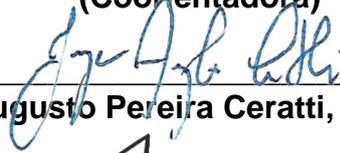
Aprovada em 22 de fevereiro de 2022:



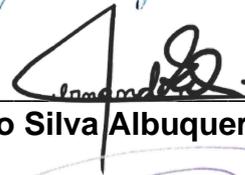
**Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)**



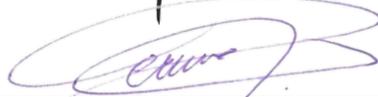
**Tatiana Cureau Cervo, Dra. (UFSM)
(Coorientadora)**



Jorge Augusto Pereira Ceratti, Dr. (UFRGS)



Fernando Silva Albuquerque, Dr. (UFS)



Deividi da Silva Pereira, Dr. (UFSM)



Magnos Baroni, Dr. (UFSM)

**Santa Maria, RS, Brasil
2022**

Dizem que antes do rio entrar no mar, ele treme de medo. Olha para trás, para toda jornada que percorreu, para os cumes, as montanhas, para o longo caminho sinuoso que trilhou através de florestas e povoados e vê à sua frente um oceano tão vasto, que entrar nele nada mais é do que desaparecer para sempre. Mas não há outra maneira. O rio não pode voltar. Ninguém pode voltar. O rio precisa aceitar sua natureza e entrar no oceano. Somente ao entrar no oceano o medo irá se diluir, porque apenas então o rio saberá que não se trata de desaparecer no oceano, mas de se tornar o oceano.

Khalil Gibran

AGRADECIMENTOS

Expresso meus agradecimentos e gratidão aos seguintes:

À Universidade Federal de Santa Maria que possibilitou minha capacitação e qualificação pessoal e profissional no decorrer desses últimos 11 anos.

À CAPES pelo suporte financeiro por meio de bolsa de estudo presente ao longo de toda minha caminhada na pós-graduação.

À banca examinadora composta pelos Professores: Dr. Jorge Augusto Ceratti, Dr. Fernando Silva Albuquerque, Dr. Deividi da Silva Pereira e Dr. Magnos Baroni. Obrigada pelo tempo disponibilizado e pelas considerações sugeridas ao trabalho.

Ao meu orientador de graduação e pós graduação Prof. Dr. Rinaldo Pinheiro que acreditou no meu potencial e possibilitou a passagem direta do mestrado ao doutorado, me proporcionando novamente uma oportunidade de ensino. A minha coorientadora Profa. Dra. Tatiana Cervo, imprescindível para o efetivo desenvolvimento da pesquisa, sempre muito disponível e solícita para questionamentos, obrigada por aceitar esse desafio conosco.

Aos demais professores da UFSM e/ou membros do GEPPASV: Profa. Dra. Andréa Nummer, Prof. Dr. Deividi Pereira, Prof. Dr. Magnos Baroni, Prof. Dr. Luciano Specht, Silvio Schuster, Cléber Faccin, Gabriela dos Santos, Marcos Rodrigues, Évelyn Paniz, Chaveli Brondani e Pablo Vestena.

Aos funcionários e ex-funcionários do GEPPASV/UFSM/LMCC: Eduardo Druzian, Fernando Boeira, Diego Saccol, William Rossi, José Pedro Marquezan, Alison Veras, Fernando Zucchi e Luciane Iop, agradeço imensamente pelos conselhos, coletas em campo, orientações, auxílios e pela disponibilidade de tempo e paciência.

Aos membros e ex-membros do GEOMA: Amanda Sagrilo, Angelo Magno, Haline Ceccato, Paula Pascoal, Juliana Scapin, Thaís Aquino, Patricia Falcão, Régis Pinheiro, Gabriéli Chirello e Leonardo Briozolla, que toda manhã me recebiam com sorrisos alegres no rosto, uma piada de mau gosto e um cafezinho passado.

Aos alunos de iniciação científica do curso de graduação em Engenharia Civil, bom como os demais voluntários: Gabriel Wegener, Mainara Callegaro, Álvaro Carloto, Talis Mendes, Christopher Schneider, Pedro Meurer, Pedro Ilha e Gabriel Massariol, agradeço eternamente pelas horas disponibilizadas para peneiramento de agregados.

Aos meus queridos amigos do peito Amanda Sagrilo, Angelo Magno, Paola Costa Beber, Giovanna Klein, Haline Ceccato, Jéssica Venturini, Eduardo Renz, Gustavo Abbad, Paula Pascoal e Juliana Scapin, obrigada por estarem presente ao longo dessa caminhada, ela foi mais fácil com vocês ao meu lado.

A minha família Maria Dolores Back, Mauro Pedro Back, Marina Back, Daniela Back Kich, Lara Back Kich, Rafael Kich e Lucia Maria Gassen, agradeço por existirem, por estarem ao meu lado, por serem minha fonte segura, por lapidarem meu caráter, por aceitarem minhas escolhas e por me tornarem quem eu sou.

Deixo por fim o agradecimento que quero eternizar, ao meu companheiro desses últimos 9 anos, companheiro de profissão, companheiro de pós graduação, exemplo de profissional, sem o qual essa tese jamais teria atingido a qualidade que atingiu, obrigada por tudo Lucas Dotto Bueno.

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

O presente trabalho foi realizado com ao apoio da Rede de Tecnologia em Asfalto ANP – Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis/PETROBRAS, Brasil.

RESUMO

ESTUDO DO COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS CIMENTADAS DO TIPO BGTC UTILIZANDO DUAS ROCHAS EXTRUSIVAS REPRESENTATIVAS DO ESTADO DO RS

AUTORA: Ma. ANA HELENA BACK
ORIENTADOR: Dr. RINALDO JOSÉ BARBOSA PINHEIRO
COORDINADORA: Dra. TATIANA CUREAU CERVO

A densificação do setor rodoviário torna necessária a habilitação de estruturas detentoras de maior capacidade estrutural, de forma que uma das técnicas desenvolvidas consiste na inserção de camadas cimentadas. Acerca da utilização de BGTC como uma alternativa de material cimentado, a academia e o estado da prática evidenciam certas limitações referente ao seu processo de ruptura quase frágil por fadiga, promovendo dano acelerado à estrutura do pavimento, todavia, são escassas as produções acadêmicas que visam elucidar o comportamento desses materiais frente ao principal mecanismo de ruptura. Dessa forma, a presente pesquisa objetiva o estudo do comportamento à fadiga por compressão diametral sob tensão controlada de quatro misturas do tipo BGTC visando o desenvolvimento de seus modelos de fadiga. De forma complementar, foram realizados ensaios laboratoriais visando determinação das propriedades de resistência (RCS, RTCD, RTF), rigidez (MR e ME), bem como obtenção dos indicadores de desempenho (Índice de Tenacidade e Energia de Fratura) mediante *software* adaptado ao ensaio de RTCD. A adoção dos materiais para composição das BGTC ocorreu em função da expressiva representatividade dos mesmos no âmbito do estado do RS, de forma que as misturas foram compostas por duas rochas ígneas extrusivas (Basalto e Riodacito), cimento Portland Pozolânico CP IV 32-RS, teores de cimento de 3,5% e 5,5%, idades de cura de 28, 91 e 120 dias e distribuição granulométrica Faixa “B” (NBR 11803/2013). Análises de associação significativa foram realizadas entre os ensaios laboratoriais e os parâmetros adotados (teor de cimento, idade de cura e tipos de rocha), em adição, utilizou-se o *software* MeDiNa para desenvolver uma análise mecanicista avaliando diferentes configurações de pavimentos semirrígidos e semirrígidos invertidos em substituição às camadas puramente granulares de um pavimento flexível tomado como referência. A partir dos resultados obtidos em acordo com o delinear metodológico identificou-se que: a) o incremento no teor de cimento e na idade de cura promoveu melhora nos parâmetros de resistência e rigidez para todos os ensaios analisados; b) As características de origem dos materiais rochosos refletiram nos parâmetros das BGTC, todavia, ser detentora de maior densidade não foi garantia absoluta de melhor desempenho mecânico; c) A respeito da análise mecanicista, conclui-se que misturas cimentadas com maior teor de cimento são efetivas tanto para uso em camada de base quanto em sub-base, desde que as camadas cimentadas não sejam delgadas; d) Identifica-se uma linha tênue entre gastos e desempenho laboratorial, não somente ao ensaio de RCS, que embora ostente relevante notoriedade como parâmetro de dosagem, exibe limitação para avaliação do principal modo de ruptura de tais materiais, o trincamento por fadiga.

Palavras-chave: BGTC; Trincamento por Fadiga; Desempenho Mecânico.

ABSTRACT

FATIGUE BEHAVIOR STUDY OF CEMENT TREATED CRUSHED STONES USING TWO REPRESENTATIVE EXTRUSIVE ROCKS OF RS STATE

AUTHOR: Ma. ANA HELENA BACK
SUPERVISOR: Dr. RINALDO JOSÉ BARBOSA PINHEIRO
JOINT SUPERVISOR: Dra. TATIANA CUREAU CERVO

The densification of the road sector makes it necessary to enable structures with higher structural capacity, one of the developed technics is the insertion of cemented layers. Regarding the use of cement treated crushed stones as an alternative for cemented material, the state of art and the state of practice point out certain limitations regarding to the fragile rupture process due fatigue, promoting accelerated damage to pavement structures, however, there are few academic productions that aim to elucidate the behavior of these materials towards the main rupture mechanism. Thus, this research aims to study the fatigue behavior by indirect tensile test method of four cement treated crushed stones mixtures, aiming the development of their fatigue models. In addition, laboratory tests were carried out to determine the strength properties (Axial, Flexural, ITS), stiffness (RM and EM), as well as performance indicators (toughness index and fracture energy), using software adapted to the ITS test. The selection of materials for the cement treated crushed stones composition occurred due the expressive representativeness within the state of RS, so that the mixtures were compounded by two igneous extrusive rocks (basalt and rhyodacite), Portland Pozzolanic cement CP IV 32-RS, cement contents of 3,5% and 5,5%, curing ages of 28, 91 and 120 days and "B" grain size distribution (NBR 11803/2003). Analyzes of significant association were performed between the laboratory tests and the adopted parameters (cement content, curing age and rock types), in addition, the software MeDiNa was used to develop a mechanistic analysis by different configurations of semi-rigid and inverted semi-rigid pavements to replace the granular layers of a flexible pavement, taken as a reference. From the obtained results in accordance with the methodological outline, it is identified that: a) the increase of cement content and curing age promoted an improvement in the strength and stiffness parameters for all analyzed tests; b) The origin characteristics of rocky materials reflected in the parameters of the cement treated crushed stones, however, having a higher density was not an absolute guarantee of better mechanical behavior; c) Regarding the mechanistic analysis, it is concluded that cemented mixtures with higher cement content are effective for both base and sub-base layers, as long as the cemented layers are not thin; d) A fine line is identified between cost and laboratory performance, not only for the Axial test, which, although showing extreme notoriety as a dosage parameter, exhibits limitation for evaluating the main failure mode of such materials, fatigue cracking.

Keywords: cement treated crushed stones; fatigue cracking; mechanical behavior.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Classificação de PCA dos diferentes tipos de materiais cimentados.	36
Figura 2.2 - Processo de Cimentação de Misturas AC (a) Cimentação Fraca. (b) Cimentação Média. (c) Cimentação Forte.	48
Figura 2.3 - Influência do tipo de agregado, quantidade de finos e teor de cimento na RCS da BGTC.	51
Figura 2.4 - Desenvolvimento da microestrutura durante a hidratação do cimento Portland.	58
Figura 2.5 - Principais modos de solicitação/deformação de uma fenda.	60
Figura 2.6 - Comportamento a longo prazo de uma camada levemente cimentada.	63
Figura 2.7 - Processo de trincamento por fadiga (<i>bottom-up cracking</i>) ainda não refletido ao revestimento.	64
Figura 2.8 - Curva de degradação do módulo flexural (tensão aplicada: 77% da RTF)	65
Figura 2.9 - Curva de fadiga para ensaio Fadiga por Compressão Diametral.	66
Figura 2.10 - Diferentes configurações de ensaios de fadiga.	69
Figura 2.11 - Condição dos corpos de prova após ruptura à tração direta. a) Amostras Padrão b) Amostras Reduzidas.	70
Figura 2.12 - Fadiga a Flexão Dois Pontos a) Equipamento e amostra trapezoidal; b) Distribuição numérica das tensões ao longo do eixo Z.	71
Figura 2.13 - Ensaio de Fadiga Flexão Quatro Pontos. a) Amostra posicionada. (b) Amostra intacta (acima) e Amostra com propagação de fissuras (abaixo).	72
Figura 2.14 - Fadiga por Compressão Diametral. a) Posicionamento da amostra. b) Diagrama da deformação.	73
Figura 3.1 - Fluxograma da metodologia adotada.	102
Figura 3.2 - Mapa da localização geográfica das jazidas estudadas.	104
Figura 3.3 - Parede rochosa da Pedreira SJ com Disjunções verticais e horizontais.	106
Figura 3.4 - Distribuição granulométrica dos agregados virgens.	106
Figura 3.5 - Parede rochosa da Pedreira DP.	107
Figura 3.6 - Distribuição granulométrica dos agregados virgens.	109
Figura 3.7 - Distribuição granulométrica utilizada na pesquisa.	113
Figura 3.8 - Etapas do ensaio de Compactação <i>Proctor</i>	115

Figura 3.9 - Equipamentos utilizados para confecção das misturas cimentadas....	116
Figura 3.10 - Moldes utilizados na pesquisa.....	116
Figura 3.11 - Processo de capeamento das amostras para os ensaios de RCS e ME	118
Figura 3.12 - Prensa utilizada para o ensaio de Módulo de Resiliência.	119
Figura 3.13 - Prensa e Extensômetro Instron.	121
Figura 3.14 - Prensa utilizada para o ensaio de RCS.....	123
Figura 3.15 - Amostras prismáticas submetidas ao ensaio de RTF.....	124
Figura 3.16 - Realização do ensaio de RTCD na prensa UTM-25.....	126
Figura 3.17 - Obtenção da Energia de Fratura.	127
Figura 3.18 - Definição da obtenção do Índice de Tenacidade.....	128
Figura 3.19 - Prensa utilizada para a realização do ensaio de fadiga.	131
Figura 3.20 - Configuração dos parâmetros de cada mistura no software MeDiNa.	136
Figura 3.21 - Características da mistura asfáltica utilizada nas análises.....	138
Figura 3.22 - Características da BGS e do solo utilizados nas análises.....	139
Figura 3.23 - Resultado do Dimensionamento - Estruturas de referência.	139
Figura 4.1 - Curvas de Compactação referente a Pedreira SJ	141
Figura 4.2 - Curvas de Compactação referente a Pedreira DP	142
Figura 4.3 - Imagem resumo das curvas de compactação.	143
Figura 4.4 - Resultados dos ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio.....	144
Figura 4.5 - Aspecto visual das diferentes misturas pré capeamento.....	145
Figura 4.6 - RCS média das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.	146
Figura 4.7 – Variação da RCS em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.	151
Figura 4.8 - Aspecto visual das amostras prismática – mistura SJ(3,5).	155
Figura 4.9 - RTF média das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.	156
Figura 4.10 - Variação da RTF em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.	157
Figura 4.11 - Aspecto visual das diferentes misturas.	159
Figura 4.12 - RTCD média das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.	161

Figura 4.13 - Variação da RTCD em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.....	163
Figura 4.14 - Tendência apresentada na relação RTCD e Porosidade.....	164
Figura 4.15 - Tendência apresentada na relação RTCD e $\eta/C\%$	165
Figura 4.16 - Relação entre Resistência à Tração por Compressão Diametral e Índice de Tenacidade das diferentes misturas.	168
Figura 4.17 - Curvas força versus deformação para as diferentes misturas.	169
Figura 4.18 - Curvas força versus deslocamento para CCR compostos por areia industrial e Escória de Alto Forno (conteúdo de cimento de 100 kg/m ³).	170
Figura 4.19 - MR médio das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.	176
Figura 4.20 - Variação do MR em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.....	178
Figura 4.21 - Diagrama tensão versus deformação para diferentes misturas.	180
Figura 4.22 - ME médio das BGTC em função do teor de cimento.	181
Figura 4.23 - Variação do ME em relação à porosidade e $\eta/C\%$	182
Figura 4.24 - Vida de Fadiga em função da Relação entre Tensões.	185
Figura 4.25 - Vida de Fadiga em função da Tensão de Tração.	186
Figura 4.26 - Vida de fadiga em função dos dias de cura.	187
Figura 4.27 - Comportamento do decréscimo do MR _{INICIAL} em função do número de ciclos identificado nas misturas cimentadas para a redução de 60% do MR _{INICIAL}	188
Figura 4.28 - Amostra da mistura SJ(5,5) com identificação de fissura após redução de 60% MR _i	189
Figura 4.29 - Utilização do índice $\eta/C\%$ em função da %RF.	190
Figura 4.30 - Utilização do índice $\eta/C\%$ para análise da vida de fadiga.	190
Figura 4.31 - Utilização da porosidade para análise da vida de fadiga.	191
Figura 4.32 - Relação entre RTF versus RCS.....	194
Figura 4.33 - Relação entre RTCD versus RCS.....	196
Figura 4.34 - Relação entre ME versus RCS.	197
Figura 4.35 - Relação entre RCS versus MR.	199
Figura 4.36 - Relação entre RTCD versus RTF.	200
Figura 4.37 - Relação entre RTCD versus MR.....	201
Figura 4.38 - Curvas de Fadiga para BGTC conforme diversos autores.....	203

Figura 4.39 - Vida de fadiga de misturas BGTC representadas conforme formato MeDiNa.....	206
Figura 4.40 - Configuração da estrutura semirrígida invertida em análise - Tráfego 1.	207
Figura 4.41 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 1.....	208
Figura 4.42 - Evolução da Área Trincada para diferentes configurações – Tráfego 1.	210
Figura 4.43 - Configuração da estrutura semirrígida invertida em análise - Tráfego 2.	211
Figura 4.44 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 2.....	211
Figura 4.45 - Evolução da Área Trincada para diferentes configurações – Tráfego 2.	213
Figura 4.46 - Configuração da estrutura semirrígida em análise - Tráfego 1.....	214
Figura 4.47 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 1.....	214
Figura 4.48 - Configuração da estrutura semirrígida em análise - Tráfego 2.....	216
Figura 4.49 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 2.....	216
Figura 4.50 - Evolução da Área Trincada para diferentes configurações – Tráfego 2.	218

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Classificação de Materiais Cimentados em diferentes locais do mundo.	34
Tabela 2.2 - Classificação europeia para misturas cimentadas para aplicação em camada de base.....	35
Tabela 2.3 - Faixas de Referências para classificação dos diferentes materiais cimentados.....	35
Tabela 2.4 - Resultados de estudos contemplando misturas Areia-Cimento.	38
Tabela 2.5 - Valores Recomendados de Resistência para BGTC.....	39
Tabela 2.6 - Resultados de estudos contemplando BGTC.	40
Tabela 2.7 - Valores Recomendados de Resistência de CCR.....	41
Tabela 2.8 - Resultados de estudos contemplando CCR.....	42
Tabela 2.9 - Valores Recomendados de Resistência de Misturas Cimentadas com RAP.....	43
Tabela 2.10 - Resultados de estudos contemplando misturas com RAP.....	44
Tabela 2.11 - Resultado de estudos do trincamento por fadiga contemplando misturas cimentadas.	66
Tabela 2.12 - Dados de caracterização, classificação e dosagem de cimento dos solos.....	76
Tabela 2.13 - Valores médios dos módulos de resiliência e das resistências à tração na flexão e na compressão diametral.....	76
Tabela 2.14 - Modelos Propostos por Ceratti para fadiga à flexão.....	77
Tabela 2.15 - Modelos Propostos por Ceratti para fadiga à compressão diametral. .	77
Tabela 2.16 - Propriedades das misturas CCR.....	78
Tabela 2.17 - Modelos Propostos para fadiga à flexão conforme Equação (2.2).	79
Tabela 2.18 - Modelos Propostos para fadiga à flexão conforme Equação (2.3).	79
Tabela 2.19 - Modelos Propostos para fadiga à flexão conforme Equação (2.4).	79
Tabela 2.20 - Propriedades da mistura BGTC.	80
Tabela 2.21 - Coeficiente Ks empregados no cálculo de fadiga.....	82
Tabela 2.22 - Coeficiente Kc empregados no cálculo de fadiga.....	82
Tabela 2.23 - Coeficiente Kd empregados no cálculo de fadiga.	82
Tabela 2.24 - Propriedades e Parâmetros das misturas cimentadas;.....	84
Tabela 2.25 - Propriedades e Características mecânicas das misturas cimentadas.	86

Tabela 2.26 - Modelos de fadiga obtidos através do ensaio de Tração Indireta.	87
Tabela 2.27 - Modelos de fadiga obtidos através do ensaio de Tração na Flexão. ...	87
Tabela 2.28 - Parâmetros de Regressão para modelo de Fadiga <i>Bottom-Up</i>	90
Tabela 2.29 - Fator de correção em função da espessura da camada cimentada. ...	92
Tabela 2.30 - Módulos Elásticos e propriedades dos materiais cimentados.....	92
Tabela 2.31 - Constantes em função do nível de confiança do período de projeto. .	92
Tabela 2.32 - Características de dosagem e de resistência mecânica da mistura BGTC.....	95
Tabela 2.33 - Principais parâmetros utilizados nos modelos de fadiga.	100
Tabela 3.1 - Quantidade de amostras utilizadas por ensaio para cada mistura.	102
Tabela 3.2 - Somatório final das amostras utilizadas na pesquisa.	103
Tabela 3.3 - Localização, código dos diferentes materiais estudados e respectivas coordenadas geográficas.....	104
Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios de Fluorescência de Raio-X e Perda ao Fogo.	108
Tabela 3.5 - Resultados dos principais ensaios de caracterização dos agregados.	109
Tabela 3.6 - Classificação das características de forma obtidos através do ensaio AIMS 2.....	110
Tabela 3.7 - Características físicas do Cimento CP IV – 32 utilizado na pesquisa.	111
Tabela 3.8 - Curvas granulométricas utilizadas na pesquisa.....	113
Tabela 3.9 - Requisitos específicos para mistura cimentada do tipo BGTC.	114
Tabela 4.1 - Resistências à Compressão Simples das diferentes misturas.....	146
Tabela 4.2 - Taxa de aumento da RCS variando idade de cura de 28 para 91 dias.	148
Tabela 4.3 - Taxa de aumento da RCS variando teor de cimento de 3,5% para 5,5%.	148
Tabela 4.4 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.	154
Tabela 4.5 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.....	154
Tabela 4.6 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.	154
Tabela 4.7 - Resistência à Tração na Flexão das diferentes misturas.	155
Tabela 4.8 - Taxa de aumento da RTF variando idade de cura de 28 para 91 dias.	156
Tabela 4.9 - Taxa de aumento da RTF variando teor de cimento de 3,5% para 5,5%.	156

Tabela 4.10 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.....	158
Tabela 4.11 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.....	158
Tabela 4.12 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.	159
Tabela 4.13 - RTCD das diferentes misturas.	160
Tabela 4.14 - Taxa de crescimento/redução da RTCD variando idade de cura.....	161
Tabela 4.15 - Taxa de aumento da RTCD variando teor de cimento de 3,5% para 5,5%.	162
Tabela 4.16 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.....	166
Tabela 4.17 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.....	166
Tabela 4.18 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.	166
Tabela 4.19 - Índice de tenacidade e energia de fratura total das diferentes misturas.	167
Tabela 4.20 - Análise de Significância do IT para grupo: Teor de Cimento.	171
Tabela 4.21 - Análise de Significância do IT para grupo: Idade de Cura.	171
Tabela 4.22 - Análise de Significância do IT para grupo: Tipo de Rocha.	171
Tabela 4.23 - Análise de Significância da EF para grupo: Teor de Cimento.	171
Tabela 4.24 - Análise de Significância da EF para grupo: Idade de Cura.	171
Tabela 4.25 - Análise de Significância da EF para grupo: Tipo de Rocha.	172
Tabela 4.26 - Nível de relevância das associações significativas dos grupos em função dos ensaios.	174
Tabela 4.27 - Módulo de Resiliência das diferentes misturas.	176
Tabela 4.28 - Taxa de crescimento/redução do MR variando idade de cura.	177
Tabela 4.29 - Taxa de crescimento do MR variando teor de cimento.	177
Tabela 4.30 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.....	179
Tabela 4.31 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.....	179
Tabela 4.32 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.	179
Tabela 4.33 - Módulo de Elasticidade das diferentes misturas.	180
Tabela 4.34 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.....	182
Tabela 4.35 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.	182
Tabela 4.36 - Nível de relevância das associações significativas dos grupos em função dos ensaios.	184
Tabela 4.37 - Constantes para as relações de Fadiga.....	203

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

%	Porcentagem
%RF	Razão entre tensão de tração (σ_t) e a resistência a tração à ruptura estática do material (σ_r)
R_t	Resistência à Tração Indireta
σ_6	Tensão de tração de uma amostra com cura de 360 dias
\approx	Aproximadamente
°C	Graus Celsius
AASHTO	American Association of Highway and Transportation Officials
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AC	Areia-Cimento
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
AG	Agregado
AIMS	Aggregate Image Measurement System
ANOVA	Análise de Variância
ARRB	Australian Road Research Board
BGS	Brita Graduada Simples
BGTC	Brita Graduada Tratada Com Cimento
BPDG	British Pavement Design Guide
CA	Concreto Asfáltico
CBR	California Bearing Ratio
CCR	Concreto Compactado com Rolo
CENPES	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobrás
cm	Centímetro
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
COV	Coeficiente de Variação
CP	Cimento Portland
CP	Corpo de Prova
d	Dias
DAER/RS	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul
DER/PR	Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná
DERSA	Companhia de Desenvolvimento Rodoviário S.A
DN	Diâmetro Nominal
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
DP	Della Pasqua (rocha Riodacito)
DP	Desvio Padrão
DP(3,5)	Mistura composta pela rocha Riodacito - teor de cimento de 3,5%
DP(5,5)	Mistura composta pela rocha Riodacito - teor de cimento de 5,5%
EF	Energia de Fratura
ES	Especificação de Serviço
FRX	Fluorescência de Raio-X
g	Gramas
GEPPASV	Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária

gl	Graus de Liberadade
GPa	Gigapascal
GREENTEC	Laboratório de Tecnologias Verdes
Hz	Hertz
IP	Índice de Plasticidade
ISC	Índice de Suporte Califórnia
IT	Índice de Tenacidade
ITA	Instituto Tecnológico de Aeronáutica
kg	Quilograma
KI	Fator De Intensidade de Tensão
KIC	Tenacidade à Fratura
km	Quilômetro
kN	Quilonewton
LA	Los Angeles
LCPC	Laboratoire Central de Ponts et Chaussés
LL	Limite de Liquidez
LMCC	Laboratório de Materiais e Construção Civil
LP	Limite de Plasticidade
LVDT	Linear Variable Differential Transformers
m	Metro
M.E.A	Massa Específica Aparente
M.E.R	Massa Específica Real
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
ME	Método de Ensaio
ME	Módulo de Elasticidade
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
MQ	Média Quadrática
MR	Módulo de Resiliência
MRi	Módulo de Resiliência Inicial
N	Newton
NAASRA	National Association of Australia State Road Authorities
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
Nf	Número de Ciclos de Carga
PCA	Portland Cement Associaton
Ph	Potencial Hidrogeniônico
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PR	Paraná
psi	Pound Force Per Square Inch
R ²	Coeficiente de determinação
RAA	Reação Álcali-Agregado
RAP	Reclaimed Asphalt Pavement
RCS	Resistência à Compressão Simples
REF	Referência
RS	Rio Grande do Sul
RT	Resistência à Tração
RTCD	Resistência à Tração por Compressão Diametral

RTF	Resistência à Tração na Flexão
s	Segundo
SAPEM	South African Pavement Engineering Manual
SC	Solo-Cimento
SEEPAV	Sistema de Ensaios Especiais de Pavimentação
SJ	São Juvenal (rocha Basalto)
SJ(3,5)	Mistura composta pela rocha Basalto - teor de cimento de 3,5%
SJ(5,5)	Mistura composta pela rocha Basalto - teor de cimento de 5,5%
SP	São Paulo
SQ	Soma Quadrática
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFES	Universidade Federal de Santa Maria
UNIPAMPA	Universidade Federal do Pampa
UTM	Universal Test Machine
Wót	Umidade Ótima
C%	Teor Volumétrico de Cimento
η	Porosidade
$\eta/C\%$	Relação entre porosidade e teor volumétrico de cimento

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	
LISTA DE TABELAS	
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	
1. INTRODUÇÃO.....	23
1.1. JUSTIFICATIVA	25
1.2. OBJETIVO GERAL	26
1.2.1. Objetivos Específicos.....	26
1.2.2. Estrutura do Documento	27
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	29
2.1. BREVE HISTÓRICO DOS MATERIAIS CIMENTADOS	29
2.1.1. Diferentes Tipos de Materiais Cimentados.....	32
2.1.1.1. <i>Areia Cimento</i>	<i>37</i>
2.1.1.2. <i>Brita Graduada Tratada com Cimento</i>	<i>38</i>
2.1.1.3. <i>Concreto Compactado com Rolo.....</i>	<i>40</i>
2.1.1.4. <i>Reclaimed Asphalt Pavement tratado com cimento</i>	<i>43</i>
2.2. VARIÁVEIS DETERMINANTES NO COMPORTAMENTO DE MISTURAS CIMENTADAS	45
2.2.1. Energia de Compactação	45
2.2.2. Teor de Cimento.....	47
2.2.3. Propriedades Físico-químicas do Agregado	49
2.2.4. Porosidade da Mistura	51
2.2.5. Teor de Umidade e Fator Água/Cimento.....	52
2.2.6. Granulometria	54
2.2.7. Retração do Cimento	56
2.2.8. Tempo de Cura.....	57
2.3. FADIGA EM MATERIAIS CIMENTADOS	58
2.3.1. Mecânica da Fratura	58
2.3.2. Comportamento à Fadiga dos Materiais Cimentados	61
2.3.3. Ensaios de Avaliação	68
2.4. MODELOS DE PREVISÃO DE FADIGA DE CAMADAS CIMENTADAS....	74
2.4.1. Modelo de Ceratti (1991)	75

2.4.2.	Modelo de Trichês (1993)	77
2.4.3.	Modelo de Balbo (1993)	80
2.4.4.	Modelo de LCPC (1994)	80
2.4.5.	Modelo de BPDG (2004)	83
2.4.6.	Modelo de Midgley & Yeo (2008)	85
2.4.7.	Modelo de PCA (2008)	87
2.4.8.	Modelo de AASHTO (2014)	88
2.4.9.	Modelo de SAPEM (2014)	91
2.4.10.	Modelo de Austroads (2014)	92
2.4.11.	Modelo de Nascimento (2017)	95
2.4.12.	Aspectos Inerentes aos Modelos de Previsão de Fadiga em Camadas Cimentadas	97
3.	MÉTODOS E TÉCNICAS	101
3.1.	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	101
3.2.	MATERIAIS EMPREGADOS.....	103
3.2.1.	Agregados Minerais	103
3.2.1.1.	<i>São Juvenal (SJ)</i>	105
3.2.1.2.	<i>Della Pasqua (DP)</i>	106
3.2.2.	Cimento Portland	110
3.2.3.	Água	111
3.3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	111
3.3.1.	Granulometria e Requisitos das Misturas	112
3.3.2.	Compactação Proctor	114
3.3.3.	Moldagem e Aceitação dos Corpos de Prova	115
3.3.4.	Propriedades de Deformabilidade	118
3.3.4.1.	<i>Ensaio de Módulo de Resiliência</i>	118
3.3.4.2.	<i>Ensaio de Módulo Estático de Elasticidade à Compressão</i>	120
3.3.5.	Propriedades de Resistência	122
3.3.5.1.	<i>Ensaio de Resistência à Compressão Simples</i>	122
3.3.5.2.	<i>Ensaio de Resistência à Tração na Flexão</i>	123
3.3.5.3.	<i>Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral e Indicadores de Desempenho</i>	125

3.3.5.4. <i>Ensaio de Fadiga à Tração por Compressão Diametral (Tração Indireta)</i>	128
3.4. ANÁLISE MECANICISTA DOS MATERIAIS CIMENTADOS.....	132
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	141
4.1. COMPACTAÇÃO E POROSIMETRIA	141
4.2. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA	144
4.2.1. Resistência à Compressão Simples.....	145
4.2.1.1. <i>Análise de Variância dos Resultados de RCS</i>	152
4.2.2. Resistência à Tração na Flexão.....	154
4.2.2.1. <i>Análise de Variância dos Resultados de RTF</i>	158
4.2.3. Resistência à Tração por Compressão Diametral	159
4.2.3.1. <i>Análise de Variância dos Resultados de RTCD</i>	165
4.2.4. Índice de Tenacidade e Energia Total de Fratura.....	166
4.2.4.1. <i>Análise de Variância dos Resultados de IT</i>	170
4.2.5. Conclusões Parciais das Análises de Resistência	172
4.3. ENSAIOS DE RIGIDEZ.....	175
4.3.1. Módulo de Resiliência	175
4.3.1.1. <i>Análise de Variância dos Resultados de MR</i>	179
4.3.2. Módulo Estático de Elasticidade à Compressão.....	179
4.3.2.1. <i>Análise de Variância dos Resultados de ME</i>	182
4.3.3. Conclusões Parciais das Análises de Rigidez	183
4.4. ENSAIO DE FADIGA	184
4.4.1. Conclusões Parciais das Análises de Fadiga	192
4.5. CORRELAÇÕES ENTRE ENSAIOS LABORATORIAIS.....	193
4.5.1. Resistência à Compressão Simples.....	193
4.5.2. Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	200
4.5.3. Fadiga por Compressão Diametral.....	202
4.5.4. Conclusões Parciais das Correlações entre Ensaios.....	204
4.6. ANÁLISE MECANICISTA	205
4.6.1. Misturas BGTC implementadas em camada de Sub-base	206
4.6.2. Misturas BGTC implementadas em camada de Base	213
5. CONCLUSÃO	221
6. SUGESTÃO DE PESQUISAS FUTURAS	225

REFERÊNCIAS	226
APÊNDICE A:	246
APÊNDICE B:	253

1. INTRODUÇÃO

O setor rodoviário brasileiro define-se como o sistema de mobilidade preponderante para as médias e longas distâncias de transporte, evidenciando a inquestionável utilidade e necessidade das rodovias para os indivíduos, em seus aspectos econômicos e sociais. No âmbito nacional, a densificação do setor rodoviário para transporte de cargas e passageiros acarreta em inúmeras consequências de ordem econômica e ambiental, tornando desafiadora a habilitação de estruturas detentoras de maiores vidas úteis e com menores custos de manutenção.

Há cerca de um século, o advento dos automóveis e veículos comerciais revolucionou as exigências quanto aos padrões de construção de rodovias, aumentando assim, a demanda por mais estradas. Com o passar das décadas, o crescimento exponencial do volume e do peso do tráfego comercial desafiou a engenharia rodoviária a buscar soluções estruturais e construtivas para atender de forma duradoura as solicitações de carga e clima, sem trincamento ou afundamentos precoces por parte das camadas que compunham os pavimentos.

Uma das técnicas desenvolvidas pela engenharia rodoviária, a fim de desenvolver pavimentos com maior capacidade estrutural, é a inserção de camadas cimentadas, de maneira a reduzir as tensões atuantes nos revestimentos asfálticos, aumentando a rigidez do conjunto.

Materiais estabilizados por aglutinantes hidráulicos podem ser empregados em camadas de reforço do subleito, sub-base e base de estruturas de pavimentos flexíveis, semirrígidos e semirrígidos invertidos. As propriedades em curto e longo prazo diferem substancialmente dependendo de fatores como: tipo e quantidade de agente estabilizante, estrutura do pavimento, carregamentos e condições ambientais durante e após a construção da camada cimentada.

Em termos de espessura, o aumento de rigidez provocado pela estabilização da camada cimentada tende a permitir a redução no volume de material empregado na referida camada, quando comparado à utilização de composições tradicionais de materiais granulares não aglutinados. De forma análoga, sistemas de pavimentos compostos por camadas de base cimentada passam a exibir camadas de

revestimento asfáltico detentoras de espessuras mais delgadas em comparação aos pavimentos flexíveis tradicionais (FLINTSCH *et al.*, 2008).

Sob ponto de vista econômico, resultados de análises preliminares de custo de ciclo de vida em pavimentos, divulgados por Flintsch *et al.* (2008), sugerem que a utilização de estruturas compostas por camadas de base cimentada são alternativas econômicas viáveis para um tráfego interestadual. Alternativamente, um pavimento composto por camadas de base de concreto continuamente armado, seriam economicamente rentáveis para aplicação em rodovias com altos volumes de tráfego.

Alguns autores, todavia, evidenciam certas limitações estruturais e de rigidez quanto à utilização de misturas cimentadas, mais especificamente de britas graduadas tratadas com cimento (BGTC), empregadas em camadas de base de pavimentos. De acordo com Balbo (2006), uma das principais limitações deste material é referente ao seu processo de ruptura quase frágil por fadiga, podendo levar a estrutura do pavimento ao dano acelerado.

Dessa forma, avaliações laboratoriais das propriedades de resistência, deformabilidade e comportamento à fadiga, são fundamentais para correta obtenção dos limites admissíveis de tensão e deformação do referido material, para sua correta implementação. De maneira complementar, a definição dos modelos de vida de fadiga e sua utilização, em conjunto com demais análises mecânicas, são etapas indispensáveis para o dimensionamento racional do pavimento.

Variados estudos laboratoriais foram relatados e desenvolvidos de forma pioneira pela escola francesa e disponibilizados pelo *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, que mesmo à época já desenvolviam literaturas que avaliavam o desempenho à fadiga de misturas cimentadas, exemplificados pelos trabalhos precursores de relevância internacional, expostos em Dac Chi (1978), Boissoudy *et al.* (1979), Dac Chi (1981), Dac Chi & Mulders (1984).

No âmbito nacional, relata-se avanços importantes no estudo de fadiga em materiais cimentados pelos trabalhos de Ceratti (1991), Balbo (1993) e Trichês (1993), que desenvolveram modelos matemáticos laboratoriais para previsão do comportamento frente ao fenômeno de fadiga em Solo-Cimento (SC), BGTC, e Concreto Compactado com Rolo (CCR), respectivamente.

Com base nesses trabalhos, demais produções acadêmicas foram desenvolvidas ao longo dos anos, investigando os parâmetros mecânicos de

misturas pétreas aglutinadas com cimento. Entretanto, em sua maioria, os trabalhos propostos não avaliam os referidos materiais frente ao seu principal mecanismo de ruptura: o trincamento por fadiga.

Dentro do contexto de pesquisas realizadas pelo Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), o emprego de materiais cimentados na composição de camadas utilizadas em pavimentos rodoviários já foi investigado em alguns trabalhos passados e em andamento, entretanto, jamais fora avaliado seus desempenhos frente à ruptura por fadiga. Os estudos de Tanski (2016) e Rodrigues (2018), avaliaram propriedades mecânicas de misturas com RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*) tratadas com cimento para utilização em camadas de bases e sub-bases de pavimentos rodoviários. Ademais, o estudo de Borré (2018), investigou parâmetros de resistência em CCR com adição de RAP para emprego em bases de pavimentos rodoviários.

Na tentativa de promover maior representatividade aos materiais encontrados no estado do Rio Grande do Sul, optou-se pela utilização de dois materiais rochosos de origem vulcânica (i.e., Basalto e Riodacito), uma vez que 90% das pedreiras do RS são classificadas como rochas ígneas extrusivas, conforme informações do Cadastro Nacional de Produtores de Brita (DNPM, 2015).

Entende-se que, com a adição do presente trabalho, os modelos de fadiga elaborados com as britas graduadas tratadas com cimento, desenvolvidas neste estudo, podem orientar novos projetos que optem por utilizar o material citado como camada suporte em estruturas de pavimentos, melhorando a capacidade de previsão de desempenho dos procedimentos de projeto e análise de pavimentos por rotinas mecanístico-empíricas.

1.1. JUSTIFICATIVA

O cenário atual do setor rodoviário brasileiro é de mudanças. O método vigente de dimensionamento de pavimentos revestidos por concreto asfáltico (DNER 1981) está sendo gradualmente substituído por um rotina mecanístico-empírica, que busca atrelar observações de campo em pistas experimentais, ensaios laboratoriais e o cálculo de esforços mediante simulações computacionais em um sistema integrado, denominado MeDiNa - Método de Dimensionamento Nacional (BRASIL,

2020). Soma-se a isso, a atual situação da malha rodoviária brasileira, responsável por grande parte do transporte de cargas comerciais, tornando imperativo a exploração de diferentes alternativas de materiais de pavimentação, visando o melhor entendimento do seu comportamento ao longo da vida útil da estrutura.

No estado do Rio Grande do Sul (RS), são escassos os trechos de pavimentos rodoviários que utilizam, em sua concepção, materiais cimentados como componentes empregados em camadas de bases ou sub-bases de estruturas. Inserido neste contexto, o presente trabalho busca agregar conhecimento sobre o desempenho frente ao trincamento por fadiga de misturas cimentadas que possuam em sua composição agregados minerais representativos do estado do RS, fornecendo assim, alternativas para concepção de projetos em que o sistema estrutural típico (com emprego de materiais granulares nas camadas de base e sub-base) não consiga fornecer a performance adequada para o pavimento ao longo de sua vida útil.

Ademais, no âmbito de trabalhos desenvolvidos no GEPPASV/UFSM, ainda são incipientes os estudos de materiais cimentados empregados como camadas estruturais de pavimentos rodoviários. Entende-se que, com o presente trabalho, pode-se colaborar com esta linha de pesquisa dentro do grupo, aumentando a abrangência dos estudos realizados no Laboratório de Materiais e Construção Civil (LMCC) da UFSM.

1.2. OBJETIVO GERAL

Perseguiu-se como principal objetivo, o estudo do desempenho à fadiga de quatro misturas cimentadas do tipo BGTC visando o desenvolvimento de seus modelos de fadiga.

1.2.1. Objetivos Específicos

Para o completo conhecimento das propriedades de resistência, deformabilidade e comportamento à fadiga das misturas cimentadas empregadas na pavimentação e para que o objetivo principal desta tese seja alcançado, tornam-se necessários os objetivos específicos a seguir:

- a) Verificar a influência do teor de cimento e idade de cura no desempenho laboratorial para ensaios flexurais, estáticos e dinâmicos;
- b) Verificar a influência das diferentes porosidades dos agregados graúdos nos parâmetros de rigidez e resistência das diferentes misturas cimentadas;
- c) Verificar o efeito do teor de cimento, porosidade e da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ($\eta/C\%$) nas propriedades de resistência, rigidez e fadiga;
- d) Associar os indicadores de desempenho (Índice de Tenacidade e Energia de Fratura) ao ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral e verificação da possibilidade de utilização como parâmetro de previsão do comportamento à fadiga das misturas cimentadas;
- e) Verificar a existência ou não de uma associação significativa entre os diferentes ensaios laboratoriais em relação ao teor de cimento, idade de cura e tipo de rocha;
- f) Implementar e calibrar o equipamento de compressão diametral de cargas repetidas para ensaios de fadiga em misturas cimentadas;
- g) Elaborar as curvas de fadiga em misturas cimentadas compostas por agregados minerais típicos do Rio Grande do Sul;
- h) Analisar o desempenho dos modelos desenvolvidos na presente pesquisa no novo método de dimensionamento nacional – MeDiNa;

1.2.2. Estrutura do Documento

O primeiro capítulo inicia através de uma contextualização acerca das misturas cimentadas, enfatizando a relevância do tema em questão, bem como, localizando o presente estudo e seus objetivos no panorama atual do grupo de pesquisas, assim como no cenário atual da engenharia rodoviária.

O segundo capítulo engloba o estado da arte das misturas cimentadas, exibindo inicialmente, um breve histórico dos materiais cimentados em um contexto nacional e internacional, seguido pela apresentação de diversas normativas e classificações dos diferentes tipos de materiais cimentados e de seus respectivos desempenhos mecânicos. O capítulo dá continuidade ao apresentar as principais variáveis determinantes no comportamento dos materiais cimentados, seguido por

um subitem dedicado exclusivamente ao estudo de fadiga em materiais cimentados, que por sua vez, discute-se a respeito da mecânica da fratura, do comportamento à fadiga dos materiais cimentados, bem como, seus ensaios de avaliação. Por fim, apresenta-se modelos de previsão de fadiga em camadas cimentada oriundos de literaturas nacionais e internacionais.

No terceiro capítulo são apresentados os métodos e técnicas adotados para a composição do delinear metodológico da pesquisa, evidenciando os materiais empregados, os procedimentos de compactação, moldagem e aceitação dos corpos de prova prismáticos e cilíndricos, os ensaios laboratoriais que visam a determinação das propriedades de deformabilidade e resistência das misturas cimentadas, juntamente de seus parâmetros e critérios metodológicos adotados, sendo finalizado pela identificação dos parâmetros e configurações dos pavimentos utilizados na análise mecanicista.

O quarto capítulo consiste na apresentação e análise dos resultados, de forma a englobar em subitens os ensaios de compactação, de resistência, de rigidez, de fadiga, todos esses seguidos de análises de variância entre os ensaios e os parâmetros de análise adotados. O capítulo dá seguimento ao apresentar correlações entre os dados laboratoriais do presente trabalho com demais literaturas nacionais e internacionais, sendo finalizado pela análise mecanicista.

O quinto e sexto capítulo apresentam as conclusões finais em adição às sugestões de pesquisas futuras, de forma a complementar os estudos propostos pela presente metodologia. Ao final do documento, identifica-se a presença das referências bibliográficas, bem como Apêndice A e Apêndice B.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Objetiva-se, através deste capítulo, o fornecimento de uma visão geral acerca do desempenho e comportamento mecânico dos diferentes tipos de materiais cimentados, tendo enfoque no fenômeno de fadiga. Estão presentes na discussão, os principais estudos que contribuíram para a evolução do conhecimento e desenvolvimento dos critérios de dosagem das misturas cimentadas, através de um breve histórico em âmbito nacional e internacional, bem como dos parâmetros, características e documentos normativos que definem e classificam os diferentes materiais. Também foram abordadas as principais variáveis determinantes no comportamento das misturas, em adição a um capítulo exclusivamente focado no desempenho à fadiga dos materiais cimentados, englobando a mecânica da fratura do pavimento e os principais ensaios de avaliação. Por fim, estão expostos alguns modelos matemáticos de previsão da vida de fadiga em materiais cimentados.

2.1. BREVE HISTÓRICO DOS MATERIAIS CIMENTADOS

O histórico mundial das misturas estabilizadas iniciou-se juntamente das construções das primeiras estradas da Roma Antiga, cujo material aglomerante originava-se de cal e cinzas pozolânicas misturadas com areias e argilas visando aglomerar materiais granulares (BOLIS & DI RENZO, 1949 apud BALBO, 2007).

A primeira notícia existente a respeito da aglomeração de materiais granulares ocorreu em 1917, com o uso de cimento para estabilização de solos argilosos na construção de estradas no Reino Unido. Uma notável evolução da técnica ocorreu nas décadas de 1930 e 1940 através do esforço conjunto que a *Portland Cement Association (PCA)*, *Bureau of Public Roads* e *Highway Department of Transportation of South Carolina* realizaram, visando o desenvolvimento tecnológico da estabilização de solos com cimento (ARTERIS, 2015).

Trichês (1993) ressalta que desde os primeiros relatos de utilização destes materiais, já se havia consciência da necessidade de se considerar o fenômeno da fadiga nos projetos das camadas cimentadas, preocupação essa, que foi incorporada aos projetos através do desenvolvimento das curvas de dimensionamento de pavimento rígidos da PCA, em 1933.

A aplicação de agregados minerais tratados com cimento originou-se das pesquisas de estabilização dos solos, apresentando estudos na Europa desde a década de 1910. Ocorreu em 1944 no Reino Unido, a primeira especificação para execução de bases de pavimento em concreto magro compactado. A partir desse momento, a técnica passou a ser amplamente difundida na Europa, com enfoque para Holanda e Bélgica (na década de 1950) e no Leste Europeu (na década de 1960) (BALBO, 1993).

Os Franceses, em meados da década de 1950, atribuíam a utilização de cimento do ponto de vista de estabilização granulométrica, para posterior reconhecimento das efetivas modificações nas propriedades mecânicas que o cimento agregava às misturas (BONNOT, 1975). A partir desse momento, os franceses passaram a desenvolver amplas pesquisas visando o desenvolvimento de técnicas para as misturas de agregados minerais com cimento, utilizando diversos tipos de cimento, retardadores de pega, equipamentos laboratoriais, até mesmo a adoção de critérios de fabricação e aplicação das misturas cimentadas em obras rodoviárias (BALBO, 1993).

Pittman (1985) cita que embora a origem do concreto compactado com rolo (CCR) seja anterior a 1970 (há relatos de utilização do CCR na Escócia em 1865), há concordância entre os pesquisadores que este material passou a apresentar notoriedade nas pesquisas mundiais, impulsionado pela crise do petróleo. A partir da década de 1980, demais países passaram a adaptar a tecnologia do CCR às suas condições regionais, como é o caso do Japão, Austrália, África do Sul, Noruega, Chile e Argentina.

No que se refere a reciclagem de pavimento com adição de cimento, Jasienski & Rens (2002) relatam que a França e os Estados Unidos foram os países pioneiros nos estudos, esses ocorridos na década de 1950. Em 1989 a técnica de reciclagem foi utilizada pela primeira vez na Bélgica e em 1991 na África do Sul.

Conforme observado na literatura internacional consultada, há diferentes nomenclaturas utilizadas para os diferentes tipos de materiais cimentados no âmbito mundial. A PCA utiliza a expressão *cement-treated aggregate* para uma vasta gama de tipos de agregados, incluindo as pedras britadas. O United Kingston Department of Transport utiliza a expressão *cement-bound material* para designar solos e agregados tratados com cimento de forma genérica. A escola francesa nomeia como *graves traiteés aux liants hydrauliques* e a União Européia utiliza a expressão

cement treated gravel. Todas essas expressões podem referir-se a misturas que contenham tanto agregados naturais (i.e., seixo rolado), quanto pedras britadas (i.e., pedregulho e brita) e agregados reciclados (i.e., RAP).

De acordo com Senço (2001), o panorama Brasileiro de misturas cimentadas se inicia na década de 1940 através da utilização do solo-cimento (SC) em São Paulo, manifestado pelo acelerado desenvolvimento do interior do estado, portanto, evidenciando a necessidade de ampliação da malha rodoviária e do aumento do tráfego de veículos.

Em contrapartida, a utilização de BGTC no Brasil ocorreu apenas em 1970, pode-se citar entre suas principais implementações, a Rodovia do Imigrante, Rodovia dos Bandeirantes e Rodovia Ayrton Senna (antigamente denominada Rodovia dos Trabalhadores). A Companhia de Desenvolvimento Rodoviário S.A (DERSA) utilizou nas décadas de 1970 e 1980, no estado de São Paulo, misturas de BGTC em camadas de base de diversos pavimentos semirrígidos. Já na década de 1990, DERSA passou a utilizar as misturas de BGTC aplicadas em camadas de sub-base (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Trichês (1993) ressalta a dificuldade de conhecimento a respeito do início do emprego do CCR no Brasil, em função da dificuldade de se delimitar o que fora empregado como BGTC e o que fora empregado como CCR. Andriolo (1998) cita a existência de registros históricos da utilização de CCR no Brasil na pavimentação do Vale do Anhangabaú, datado em 1946, alguns anos seguintes, ocorreu a pavimentação do aeroporto paulista de Congonhas.

Com o passar dos anos, demais obras utilizaram CCR aplicado em camadas de bases de pavimento semirrígidos, citando como exemplo as Avenidas Sertório, Bento Gonçalves, 1ª e 2ª Perimetrais e Osvaldo Aranha, em Porto Alegre/RS, cujas obras foram datadas em 1972. A partir de 1986, a Associação Brasileira de Cimento Portland (ABCP) deu início ao incentivo de implementação do CCR em camadas de revestimento e em ruas urbanas (TRICHÊS, 1993).

Com relação à reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland, Paiva *et al.* (2009) citam que a técnica já vem sendo empregada há cerca de três décadas. Conforme os autores, estima-se que até 2009, a técnica de reciclagem com incorporação de cimento tenha recuperado mais de sete milhões de metros quadrados de pavimento no país.

Com relação aos estudos do comportamento à fadiga das misturas cimentadas em âmbito nacional, percebe-se que as pesquisas são recentes. Trichês (1993) relata, que esses estudos e futuramente os que virão a existir são motivados pelos novos rumos que a mecânica dos pavimentos exerceu no país, liderados pela COPPE/UFRJ ao montar o primeiro equipamento de carga repetida no Brasil, em 1977.

Em 1991 houve a publicação de três trabalhos de expressão sobre o tema: Pinto (1991); Ceratti (1991) e Rodrigues (1991), seguidos por Balbo (1993) sobre BGTC e Trichês (1993) sobre CCR. No entanto, mesmo com os evidentes avanços observados no cenário da mecânica dos pavimentos e na análise laboratorial do fenômeno de fadiga, entende-se que o aspecto cultural da concepção de projetos rodoviários brasileiros, usualmente baseados na utilização de camadas asfálticas em revestimentos de estruturas, fez com que os materiais cimentados não fossem igualmente explorados como aqueles aglutinados por ligantes asfálticos. Pela consulta dos documentos abordados na revisão de literatura, em âmbito nacional, percebe-se uma gama significativamente menor de estudos referentes ao fenômeno de fadiga em materiais cimentados, quando comparados aos trabalhos relativos às misturas asfálticas.

2.1.1. Diferentes Tipos de Materiais Cimentados

Existe uma pluralidade de materiais passíveis de serem estabilizados quimicamente através da adição de cimento Portland, podendo esses, serem destinados à aplicação em camadas de base e/ou sub-bases de pavimentos rodoviários. São usualmente utilizadas composições de Solo-cimento, Brita Graduada Tratada com Cimento, Concreto Compactado com Rolo e Reciclagem com Cimento.

As misturas cimentadas obedecem a procedimentos específicos e individuais de dosagem, podendo variar suas composições granulométricas, teores de cimento e de umidade, todavia, necessitam atender características similares de rigidez (SILVA *et al.*, 2013).

Isola *et al.* (2013) cita duas técnicas comumente utilizadas para aumentar a capacidade de suporte de solos e materiais granulares: estabilização com cimento (modificação com cimento) e tratamento com cimento.

O autor define a estabilização com cimento como um processo pelo qual as quantidades medidas de cimento Portland são adicionadas ao depósito natural do solo (materiais não argilosos) para melhorar seu comportamento. Quando a água é adicionada à mistura, a hidratação do cimento aumenta a capacidade de suporte do solo através da cimentação das partículas do mesmo. O principal efeito da estabilização é alterar a gradação do solo ligando as partículas finas à hidratação do cimento e, portanto, aumentando a resistência e a compactabilidade do solo.

Isola *et al.* (2013) prossegue com a definição das misturas tratadas com cimento, essas, íntimas de agregados (naturais ou recuperados) misturados com quantidades medidas de cimento Portland (podendo-se utilizar outros materiais cimentícios) e misturados com água para a concepção de uma mistura cimentada estável e durável. Neste contexto, o cimento tem um efeito de ligação total nos agregados minerais.

Austroroads (2006) também define o grau de vinculação a ser designado os materiais como modificado e estabilizado. Modificado refere-se ao estado do material resultante da aplicação de pequenas quantidades de cimento onde o tratamento mínimo não fornece um aumento apreciável no desempenho mecânico, como a resistência. Em vez disso, outros atributos são modificados e melhorias são feitas (i.e., redução da plasticidade, melhoria da sensibilidade à umidade, etc).

Em comparação, estabilizado ou cimentado refere-se ao material onde a adição de quantidades maiores de cimento visa alcançar melhorias no desempenho mecânico, o que normalmente resulta no desenvolvimento de resistência à flexão apreciável.

O critério de classificação mundial para se avaliar a resistência de misturas cimentadas sob uma abordagem simplificada para a definição do grau de ligação é através da Resistência à Compressão Simples (RCS). A RCS é utilizada em função da sua familiaridade com a indústria da construção e sua facilidade de ensaio, mesmo que possuindo perspectiva mecanicista limitada (VOROBIEFF, 2004).

Conforme o grau de modificação/estabilização da mistura cimentada, existe uma certa grandeza de resistência que este material deve atingir, objetivando garantir o suporte ao tráfego estimado e reduzir os riscos de ruptura por fragmentação superficial desta futura camada cimentada. PCA (2005a) menciona que o valor limite de RCS visa restringir a ocorrência de reflexão de trincas por retração e fadiga da camada cimentada sob a camada de revestimento asfáltico, em

adição à redução da susceptibilidade à presença de água, responsável por mudanças volumétricas.

A Tabela 2.1 exibe diferentes classificações de material cimentado conforme diferentes localidades do mundo e seus respectivos autores. Austroads (2009) recomenda que a estabilização do cimento acima de 2% em teor de cimento seja tipicamente identificada como limiar entre materiais modificados e levemente estabilizados.

Tabela 2.1 - Classificação de Materiais Cimentados em diferentes locais do mundo.

Local	Classificação do Material Cimentado	Idade de Cura (dias)	RCS (MPa)	Referência
Austrália	Modificado	28	< 1,0	Vorobieff (2004)
	Levemente Estabilizado	28	1,0 - 4,0	
	Fortemente Estabilizado	28	> 4,0	
África do Sul	C4	7	0,75 - 1,5	Jenkins (2006)
	C3	7	1,5 - 3,0	
	C2	7	3,0 - 6,0	
	C1*	7	6,0 - 12,0	
Austrália e Nova Zelândia	Modificado	28	0,7 - 1,5	Austroads (2006) Yeo <i>et al.</i> (2011a)
	Levemente Estabilizado	28	1,5 - 3,0	
	Estabilizado (Cimentado)	28	> 3,0	
	Concreto Magro	28	6,0 - 15	
Austrália	Concreto Convencional	28	> 20,0	Austroads (2019)
	Modificado	28	< 1,0	
	Levemente Estabilizado	28	1,0 - 2,0	
	Estabilizado (Cimentado)	28	> 2,0	

C1*= não é mais utilizado pela alta probabilidade de causar trincas de reflexão

Tanto a Inglaterra quanto os documentos normativos da *European Standard* classificam os materiais cimentados em termos de RCS aos 28 dias de cura. A Tabela 2.2 é fornecida como uma diretriz para as agências rodoviárias em termos de materiais cimentados, cuja aplicação seja destinada a camadas de base.

Tabela 2.2 - Classificação europeia para misturas cimentadas para aplicação em camada de base.

Local	Material Selecionado	Teor de Cimento (kg/cm ³)	Idade de Cura (dias)	RCS (MPa)	Referência
Inglaterra e União Européia	Bem graduado (agregado)	90	28	> 8,0	Kennedy (2006)
	Bem Graduado (areia)	140	28	> 8,0	
	Mal Graduado	200	28	> 8,0	
	Rochas Brandas	200	28	> 8,0	
	Brickearth*	170	28	> 4,0	

*= termo originalmente usado para descrever depósitos superficiais do sul da Inglaterra.

Fonte: Modificado de Yeo (2011).

Uma nota crítica com relação as recomendações da União Europeia é o fato de seleção de materiais que afetam diretamente o desempenho das misturas cimentadas tratadas com cimento. Isto é evidente a partir dos diversos teores de cimento em função dos diferentes tipos de agregado requeridos para alcançar uma resistência à compressão indicativa mínima semelhante.

Conforme a classificação PCA (2005a) exposta na Tabela 2.3, conclui-se que as vigências americanas trabalham com taxas mínimas de teores de cimento de 3% para as três classificações de material cimentado. No que diz respeito à classificação brasileira, Balbo (2005) mensura, em função do teor de cimento, faixas de referência para os diferentes materiais cimentados.

Tabela 2.3 - Faixas de Referências para classificação dos diferentes materiais cimentados.

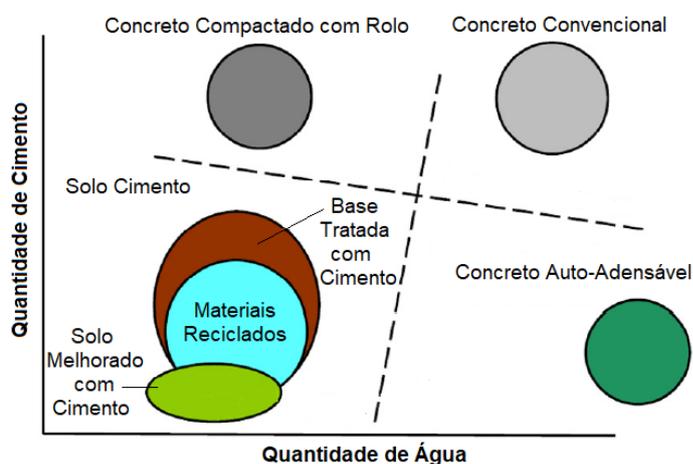
Local	Classificação do Material Cimentado	Teor de Cimento		Referência
		(%)	(kg/m ³)	
Estados Unidos	Solo Melhorado com Cimento	3,0 - 5,0		PCA (2005a) Halstred <i>et al.</i> (2006)
	Base Tratada com Cimento	3,0 - 10,0		
	Materiais Reciclado	> 3,0		
Brasil	BGTC		35 - 70	Balbo (2005)
	Solo-Cimento		50 - 125	
	CCR		80 - 300	
	Concreto Vibrado		250 - 400	

Em seu artigo, Balbo (2005) discursa a respeito dos benefícios e malefícios que a incorporação de um ligante hidráulico traz aos materiais de pavimentação. O autor recorda que os teores de cimento utilizados na estabilização de camadas

cimentadas são sensivelmente inferiores àqueles utilizados no concreto de cimento Portland convencional, sendo assim, passível de concluir que a estabilização se opera entre os limites de estruturas flexíveis e rígidas.

A PCA (2005b) ilustra na Figura 2.1, de forma complementar, a classificação americana dos diferentes tipos de materiais cimentados. Contrariamente as demais classificações exibidas previamente (em conformidade com RCS), a PCA sugere que as várias classificações de materiais estabilizados/tratados com cimento possam ser plotadas em relação ao teor de cimento e o teor de água utilizados na composição da mistura.

Figura 2.1 - Classificação de PCA dos diferentes tipos de materiais cimentados.



Fonte: PCA (2005b).

O ganho de força da mistura cimentada apresenta correlação direta com o teor de cimento, todavia, a água também desempenha papel crucial assegurando a hidratação do cimento. Deficiências na relação água/cimento ocasionarão em ineficientes processos de hidratação do cimento (THOM, 2010). Hamory & Cocks (1988) e Thom (2010) concluem que a relação mínima entre água/cimento seja de 0,22 a 0,25, não obstante, os autores exemplificam que para casos de relação a/c de 0,45, o processo de hidratação é excessivamente diluído, criando matrizes porosas de baixa resistência.

O capítulo se complementa, a seguir, na apresentação dos diferentes tipos de materiais cimentados utilizados no Brasil juntamente de suas características de origem e parâmetros de resistência. Todavia, não serão abordadas as misturas cimentadas que possuam em sua composição solo (i.e., solo melhorado com

cimento e solo cimento) uma vez que apresentam comportamentos distintos das misturas do tipo BGTC no âmbito microestrutural.

2.1.1.1. *Areia Cimento*

O estudo da adição de agentes cimentantes em agregados granulares é endereçada à simulação do comportamento de solos naturalmente cimentados (COOP & ATKINSON, 1993; DALLA ROSA *et al.*, 2008). Areias naturalmente cimentadas são identificadas em diversos locais do mundo, sua cimentação é geralmente atribuída a ocorrência da ação da água que contribui para a dissolução de alguns sais presentes na composição química do solo, levando a cimentação das partículas após evaporação da água (LEROUEIL & VAUGHAN, 1990).

A técnica de areia-cimento (AC) tem sido utilizada com êxito para composição de camadas de base de pavimentos, estabilidade de taludes, como base para fundações superficiais, etc (PORBAHA *et al.*, 1998; CONSOLI *et al.*, 2007, 2009).

Segundo conclusões obtidas por Clough *et al.* (1981), areias fortemente cimentadas obtêm na cimentação seu componente de maior importância, mesmo para altas tensões de confinamento, ostentando um comportamento frágil tanto para baixas quanto para altas tensões confinantes. No que tange as areias fracamente cimentadas, seu modo de ruptura é frágil para baixas tensões e dúctil para altas tensões de confinamento. Cruz (2008) adiciona que os modos de ruptura das areias cimentadas são tidos como variantes da densidade da areia, da pressão confinante e do nível de cimentação.

O estado da arte das areias cimentadas é amplo e anda concomitantemente às pesquisas relacionadas ao solo-cimento, Nardi (1975); Clough *et al.* (1981); Dalla Rosa *et al.* (2008); Cruz (2008); Fonseca *et al.* (2009); Consoli *et al.* (2012a); Consoli *et al.* (2012b); Leon (2018) são alguns dos pesquisadores de misturas de AC.

As normas brasileiras vigentes não determinam teores de cimento a serem adotados para misturas AC, tão pouco determinam níveis de resistência mínimos, sugere-se, desta forma, adoção dos parâmetros vigentes para misturas de solo-cimento. Conforme exibido na Tabela 2.4, percebe-se elevados teores de cimento para baixas resistências iniciais atingidas pelas misturas, evidenciando um dado custo de cimento para pouco retorno estrutural da camada cimentada, sendo esse

um indicativo para a não popularização da técnica em algumas regiões do Brasil que desfrutaram de composições rochosas em seu território, como a região Sul.

Tabela 2.4 - Resultados de estudos contemplando misturas Areia-Cimento.

Material Cimentado	Classificação	Massa Especif. (g/cm ³)	Cura (dias)	Teor de Cimento (%)	Resist. Tração (MPa)	Resist. Compressão (MPa)	Referência
Areia Cimento	Areia uniforme	2,67	14	4	0,12	0,98	Dass <i>et al.</i> (1994)
				6	0,18	1,82	
				8	0,30	2,58	
Areia Cimento (IV: 0,64)	Areia fina uniforme (HRB: A-3)	2,65	7	5	0,12	0,90	Cruz & Consoli (2009)
				9	0,25	1,60	
				12	0,35	2,25	
Areia Cimento (IV: 0,68)	Areia fina uniforme (HRB: A-3)	2,65	28	5	-	0,88	Sachetti (2014)
				8,6	-	2,15	
Areia Cimento (IV: 0,64)	Areia fina uniforme (HRB: A-3)	2,65	7	3	-	0,44	Venson (2015)
				5	-	0,86	
				9	-	1,49	

IV= Índice de Vazios

2.1.1.2. Brita Graduada Tratada com Cimento

A BGTC é composta de uma mistura de agregados britados em adição à baixos teores de cimento Portland e umidade, de forma que a água inserida seja capaz de promover a hidratação do cimento e futuramente sua compactação, têm-se em vista, que a quantidade de pasta de cimento em processos de estabilização não é suficiente para envolver integralmente os agregados, como ocorre no concreto. Ou seja, ao receberem adições de cimento visando sua estabilização, os agregados passam a apresentar grandes quantidades de vazios não preenchidos (i.e., poros) (ANDRADE, 2017).

As características de resistência mecânica da BGTC são resultantes da contribuição de duas fases, sendo estas, a fase do esqueleto granular e matriz cimentada. Xuan (2012) disserta que o esqueleto granular é influenciado principalmente pela granulometria, grau de compactação e classificação dos agregados, enquanto a matriz cimentada está diretamente relacionada ao teor de cimento, porcentagem de finos e condições de cura.

Sob caráter complementar, Lilley (1971) conclui que a resistência dessas misturas depende não apenas das partículas dos agregados, que objetiva determinar a estabilidade mecânica da mistura sob carregamento, mas também das ligações ocasionadas pela pasta de cimento que, por sua vez, visa governar a resistência das ligações entre as partículas.

De forma sucinta, a BGTC apresenta comportamento de um concreto de consistência seca, podendo exibir comportamento sofrível (em decorrência dos baixos teores de cimento) e estando sujeita à processos de retração pela reação de hidratação do cimento (BALBO, 2007). Theyse *et al.* (1996) descreve a BGTC como um material de alta rigidez cujo processo de dano é governado pelo trincamento a fadiga.

Com relação aos parâmetros de dosagem das misturas cimentadas, o ensaio de compressão simples ainda é o parâmetro mais referenciado na construção de rodovias, muito embora os esforços de tração das camadas cimentadas sejam altamente solicitados pela ação do tráfego.

A Tabela 2.5 exhibe valores recomendados pelas especificações brasileiras de teores de cimento e resistências mínimas exigidas aos 7 e 28 dias de idade, Balbo (2007) destaca que as maiores resistências são obtidas com misturas compactadas no ramo seco ($\approx 1,5\%$ abaixo da umidade ótima).

Tabela 2.5 - Valores Recomendados de Resistência para BGTC.

Aplicação	Referência	RCS (7 dias) (MPa)	RCS (28 dias) (MPa)	RTCD (28 dias) (MPa)	Consumo Cimento (%)
Base ou Sub-base de Brita Graduada Tratada com Cimento	NBR 11803/2013	3,5 - 8,0	-	-	3,0 - 5,0
	NBR 12261/2013	3,5 - 8,0	-	-	-
	DAER-ES 11/91	5,0	-	-	3,5 - 5,0
	ARTERIS (2015)	4,2	7,0	≥ 1	> 5
	DER-PR 16/2018	3,5 - 8,0	-	-	-

Balbo (1993) esclarece de forma contundente que a BGTC é a grande responsável pela absorção de tensões horizontais de tração dentre as demais camadas do pavimento, implicando dessa forma, a necessidade de se conhecer os níveis máximos de solicitação à tração deste material, do contrário, ocasionará a ruptura das ligações resultantes da hidratação do cimento. No entanto, percebe-se

por meio da Tabela 2.5 que estas exigências ainda não se fazem presentes nas normativas brasileiras.

Diversas pesquisas no âmbito nacional e internacional foram realizadas com misturas cimentadas, dentre elas destacam-se Bonnot (1966); Bonnot & Blondeau (1969); Chauvin *et al.* (1978); Dac Chi (1978, 1981); François & Alliche (1984); Balbo (1993); Dac Chi & François (1997); Midgley & Yeo (2008a); Mandal *et al.* (2017); Nascimento & Albuquerque (2018); Austroads (2019). A Tabela 2.6 exibe de forma resumida alguns dos principais resultados e características adotadas para misturas do tipo BGTC.

Tabela 2.6 - Resultados de estudos contemplando BGTC.

Material	Umidade (%)	Massa Espec. (g/cm ³)	Teor de Cimento (%)	Cura (dias)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	RTF (MPa)	Referência
BGTC (agregado granítico - Faixa B da ABNT)	4,5 (ramo seco)	≈ 2,2	4,0	7	8,08	-	-	Balbo (1993)
				28	13,25	-	-	
				56	13,68	2,33	-	
BGTC	Hornfels*	2,32	3,0	7	5,89	0,52	0,72	Midgley & Yeo (2008a)
				28	7,05	0,71	1,01	
	Siltito	2,07	4,0	7	5,78	0,53	0,73	
				28	6,50	0,81	1,13	
BGTC (agregado granítico - Faixa II do DER/PR)	8,5	2,21	3,0	7	3,54	0,29	-	Nascimento (2017)
				14	3,63	-	-	
				28	4,15	-	0,34	
BGTC (agregado granítico - Faixa B da ABNT)	7,3	2,41	4	7	5,84	-	-	Tessari (2017)
				28	7,54	1,02	-	
				56	7,86	1,22	-	

* = Rocha Metamórfica

Em análise à Tabela 2.6, percebe-se a variação da resistência entre as diferentes misturas cimentadas, principalmente para Balbo (1993), que exibiu elevados valores de RCS aos 28 dias de idade e RTCD aos 56 dias, fato esse que pode estar diretamente relacionado à compactação da mistura no ramo seco da curva de compactação.

2.1.1.3. Concreto Compactado com Rolo

Conforme definido no manual de pavimentos rígidos do DNIT (2005), o CCR é um concreto seco, de consistência rígida cuja trabalhabilidade lhe permite ser

compactado por rolos compressores ao invés de ser adensado através de vibradores ou demais equipamentos. Balbo (2006) cita que conforme nomenclatura de Piarc (1991), os concretos compactados com rolo não deveriam ser classificados como misturas estabilizadas com cimento, e sim, como concreto, em virtude das elevadas resistências e módulos de deformação.

Mehta & Monteiro (2008) contrapõe as ideias citadas anteriormente ao citar que o CCR difere do concreto convencional devido sua consistência, esforços de compactação, menor teor de água utilizado, menor teor de pasta, maior porção de fração fina, etc. Ademais, Mohammed *et al.* (2017) citam as principais vantagens do CCR em relação ao concreto de cimento Portland que são: alta velocidade de construção e menores custos de implementação.

Quando utilizada em camadas de base, apresenta como principal função uniformizar o suporte da fundação do pavimento, absorvendo as tensões de tração na flexão oriundas do tráfego dos veículos, aumentando assim, a eficiência na transferência de carga entre as diversas camadas do pavimento (RICCI, 2007).

O CCR apresenta consumo de cimento inferior aos concretos convencionais, entretanto superior às demais misturas cimentadas, como o SC e BGTC. A Tabela 2.7 expõe os valores recomendados por norma das resistências e consumo de cimento mínimo para diferentes tipos de aplicação do material cimentado.

Tabela 2.7 - Valores Recomendados de Resistência de CCR.

Aplicação	Referência	RCS (7 dias) (MPa)	Consumo Cimento (kg/m³)
Base ou sub-base de Concreto Compactado com Rolo	DNIT-ES 056/2013	≥ 5,0	80 - 120
	DER-SP 44/2006	-	85 - 120
	DNER (1992)	-	80 - 200

Conforme exposto na Tabela 2.7, as normativas brasileiras falham ao não definir com exatidão os devidos teores de cimento para os diversos tipos de aplicação de CCR nos diferentes pavimentos, inclusive no que tange o nível máximo de solicitações de tensões de tração que o material deva suportar. No entanto, a literatura exhibe coerência com relação aos parâmetros adotados para as diferentes aplicações do CCR.

Pitta (1998) define como teor de cimento típico para bases entre 150 kg/m³ e 180 kg/m³, Balbo (1993) comenta que o consumo pode variar entre 80 kg/m³ a 380 kg/m³, sendo este último caso para utilização como camada de revestimento. Pinto (2010) classifica o consumo entre 80 kg/m³ para utilização de CCR em sub-bases de pavimento de concreto simples e 380 kg/m³ quando empregado em camadas de revestimento.

A utilização do CCR como camada de pavimento apresenta diversos benefícios como: a) velocidade de construção em torno de 2 ou 3 vezes superior dos pavimentos de concreto convencional e dos pavimentos asfálticos; b) maior resistência à fadiga por flexão se comparado a um concreto convencional de igual resistência; c) vida útil de mais de 20 anos e pouca manutenção (PITTA, 2002; CARPIO, 2009).

Entretanto, Balbo (1996) e Molina (2002) comentam algumas limitações apresentadas em seu uso: a) heterogeneidade na mistura influenciando na resistência mecânica final e conseqüentemente no seu desempenho à fadiga; b) regularidade superficial insatisfatória para rodovias de alta velocidade. A Tabela 2.8 exhibe resultados de comportamentos mecânicos de diferentes misturas de CCR.

Tabela 2.8 - Resultados de estudos contemplando CCR.

Material	Umidade (%)	Massa Espec. (g/cm ³)	Cimento (kg/m ³)	Cura (dias)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	RTF (MPa)	Referência
CCR (Agregado granítico e areia natural)	5,2 - 5,5	2,2 - 2,3	80	28	5 - 7	-	0,6 - 1,0	Trichês (1993)
	5,0 - 5,3	2,2 - 2,3	120	28	10 - 15	-	1,2 - 2,2	
	4,8 - 5,2	2,2 - 2,3	160	28	16 - 23	-	2,0 - 2,8	
CCR (Agregado e areia industrial - granito)	7,2	2,27	100	7	-	1,45	2,31	Albuquerque <i>et al.</i> (2011)
				35	-	2,45	4,25	
CCR (Agregado basáltico e areia natural)	5,45	2,18	100	7	6,8	0,69	0,55	Borré (2017)
				28	8,2	1,02	1,12	
	5,55	2,23	150	7	11,32	1,68	1,60	
				28	16,27	2,5	1,96	

Como previsto, é perceptível a utilização de maiores teores de cimento (em comparação às misturas BGTC) e o reflexo que as mesmas possuem no

desempenho mecânico das misturas, principalmente nos ensaios de tração, esses, fundamentais para correta implementação dos materiais cimentados conforme o tráfego da via.

2.1.1.4. Reclaimed Asphalt Pavement tratado com cimento

O pavimento de asfalto reciclado (RAP) tratado com cimento é um exemplo de sucesso e uma solução cada vez mais popular para a reciclagem de pavimentos, sendo esse, reprocessado após a remoção da camada nos processos de reabilitação e construção do pavimento (TEBALDI *et al.*, 2012; ISOLA *et al.*, 2013).

As propriedades mecânicas do RAP tratado com cimento, podem ser potencialmente afetadas por fatores como o conteúdo de RAP, teor de cimento, temperatura, tempo e condição de cura e umidade (TOLBERT, 2014). Para a dosagem dessas misturas, as normas adotam dois ensaios de caracterização mecânica que objetivam atender os mecanismos de ruptura, a resistência à compressão e a resistência à tração.

A resistência à compressão é o principal meio de avaliação das misturas recicladas, de acordo com o método utilizado são determinados limites de aceitação, que são exibidos na Tabela 2.9. Com relação a resistência à tração, é necessária sua avaliação uma vez que camada reciclada cimentada apresenta comportamento de um pavimento semirrígido, trabalhando sob compressão o topo da camada enquanto suas fibras inferiores estão sujeitas a tensões de flexão (SEVERI *et al.*, 1999).

Tabela 2.9 - Valores Recomendados de Resistência de Misturas Cimentadas com RAP.

Referência	Período de Cura (dias)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)
PCA (2005a, 2007, 2010)	7	1,0 - 4,1	-
DER-PR ES-P 33/05	7	3,5 - 8	-
DNIT- ES 167/2013	7	2,1 - 2,5	0,25 - 0,35
WIRTGEN (2012)	7	-	> 0,25

No Brasil, avalia-se a resistência à tração através do ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral também conhecido por “ensaio brasileiro”. O valor

mínimo exigido por DNIT 167/2013 e Wirtgen (2012) (vide Tabela 2.9) visam dificultar a desintegração da camada que ocorre em função das mudanças volumétricas (RODRIGUES, 2018).

Em geral, existe uma literatura limitada sobre o uso de RAP na substituição de agregados virgens em misturas cimentadas se comparado aos demais tipos de misturas cimentadas, todavia, foram relatados pesquisadores cujos estudos visavam o comportamento mecânico das misturas RAP com adição de cimento (Kolias, 1996; Taha *et al.*, 2002; Guthrie *et al.*, 2007; Yuan *et al.*, 2011; Ma *et al.*, 2015; Suebsuk *et al.*, 2017), módulo elástico de campo das camadas (Wilson & Guthrie, 2011; Isola *et al.*, 2013; Godenzoni *et al.*, 2017) e os demais ensaios laboratoriais de tração indireta, triaxial e flexão (Mallick *et al.*, 2002; Dalla Rosa *et al.*, 2015; Bessa *et al.* 2016). No entanto, permanecem dúvidas sobre até que ponto os níveis de fatores como o conteúdo de cimento e o conteúdo de RAP afetam a resistência e a rigidez de tais materiais.

A fim de elucidar os questionamentos acima, a Tabela 2.10 exibe um quadro resumo dos resultados encontrados pelos autores para suas respectivas misturas cimentadas. Os resultados de Fedrigo *et al.* (2018) demonstram que suas misturas recicladas são resistentes (RCS entre 2,65 e 4,83 MPa e RTCD entre 0,51 e 0,79 MPa) e rígidas (variação de MR entre 18198 e 21447 MPa), apresentando as melhores resistências em relação ao teor de cimento e material fresado se comparado aos demais autores.

Tabela 2.10 - Resultados de estudos contemplando misturas com RAP.

Material	Massa Espec. (g/cm ³)	Umidade (%)	Cimento (%)	Cura (dias)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	MR (MPa)	Referência
RAP (70% Material Fresado / 30% Pó de Pedra)	2,0	8,0	5,0	28	1,32	0,27	7301	Pasche (2016)
			7,0	28	2,20	0,33	8393	
	2,1	8,0	5,0	28	2,00	0,38	8508	
			7,0	28	2,92	0,53	9704	
RAP (70% Material Fresado / 30% Pó de Pedra)	2,0	8,0	5,0	28	4,14	0,65	8970	Rodrigues (2018)
			6,0	28	5,56	0,82	11599	
	2,1	8,0	5,0	28	5,52	0,77	10865	
			6,0	28	7,23	1,03	12575	
RAP (50% Material Fresado / 50% Pó de Pedra)	2,06	8,0	2,0	14	2,65	0,51	18198	Fedrigo <i>et al.</i> (2018)
	2,07	7,1	4,0	14	4,83	0,79	21447	

Fedrigo *et al.* (2018) complementam que a porcentagem de fresado reduz a resistência à tração do material, reduzindo a capacidade de carga da camada, fato este, também identificado por Taha *et al.* (1999). Entretanto, os resultados obtidos por Sufian (2009) apresentam o oposto, a mistura com 75% de fresado alcança valores de RTCD maiores que as demais misturas, fato que ocorre para as demais idades de cura.

Ainda que a literatura não apresente um contexto consistente com relação às características de resistências mecânicas das misturas de RAP tratadas com cimento, têm-se conhecimento que a mistura de ambos os materiais (fresado + cimento) gera um filme na interface agregado/cimento que acaba retardando a propagação de trincas da camada (maior dissipação de energia), além de desenvolver uma maior tenacidade na camada, reduzindo o comportamento frágil da mesma (HUANG *et al.*, 2005).

2.2. VARIÁVEIS DETERMINANTES NO COMPORTAMENTO DE MISTURAS CIMENTADAS

Com o intuito de exibir as principais variáveis que ditam o comportamento e as propriedades mecânicas das misturas cimentadas com enfoque na BGTC, os itens que seguem abordam questões intrínsecas aos materiais constituintes da camada e/ou aos parâmetros de dosagem, objetivando identificar a influência destes elementos no desempenho de misturas cimentadas utilizadas como materiais de pavimentação.

2.2.1. Energia de Compactação

A compactação é um processo de estabilização mecânica dos materiais que visa obtenção e conservação de maiores resistências sem a necessidade de utilização de aditivos. Aranha (2013) afirma, que na estabilização mecânica é estabelecida uma nova condição de densificação máxima, essa, relacionada a uma energia de compactação, bem como, uma umidade ótima.

Dessa forma, a partir do incremento no grau de compactação, procura-se obtenção de um maior incremento na resistência do material para um mesmo teor de cimento, sendo assim, os parâmetros de compactação estão diretamente

associados à resistência do material (PCA, 2010). Fedrigo (2015) complementa que a energia de compactação pode apresentar o mesmo efeito que o teor de cimento quanto ao incremento de resistência, através do aumento dos contatos da matriz cimentada pela redução da porosidade.

Graça *et al.* (2004) cita que o grau de compactação de misturas cimentadas do tipo BGTC e CCR necessitam de eficientes controles de qualidade nos processos de compactação e em seus equipamentos utilizados. Inúmeras manifestações patológicas têm sido associadas à ineficientes processos de compactação, resultando em uma maior porosidade por parte destas camadas e em consequência, ineficiência nas características de rigidez da estrutura.

Exemplos de ineficientes controles de compactação e as consequências atreladas à mesma, foram apresentados laboratorialmente nas pesquisas de Bonnot & Blondeau (1969), cujo estudo englobou a utilização de diversos tipos de agregados minerais. Os autores concluíram que a redução de 5% na taxa de compactação (*Proctor* modificada) de suas misturas, resultou em uma queda de 40% da resistência do material.

Nos estudos apresentados por Fedrigo *et al.* (2014), cujo material utilizado fora um CCR com dois consumos de cimento (80 kg/m^3 e 200 kg/m^3), foi constatado que para baixos níveis de cimentação, é de grande importância o efeito do aumento da energia de compactação (multiplicando por 4x na RCS e 3x RT), enquanto que para maiores teores de cimento esse comportamento não é observado com maior intensidade.

As mesmas tendências foram apresentadas por Trichês (1993), que constatou que para consumos de cimento inferiores a 200 kg/m^3 , a RCS_(28 DIAS) aumenta aproximadamente 22% alterando a energia de normal para intermediária e 40% de normal para modificada. Para os consumos de cimento acima de 200 kg/m^3 , o acréscimo observado para ambas as energias não passou de 10%. Na utilização de misturas cimentadas tipo BGTC, Balbo (1993) apresentou dados contundentes aos acima citados, demonstrando ganho de 40% na RCS ao se trabalhar com energia *Proctor* modificada.

Com relação às misturas recicladas com adição de cimento, Fedrigo *et al.* (2017, 2018) citam que maiores esforços de compactação produzem misturas recicladas tratadas com cimento com baixa capilaridade e erodibilidade. Para misturas com teores de cimento de 4%, um maior esforço de compactação gerou

ganho na RCS em cerca de 60%, indicando que o aumento de energia de compactação permite contrabalancear os baixos teores de cimento no que se refere a resistências, reduzindo custos e fissuração por retração, ambos atrelados ao cimento Portland.

No entanto, contrabalancear a redução do consumo de cimento em detrimento do aumento da energia de compactação das camadas cimentadas não é garantia de bons resultados estruturais, uma vez comprovada a influência dos processos construtivos no desempenho final da camada cimentada e suas futuras manifestações patológicas.

2.2.2. Teor de Cimento

O tipo de cimento empregado na mistura cimentada varia de acordo com as propriedades desejadas para a camada cimentada e do agregado presente na mistura. A seleção da quantidade de aglomerante hidráulico a ser utilizada leva em consideração os carregamentos impostos pelo tráfego e as condições climáticas do local (GUTHRIE *et al.*, 2002).

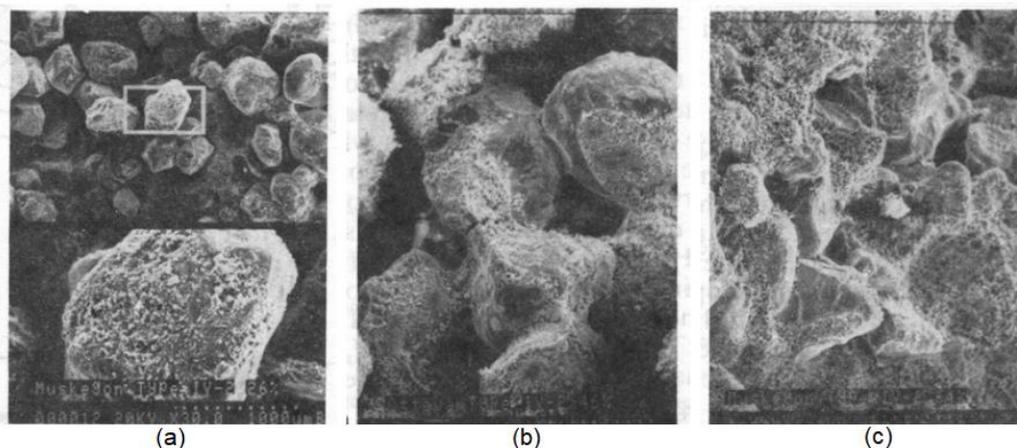
Para Fedrigo *et al.* (2014), o incremento na resistência provocado pelo acréscimo do consumo de cimento é maior se comparado ao incremento na resistência ocasionado pelo aumento da energia de compactação (redução da porosidade da mistura) no estudo de misturas cimentadas do tipo CCR. Já para Balbo (1993), o aumento do consumo de cimento está mais relacionado à capacidade de deformação do material (diminuindo-a) do que no incremento de resistência da mistura.

A RCS aumenta linearmente com o aumento do consumo de cimento, como retratado nas pesquisas de AC (Consoli *et al.*, 2007, 2010; Mandal, 2012), BGTC (Chauvin *et al.*, 1978, Balbo, 1993), CCR (Borré, 2017) e RAP tratado com cimento (Guthrie *et al.* 2007; Miller *et al.*, 2005; Tolbert 2014; Farhan *et al.*, 2016). Clough *et al.* (1981) e Consoli *et al.* (2007) complementam que a eficácia do cimento é maior em misturas bem compactadas.

Visando elucidar o processo de interação entre os agregados e o cimento, a Figura 2.2 exhibe três processos de cimentação em misturas de AC. Quando a cimentação é fraca (caso a), os produtos da hidratação do cimento recobrem parcialmente a superfície das partículas da areia, promovendo a ligação de alguns

pontos de contato. Para uma cimentação média, há maiores contatos entre as partículas dos agregados e a pasta de cimento (caso b). Quando a cimentação é forte (caso c), percebe-se o preenchimento dos produtos cimentantes nos vazios existentes entre as partículas.

Figura 2.2 - Processo de Cimentação de Misturas AC (a) Cimentação Fraca. (b) Cimentação Média. (c) Cimentação Forte.



Fonte: CHANG & WOODS (1992).

Yoder e Witczak (1975) apontam que a quantidade de cimento necessária para a estabilização de um material granular está diretamente relacionada a quantidade e qualidade dos finos contidos na composição granulométrica, bem como, da densidade final da mistura compactada.

Ensaio laboratoriais de amostras prismáticas foram realizados por Mandal (2012) visando avaliar o comportamento à fadiga de misturas contendo diferentes agregados minerais, essas, sob diferentes frequência e tensões de aplicação de carga. O autor concluiu que a mistura AC cujo teor de cimento era maior (i.e., 8%) apresentou menor vida de fadiga se comparado à mistura com menor teor (i.e., 6%), para um mesmo nível de tensão. No caso das misturas brita-cimento, não houve grande melhoria no trincamento da amostra prismática com o aumento do teor de ligante.

Sendo o cimento o componente de maior custo, é necessário um estudo de dosagem a fim de definir a quantidade mínima de cimento a ser adotada, respeitando as resistências mínimas necessárias impostas pelas solicitações de carga oriundas do tráfego de veículos, ao mesmo tempo que atenda as especificações vigentes. Em alguns casos também se faz necessário estabelecer

limites máximos de consumo de cimento visando a redução na ocorrência de fissuras de retração na camada cimentada.

2.2.3. Propriedades Físico-químicas do Agregado

O desempenho das diferentes misturas cimentadas está diretamente associado às características físico-químicas de seus agregados constituintes. A forma dos agregados, composição mineralógica e demais características oriundas da rocha matriz (e.g., grau de compactidade, porosidade, resolução de seus minerais constituintes, acidez da rocha) são parâmetros fundamentais para correto entendimento do comportamento das misturas cimentadas.

Com relação a influência das propriedades físico-químicas dos agregados minerais em misturas contendo cimento Portland, é plausível de estudo a reação química entre os hidróxidos alcalinos provenientes do cimento e agregados minerais, também conhecida por reação álcali-agregado (RAA), que se subdivide em: reação álcali-sílica, álcali-silicato e álcali-carbonato (TIECHER, 2006).

Por ser a subdivisão que ocorre com maior frequência, a reação álcali-sílica engloba a maioria dos estudos publicados, em função da maior ocorrência do mineral sílica nos agregados utilizados na construção civil e pavimentação rodoviária (TIECHER, 2006). Acredita-se que quanto maior a acidez da rocha, maior seu potencial reativo de álcalis, todavia, têm sido relatados rocha básicas extremamente reativas em ensaios acelerados de expansão, reação essa ocasionada pela liberação de sílica e álcalis por parte dos argilominerais presentes nas rochas vulcânicas, como no caso dos basaltos (GOGUEL, 1995).

O quartzo é a principal fonte de sílica para as rochas ácidas, no entanto, silicatos como feldspato e micas também contribuem em menores escalas. Em adição, Ponce & Batic (2006) citam o quartzo como o mineral que desencadeia de forma mais lenta a RAA. Os autores salientam que rochas detentoras de formações vítreas podem desencadear a RAA no período de um ano, enquanto que se a fase reativa for o quartzo, a reação poderá levar até dez anos para se desenvolver.

Muito embora fique evidente a dependência da RAA em relação a composição mineralógica dos agregados rochosos, permeia-se o questionamento em relação à quantidade mínima de consumo de cimento necessária para provocar

o início das reações químicas entre os hidróxidos alcalinos e os minerais presentes nos agregados, capaz de provocar perda na rigidez e/ou resistência da estrutura.

A natureza mineralógica de diferentes agregados graúdos também influenciaram o tempo de pega de misturas cimentadas, como mostrado no estudo de Évrard & Lebas (1978). A justificativa da pesquisa se deu pela necessidade de manutenção de um trecho rodoviário que necessitava utilizar dois agregados distintos em função da distância média de transporte das pedreiras aos diferentes locais de aplicação da mistura na rodovia, para se minimizar os custos.

Após a realização dos estudos de dosagem e compactação *Proctor* para obtenção das diferentes umidades e densidades das misturas cimentadas, ambas exibiram diferentes tipos de comportamento em função da mineralogia dos agregados, vale ressaltar que demais parâmetros adotados (e.g., marca e porcentagem de retardadores de pega, granulometria, temperatura, teor de cimento) se mantiveram constantes.

De fato, nas misturas cimentadas contendo o agregado xisto, não foi possível obtenção do tempo de pega mínimo (i.e., 24 horas) recomendado para traslado pedreira-rodovia, mesmo com a utilização de retardadores de pega e ensaiado para três temperaturas distintas (10°C, 20°C e 30°C). Por outro lado, com o agregado quartzito, não foi sequer necessário a utilização de retardadores de pega para obtenção do tempo mínimo de manuseio recomendado.

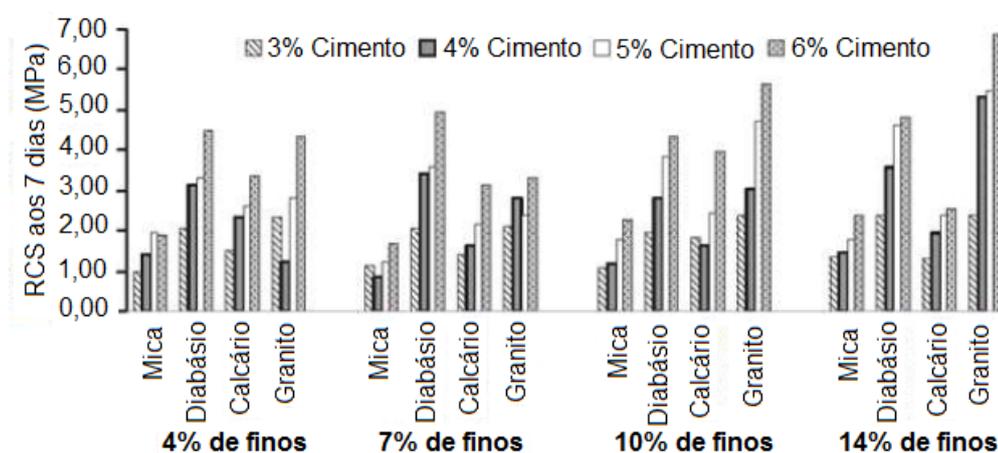
Os autores concluem que petrograficamente, as rochas que são compostas essencialmente de quartzo inerte não apresentam efeito no tempo de endurecimento do cimento. Por outro lado, as rochas contendo silico-aluminatos hidratados como micas (biotita, muscovita e rochas feldspáticas ou plagioclássicas) influenciam diretamente na mistura. Uma segunda explicação seria o parâmetro de absorção das rochas e de seus minerais constituintes, que quando em excesso, provocam secagem mais rápida da mistura, eliminando o papel lubrificante da água que contenha o retardador de pega.

Para Austroads (2014), o tipo de agregado mineral, bem como, o tipo de ligante hidráulico utilizado na mistura cimentada, são parâmetros determinantes no comportamento mecânico de camadas de BGTC e CCR. Uma das principais características exigidas do agregado é a resistência mecânica, que deve ser suficiente para reter a distribuição granulométricas no processo de compactação e

posterior utilização pelo tráfego (YODER & WITCZACK, 1975; BERNUCCI *et al.*, 2008).

Toma-se como exemplo o estudo de Davis *et al.* (2007) que avaliaram a influência de quatro agregados minerais no desempenho mecânico de diferentes misturas cimentadas e teve seus resultados compilados por Xuan (2012), cujos gráficos são exibidos na Figura 2.3. Em ordem crescente de resistência destaca-se a mica, o calcário, diabásio e o granito, sendo os últimos dois agregados dependentes do teor de finos presentes na mistura.

Figura 2.3 - Influência do tipo de agregado, quantidade de finos e teor de cimento na RCS da BGTC.



Fonte: Adaptado de XUAN (2012).

Mesmo sendo classificadas como rochas duras e exibindo baixas porosidades, a textura fanerítica dos agregados graníticos permite maior incidência de planos de fraqueza na rocha em função da maior resolução de seus minerais constituintes, que tendem a sofrer maiores degradações mecânicas (BACK, 2018). Entretanto, mesmo os granitos possuindo a tendência de exibir maiores degradações mecânicas se comparado aos diabásios, essa inclinação não ocorreu para as duas maiores porcentagens de finos, cujas misturas cimentadas contendo o agregado granítico ostentaram os melhores desempenhos mecânicos para todos os teores de cimento avaliados.

2.2.4. Porosidade da Mistura

A porosidade das misturas cimentadas está diretamente associada a distribuição granulométrica e as propriedades do material constituinte, sendo

definida pela presença de poros existentes nos agregados minerais, na interface pasta/agregado, bem como, na pasta de cimento Portland (HOVER, 1998). Sob a óptica da porosidade, o empacotamento e o grau de hidratação do cimento devem ser analisados concomitantemente, propondo-se uma distribuição granulométrica ampla a fim de obtenção de misturas menos porosas (WANG *et al.*, 1999).

Sob análise da densidade de empacotamento e do grau de hidratação do cimento Portland, conclui-se que nas primeiras idades de hidratação do cimento, a influência da densidade de empacotamento apresenta maior relevância que o grau de hidratação. Para as idades de hidratação mais avançadas, tanto a densidade de empacotamento quanto o grau de hidratação influenciam na porosidade da mistura (WANG *et al.*, 1999).

A literatura ostenta diversos trabalhos que comprovam a existência da correlação entre o grau de cimentação e a porosidade para solos artificialmente cimentados (Ismail *et al.*, 2002; Lopes Junior, 2007; Cruz, 2008; Dalla Rosa, 2009). Os trabalhos exibem coerentes relações entre teor de agente cimentante e porosidade, sendo essa relação uma forma apropriada de previsão da RCS das misturas SC e AC.

Resultados laboratoriais de Clough *et al.* (1981) corroboram com a literatura ao concluírem que a RCS aumentou linearmente com o aumento do consumo de cimento Portland e exponencialmente com a diminuição da porosidade das misturas compactadas. Sendo uma das principais justificativas para o aumento na taxa de ganho de resistência, a existência de um maior número de contatos interpartículas e, dessa forma, maior possibilidade do cimento promover laços efetivos nesses contatos (CHANG & WOODS, 1992).

Com relação às misturas cimentadas tipo BGTC, CCR e RAP tratado com cimento, o comportamento da porosidade segue as mesmas tendências acima analisadas. Josa *et al.* (1997) verificou ocorrência de uma relação inversamente proporcional entre a resistência e a porosidade para todas as misturas analisadas. Pasche (2016) e Rodrigues (2018) complementam que independentemente do consumo de cimento, houve aumento exponencial para os ensaios de resistência (RCS, RTF e RTCD) com a redução da porosidade.

2.2.5. Teor de Umidade e Fator Água/Cimento

Neville (1997) aponta que a completa hidratação do cimento requer, aproximadamente, 40% da massa de cimento em água, sendo que destes, 20% é efetivamente consumido no processo de hidratação e os demais mantêm-se retidos na água de gel. As partículas de cimento exibem tendências à aglomeração quando em contato com um líquido tão polar quanto a água, tal estrutura aglomerada implica na retenção de certas quantidades da água da mistura cimentada, produzindo uma rede aberta de canais entre as partículas. Essa rede de vazios, por sua vez, aprisiona parte da água, que fica indisponível para hidratação das superfícies das partículas de cimento (AÏTCIN *et al.*, 1994).

A distribuição granulométrica intervém no consumo de água necessária a fim de garantir adequada trabalhabilidade da mistura cimentada, estando diretamente relacionada com a área superficial e densidade de empacotamento das partículas, ou seja, quanto maior área superficial (i.e., fração miúda) e menor densidade de empacotamento, maior a demanda de água (WANG *et al.*, 1999).

A relação água/cimento também influencia nas características de resistência das misturas cimentadas. Quanto maior a quantidade de água incorporada à mistura, maior o volume de vazios após hidratação do cimento (MEHTA & MONTEIRO, 2008). No entanto, a redução da umidade resulta na diminuição das densidades máximas, conseqüentemente, afetando seu grau de compactação (AUSTROADS, 2014).

Bonnot & Blondeau (1969) analisaram a influência de diferentes teores de umidade no desempenho mecânico de misturas cimentadas tipo BGTC. Os autores concluem que é de fundamental importância a produção de misturas cimentadas cujos teores de umidade estejam localizados no ramo seco da curva de compactação *Proctor* modificada (i.e., $\approx 1,5\%$ abaixo da umidade ótima), independente da granulometria adotada e idade de cura. Os autores complementam que o fato de se adicionar 1% a mais de água em relação a umidade ótima, provoca a diminuição da resistência à compressão e à tração na ordem de 55% e 60%, respectivamente, fato esse, também comprovado por Chummuneerat *et al.* (2014).

O estudo de Balbo (1993) corrobora com Bonnot & Blondeau (1969) ao concluir que BGTC apresentam valores máximos de resistência mecânica na ordem de 30% superiores quando dosadas com teores de umidades obtidos do ramo seco da curva de compactação (i.e., $\approx 1,5\%$), revelando matrizes cimentadas homogêneas

e com menores porosidades se comparadas àquelas compactadas na umidade ótima.

Em adição, Prado *et al.* (2020) ao analisar as propriedades mecânicas de misturas BGTC a partir de variações nas faixas granulométricas, teores de cimento e teores de umidade, concluiu que para as duas curvas granulométricas estudadas (ET-DE-P00/009 -DER/SP e SAPEM, 2014) a redução de 1% do teor de umidade em relação à umidade ótima obtida através do procedimento de compactação *Proctor* promoveu uma melhora no desempenho frente aos ensaios de resistência

De posse de ensaios de tenacidade à fratura, Balbo (2006) complementa o estudo de materiais cimentados, no qual observou que a fragilidade do material aumentaria para as amostras compactadas no ramo seco, exibindo um sentido contrário ao aumento da resistência esperado. Ou seja, o aumento da resistência para menores umidades de compactação, significa em um aumento de fragilidade do material em relação às amostras compactadas na umidade ótima.

Sob o aspecto do comportamento à fadiga, Antrim (1967) realizou um estudo sobre o comportamento à fadiga da pasta de cimento endurecido variando os teores de umidade. O autor conclui que as fissuras na pasta de cimento se desenvolveram mais lentamente nas misturas de maior porosidade, uma vez que pode reajustar sua estrutura para reduzir as áreas de concentração e estresse.

Por sua vez, Mandal (2012) realizou ensaios de fadiga à flexão com a utilização de amostras prismáticas para o total de nove misturas cimentadas, sob diferentes condições de carga. O autor conclui que as amostras cuja compactação foi realizada com umidades abaixo da umidade ótima, mostraram menores vida de fadiga que as amostras compactadas na umidade ótima.

2.2.6. Granulometria

A graduação de materiais granulares naturais ou industriais é um dos principais parâmetros de avaliação em uma mistura que contenha agregado, influenciando nas seguintes propriedades: rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, comportamento à fadiga, etc. Dessa forma, a escolha da graduação é um dos primeiros parâmetros adotados no estudo de materiais empregados no pavimento através das especificações vigentes que limitam diferentes faixas de graduação (MARQUES, 2001).

Muito embora o interesse pelo empacotamento das partículas tenha tomado notoriedades nos últimos anos, o entendimento da importância deste parâmetro na influência das propriedades mecânicas e do comportamento à fadiga dos materiais cimentados já tenha sido detectado por Bonnot (1966) em sua pesquisa realizada no *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*. O interesse de um melhor entendimento no empacotamento surge, uma vez que, o comportamento de tais materiais cimentados depende das propriedades das partes que o compõem e parcialmente das interações entre elas (STROEVEN & STROEVEN, 1999).

Para efeito de distribuição granulométrica, as partículas que apresentam porosidade fechada são semelhantes às densas, porém resultam em misturas com densidade superior. Já as partículas que apresentam porosidade aberta dificultam o empacotamento devido ao seu formato irregular e também resultam em misturas com menores densidades de empacotamento (OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Observando-se a influência da distribuição granulométrica sobre a densidade de empacotamento e o grau de hidratação do cimento, Wang *et al.* (1997) verificou que para o estado de empacotamento, uma distribuição contínua é mais desejada, enquanto que uma distribuição heterogênea é mais apropriada para o grau de hidratação. Embora ambos os efeitos sejam exatamente opostos, devem ser considerados simultaneamente. Os autores descrevem que entre ambos os efeitos, a densidade de empacotamento é o fator reinante, cuja menor porosidade é coincidente com a máxima densidade de empacotamento e a taxa de hidratação é geralmente menor.

A composição granulométrica mais bem graduada tende a exibir melhora na taxa de resistência de uma mistura de agregados com cimento, sendo capaz de originar menores quantidades de vazios e maior homogeneidade para misturas cimentadas pós compactação e cura. O termo graduada aponta uma distribuição granulométrica contínua, sugerindo, uma curva granulométrica bem distribuída cujos diâmetros dos agregados não sejam uniformes, dessa forma, resultando em uma mistura estabilizada granulometricamente (BALBO, 1993).

Balbo (1993) complementa que para misturas cimentadas tipo BGTC, visando a obtenção de elevadas resistências com maior economia no emprego de materiais, o acerto granulométrico deve-se aproximar da Faixa B da NBR 11803/2013, resultando em melhores soluções e menores consumos de cimento.

2.2.7. Retração do Cimento

O aparecimento de fissuras de retração é inevitável quando se trabalha com materiais tratados com cimento Portland, essas, têm sua origem dos cristais de silicato de cálcio que se formam através da hidratação do cimento promovendo a interligação entre as partículas do material. Através do maior desenvolvimento das ligações, o material cimentado passa a apresentar alterações de volume e se contrai, produzindo as rachaduras ou fissuras por contração (WIRTGEN, 2012).

Características como intensidade e magnitude das fissuras, também denominada como grau de rachadura, são influenciadas pelos seguintes fatores: teor de cimento (quanto maior o consumo de cimento, maior o grau da rachadura); tipo de material a ser estabilizado; teor de umidade de compactação (aconselha-se utilização de reduzida proporção água/cimento); velocidade de secagem (WIRTGEN, 2012).

Balbo (1993) complementa ao sugerir utilização de retardadores de pega a fim de evitar a ocorrência de rachaduras de maior grau; emprego de cimentos de retração compensada, como os cimentos de alto-forno; redução da quantidade de água especialmente na mistura BGTC.

Uma das grandes problemáticas das fissuras de retração, em adição à queda de desempenho e degradação prematura da camada cimentada, é o processo de reflexão de trincas à superfície dos revestimentos betuminosos, em curto período de tempo. Demais trincas oriundas de processos de dilatação térmicas das camadas de BGTC apresentam o mesmo destino, ambas, aparentemente inevitáveis. (BALBO, 1993).

Pitta & Hurtado Diaz (1991) especificam fatores que afetam o processo de retração por secagem de misturas CCR, que são: consumo de cimento; tipo de cimento; umidade de compactação; energia de compactação; origem do agregado britado; utilização de aditivos. Os autores complementam que a retração por secagem pode ser evitada pelo método de cura adotado, principalmente em idades iniciais.

De forma contrária, Pittman & Ragan (1998) dissertam que o efeito individual da retração por secagem das misturas de CCR são insignificantes, contudo, o processo de trincas por retração somado a demais fatores pode ocasionar queda de desempenho e/ou degradação prematura.

2.2.8. Tempo de Cura

As características físicas e químicas das misturas estabilizadas com cimento Portland tendem a se modificar, passando do estado de pasta plástica para pasta sólida, mediante processo de hidratação desse aglomerante. A evolução nas propriedades das misturas cimentadas, bem como as reações químicas que as provocam, estão diretamente associadas aos seus materiais envolvidos (ARANHA, 2013).

O efeito do tempo de cura em função do ganho de resistência mecânica para materiais cimentados é uma relação documentada repetidamente na literatura de misturas cimentadas. Na presença de umidade suficiente e à medida que o tempo de cura aumenta, o mesmo ocorre com a resistência do material estudado. Esta tendência ocorre independentemente da distribuição do tamanho das partículas, ou do tipo de material cimentado (i.e., AC, BGTC, CCR, RAP) (TAHA *et al.*, 2002; TOLBERT, 2014).

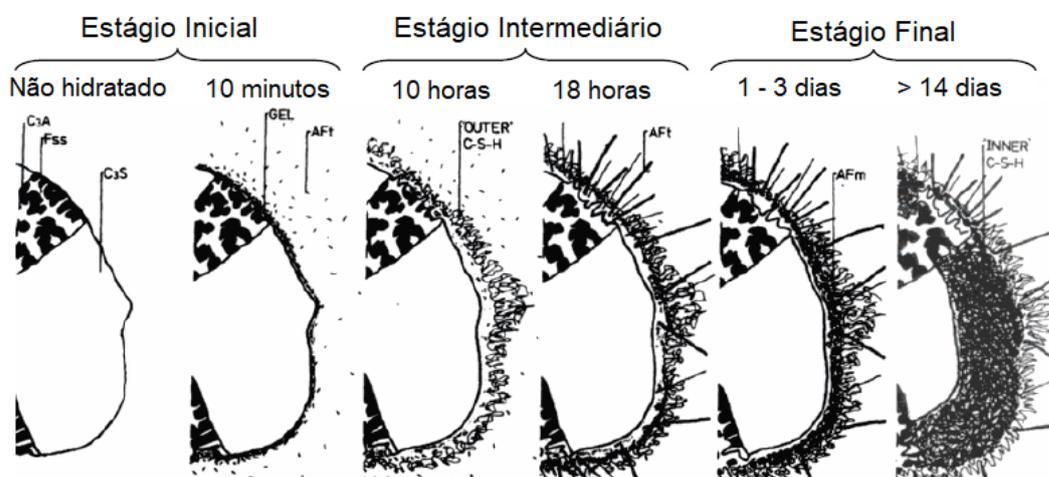
O que se difere para os diferentes tipos de misturas cimentadas é a taxa do ganho de resistência em função do tempo, bem como, o momento de estabilização do ganho da resistência. Cita-se como exemplo Fedrigo *et al.* (2017) que ao trabalhar com misturas RAP tratadas com cimento detectou altas taxas de crescimento da resistência mecânicas nas idades iniciais (taxa de ganho de 50% em RCS (7 DIAS)) tendendo a valores estáveis por períodos superiores a 14 dias e 21 dias, respectivamente. Para Sufian (2009) e Fedrigo *et al.* (2018) a estabilização mecânica de suas misturas recicladas cimentadas exibiram a tendência de estabilização aos 7 dias de cura.

A justificativa para estabilização nas taxas de ganho de resistência mecânica após cessadas as idades iniciais de cura do cimento são fundamentadas pelos processos de hidratação do cimento. Jennings *et al.* (1981) descrevem três etapas principais para completo processo de hidratação do cimento, isto é, estágio inicial (ocorrência nas primeiras 4 horas), estágio intermediário (duração de 4 horas a 24 horas) e estágio final (a partir das 24 horas de cura inicial), conforme exibido na Figura 2.4.

Enquanto que no estágio intermediário aproximadamente 30% do cimento já reagiu, caracterizado pela formação do C-S-H que, por sua vez, inicia a formação de uma camada espessa ao redor do grão de cimento, dando início a um maior número

de contato interpartículas da matriz cimentada e conseqüentemente ganho de resistência inicial. Após os primeiros dias de hidratação (estágio final) o processo de hidratação do cimento já exibe tendências de estabilização química e o restante da hidratação ocorre em baixas velocidades até atingir sua estabilização, que em termos de resistência mecânica do material cimentado provoca a diminuição significativa na taxa de ganho de resistência após as idades iniciais de cura (YEO, 2011).

Figura 2.4 - Desenvolvimento da microestrutura durante a hidratação do cimento Portland.



Fonte: Adaptado de Taylor (1999, apud Yeo, 2011).

2.3. FADIGA EM MATERIAIS CIMENTADOS

Visando identificar como os materiais cimentados se comportam frente a evolução do processo de degradação por fadiga, os itens que seguem exibem conceitos relativos à mecânica da fratura aplicada a pavimentos rodoviários, avaliando também como camadas aglutinadas por cimento se comportam frente ao fenômeno de fadiga. Por fim, no intuito de verificar o comportamento à fadiga destes materiais, buscou-se exibir os principais ensaios de avaliação relativos ao processo de trincamento.

2.3.1. Mecânica da Fratura

A mecânica da fratura está inserida na ciência da mecânica dos materiais, e se destina ao estudo dos processos mecânicos que geram a propagação das fendas

e fissuras mediante ação de cargas aplicadas externamente. A Teoria da Mecânica da Fratura tem sido utilizada para considerar a redução da resistência de materiais em função da ocorrência de trincas em sua composição, permitindo um tratamento mais promissor no estudo da fadiga, uma vez que considera a natureza localizada do problema e as condições de geometria e fronteira das trincas (TRICHES, 1993; SOARES & FREITAS, 2002).

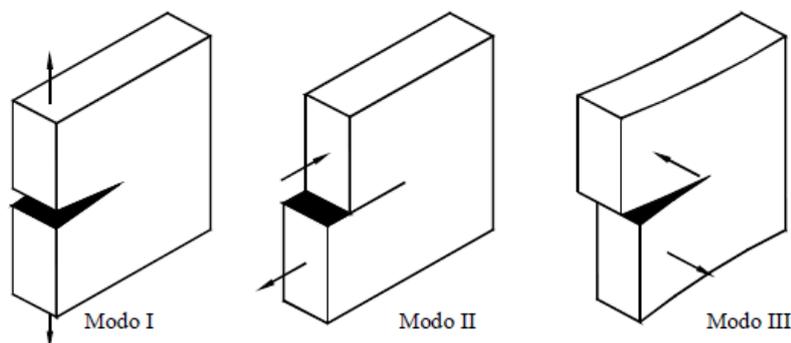
O aumento da resistência de camadas tratadas com cimento provoca o aumento de sua fragilidade e como consequência, redução de sua flexibilidade, ocasionando invariavelmente, a proliferação acelerada de rachaduras mediante solicitações do tráfego incidente e futuramente reduzindo seu desempenho estrutural. Vale ressaltar que o surgimento das trincas e sua propagação são processos distintos, e devem ser analisados como tal (WIRTGEN, 2012).

No que tange a irradiação das trincas, são necessários estudos de tensões através da determinação da carga estática máxima e vida de fadiga, uma vez que a ocorrência das mesmas ocasiona a redução da vida útil da camada cimentada. Assume-se que as tensões nas extremidades das trincas sejam infinitas e caracterizadas pelo *fator de intensidade de tensão KI*. Na ocorrência de uma fratura súbita no material, o fator KI alcança um valor crítico (i.e., KIC) que é denominado *tenacidade à fratura*, estando definida como a quantidade de energia absorvida pelo material durante seu processo de fraturamento (a partir do início da fratura) (EFFTING, 2004).

Admite-se que a mecânica da fratura se originou nos estudos de Griffith em 1920, entretanto, o tópico deve seu desenvolvimento a Irwin a partir de 1950, que estendeu os resultados obtidos por Griffith propondo o conceito de *Fator de Intensidade de Tensão* para descrever o campo de tensão nas imediações das trincas. No decorrer de seus estudos, Irwin observou que o comportamento das trincas poderia ser representado por três movimentos cinéticos, ou seja, modos de deslocamentos relativos à superfície de trincas, como ilustrado na Figura 2.5 (TRICHES, 1993).

Os três tipos distintos de ruptura são: Abertura (modo I); Cisalhamento (modo II); Rasgamento (modo III). O primeiro deslocamento ocorre quando se aplica uma tensão por tração direta na região fissurada, os demais modos de abertura envolvem a forma de corte da trinca, uma vez que a tensão requerida para romper um material sofre efeito do tipo de abertura (MAIA, 2011).

Figura 2.5 - Principais modos de solicitação/deformação de uma fenda.



Fonte: PEREIRA (2006).

A formação de fraturas progressivas na estrutura interna do material classifica o trincamento por fadiga, que se origina da nucleação, abertura e propagação das microfissuras. Da mesma forma, a natureza quase frágil dos materiais cimentados significa que o material sofre danos na forma de nucleação de vazios não preenchidos por argamassa a partir da coalescência de microestruturas existentes dentro da matriz cimentada que promovem a evolução das trincas e futuramente fendilhamentos em forma de blocos. Esse processo ocorrerá de forma mais acelerada para misturas cimentadas em comparação ao concreto (BALBO & CINTRA, 1996).

O fenômeno da fadiga se caracteriza por um processo de modificações progressivas e permanentes que ocorre nos materiais mediante tensões repetidas, logo, é associado aos carregamentos cíclicos. Essas modificações tendem a ser danosas, implicando na perda de rigidez da estrutura através do aumento progressivo das fissuras internas que podem evoluir para eventuais fraturas do material, caso os carregamentos cíclicos sejam suficientemente grandes. Isto é, uma camada cimentada é capaz de romper em detrimento da fadiga, sem que o nível de tensões ultrapasse a resistência do material (OLIVEIRA, 2000).

A alta porosidade presente na BGTC em detrimento da ausência de pasta de cimento para completo envolvimento dos grãos de agregado provoca ocorrência de fissuras nesta interface agregado/pasta que tendem a absorver o acúmulo de tensões oriundos do carregamento repetido. Este processo é contínuo durante a passagem de veículos sobre o pavimento e exibem acréscimos substanciais nos valores de deformação nos ciclos que antecedem a ruptura da camada de BGTC (BALBO, 2006).

Pretórius (1970 apud Trichês, 1993) cita que existe uma relação entre o tamanho das fissuras inerentes da mistura com o tamanho de seus agregados constituintes, de forma que quanto maior o tamanho das partículas minerais, maior será o comprimento das fissuras iniciais. Assim, misturas cujas granulometrias são mais grossas exibem fissuras iniciais maiores. Entretanto, embora granulometrias mais grossas apontem propagações de trincas iniciais de forma precoce, não necessariamente a ruptura da camada cimentada ocorrerá mais rapidamente, uma vez que a presença de partículas graúdas na região de ruptura faz com que haja maior transferência de carga entre as faces trincadas, diminuindo a concentração de tensões das pontas das fissuras (RODRIGUES, 1991; TRICHES, 1993).

A análise comparativa entre módulos de elasticidade e tenacidade à fratura não tende a ser um critério para Balbo (2006), como se verifica no estudo realizado pelo autor. Muito embora misturas de BGTC e de CCR apresentarem módulos de elasticidades relativamente próximos, a baixíssima tenacidade da BGTC assegura uma veloz propagação de fissuras na sua camada cimentada em comparação ao CCR, conotando um comportamento à fadiga inferior por parte da BGTC.

Mandal (2012) complementa que a propriedade de tenacidade à fratura de misturas cimentadas aumenta com o aumento do período de cura das amostras, entretanto, com o aumento do consumo de cimento, a tenacidade tende a diminuir.

Dadas as informações exibidas nesse item, conclui-se que a energia de fratura pode ser utilizada como parâmetro para descrever o comportamento microestrutural dos materiais, permitindo obtenção da resistência à propagação de fissuras, bem como da energia total de fratura requerida para seu colapso, ambos, imprescindíveis para correto entendimento do fenômeno de fadiga.

2.3.2. Comportamento à Fadiga dos Materiais Cimentados

O mecanismo de ruptura por fadiga caracteriza-se pela redução dos parâmetros de rigidez de um material cimentado, sendo originado através do acúmulo de dano em locais de menor homogeneidade (i.e., poros e/ou nucleação de vazios não preenchidos por argamassa) mediante formação de fraturas progressivas na estrutura interna do material. O acúmulo de dano provocado pelas solicitações de cargas oriundas do tráfego de veículos atinge um limite de desconforto e propagação de microfissuras, de forma que a camada cimentada inicie seu processo

de desintegração através da ocorrência de rachaduras em blocos e fendilamentos, de forma que o estado mecânico da camada cimentada retorne ao seu estado não estabilizado, estágio de serviço também conhecido como fase granular equivalente (YEO *et al.*, 2011b)

Sendo a nucleação, abertura e propagação progressiva das fissuras a principal forma de deterioração das camadas cimentadas, define-se dois modos distintos de falha: trincamento por fadiga (*bottom-up cracking*) e esmagamento (*top-down compressive fatigue*). O primeiro modo de degradação é governado pelos valores da tensão de tração máximos na parte inferior da camada cimentada, podendo também ocorrer em maior velocidade em virtude da carbonatação dos materiais cimentados. O esmagamento ocorre tipicamente em camadas cimentadas relativamente espessas e levemente estabilizadas, estando relacionado a resistência à compressão (NCHRP, 2014; SOUNTHARARAJAH *et al.*, 2018). Freeman & Little (2002) relatam que a falha *top-down* se deve ao descolamento da camada cimentada em relação às demais camadas do pavimento, fadiga no topo da camada e bombeamento de finos.

Quando empregadas em camadas de base, as misturas cimentadas são responsáveis por uniformizar o suporte da fundação do pavimento, absorvendo as tensões de tração na flexão oriundas do tráfego dos veículos, aumentando assim, a eficiência na transferência de carga entre as diversas camadas do pavimento (RICCI, 2007). De forma análoga, o processo de degradação por fadiga tem na resistência à tração na flexão sua principal forma de ocorrência.

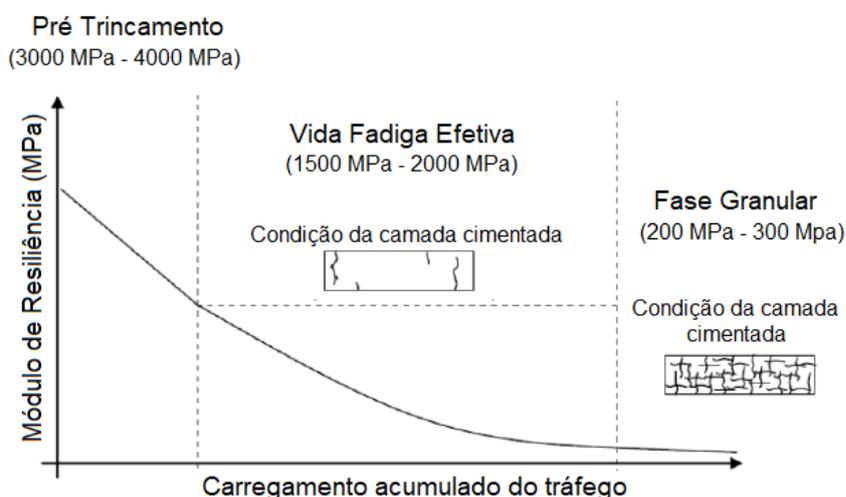
Todavia, demais variáveis influenciam na ocorrência do fenômeno da fadiga para materiais cimentados, sendo elas: distribuição granulométrica e diâmetro nominal da partícula; forma de partícula; densidade; teor de umidade; eficiência da mistura e padrão de fissuração, sendo que alguns dos fatores citados acima também exibem dependência do consumo de cimento e do tipo de cimento escolhido (AUSTROADS, 2014).

Como regra geral, um aumento na densidade da mistura resulta em um aumento na vida de fadiga de materiais cimentados. Com um aumento no teor de umidade além da umidade ótima gera diminuição no módulo do material, é esperado uma diminuição na vida de fadiga e um aumento na quantidade de fissuração por retração. Em adição, a extensão da fissuração por retração é significativamente influenciada pela plasticidade do material a ser estabilizado, pelo tipo e conteúdo do

ligante hidráulico e pelo teor de umidade no momento da compactação (AUSTRROADS, 2014).

Em decorrência da incidência do tráfego e conseqüentemente do acúmulo de dano na camada cimentada manifestado através da propagação de fissuras, a estrutura do pavimento tende a exibir redução de sua rigidez. O primeiro estágio da fadiga caracteriza-se pela redução acentuada e tipicamente linear na rigidez, como apresentado na Figura 2.6, sendo denominada como fase pré-trincamento (YEO, 2011).

Figura 2.6 - Comportamento a longo prazo de uma camada levemente cimentada.



Fonte: THEYSE *et al.* (1996).

Cessada a fase de pré-trincamento, as camadas cimentadas passam a sofrer ação do tráfego dando início ao acúmulo do dano, sendo a segunda fase chamada de vida de fadiga efetiva, em virtude da camada manter valores de rigidez compatíveis com um material cimentado, mantendo sua função estrutural. É esperado que nesta etapa não ocorra o processo de reflexão de trincas da base cimentada para o revestimento asfáltico, muito embora haja ocorrência de fissuração (MIDGLEY & YEO, 2008b).

A última etapa do processo de degradação por fadiga ostenta uma camada cimentada cuja perda de rigidez é tão significativa que passa a ser considerada como um equivalente granular (MIDGLEY & YEO, 2008b). A Figura 2.7 exemplifica o segundo estágio do trincamento por fadiga de uma camada cimentada ao exibir em sua estrutura microfissuramento aparentemente iniciado na parte inferior da camada

(modo de falha *bottom-up cracking*), em adição, denota-se certo grau de umidade em sua composição.

Figura 2.7 - Processo de trincamento por fadiga (*bottom-up cracking*) ainda não refletido ao revestimento.



Fonte: MIDGLEY & YEO (2008b).

O processo contínuo de degradação que ocorre nas camadas cimentadas permite que seja aplicado, tendo em vista suas limitações, o modelo de dano contínuo de *Palmgren-Miner*. O modelo estabelece que a cada aplicação de uma mesma carga ou tensão, o dano ocasionado pelo processo de danificação por fadiga será contínuo e constante ao longo da vida do material (BALBO, 2009).

As limitações exibidas pelo modelo são relacionadas ao carregamento no qual estão submetidos os pavimentos, que variam em sua magnitude, tempo de aplicação e ocorrência. Em adição, condições externas como temperatura e umidade fazem com que o dano não seja linear ou proporcional, visto que as microfissuras tendem a ocorrer de maneira progressiva e não de maneira uniforme (BALBO, 2009).

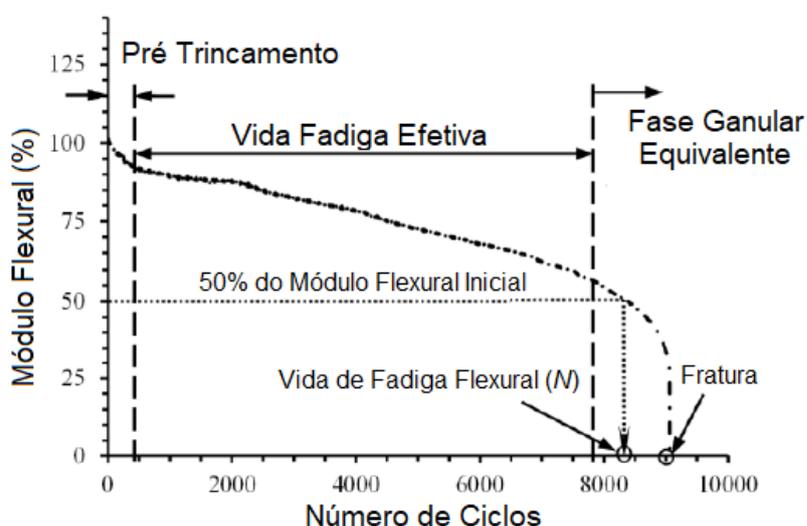
Com relação aos critérios de determinação da vida de fadiga de misturas cimentadas, Midgley & Yeo (2008a) desenvolveram um estudo, aos cuidados de Austroads (2008a), de ampla notoriedade internacional, cujas metodologias de ensaio e parâmetros empregados, passaram a ser reproduzidos pela comunidade acadêmica internacional (e.g., Mandal, 2012; NCHRP, 2014). A pesquisa intitulada "Desenvolvimento e Avaliação de Protocolos Laboratoriais para Caracterização de Materiais Cimentados" investigou características mecânicas e de fadiga através da utilização de diversos ensaios, de forma a estabelecer diversos critérios a serem

adotados no decorrer dos ensaios laboratoriais, bem como na avaliação das misturas cimentadas.

Os testes laboratoriais conduzidos pelos autores indicaram como critério de determinação da vida de fadiga de misturas cimentadas como sendo o número de ciclos de carga no qual metade do módulo inicial seja alcançado, uma vez que o módulo inicial é definido como o módulo médio para os primeiros 50 ciclos do teste de fadiga. Como demais critérios, adotaram como sendo o término de parada o número de um milhão de ciclos, ou a ruptura do corpo de prova.

A partir da redução do módulo flexural e/ou diametral de forma que atinja 50% do módulo inicial, as amostras passam a entrar no regime de equivalência granular, tendendo rapidamente à ruptura, como identifica-se graficamente na Figura 2.8 – ensaio de fadiga flexural e Figura 2.9 – ensaio de fadiga diametral.

Figura 2.8 - Curva de degradação do módulo flexural (tensão aplicada: 77% da RTF)



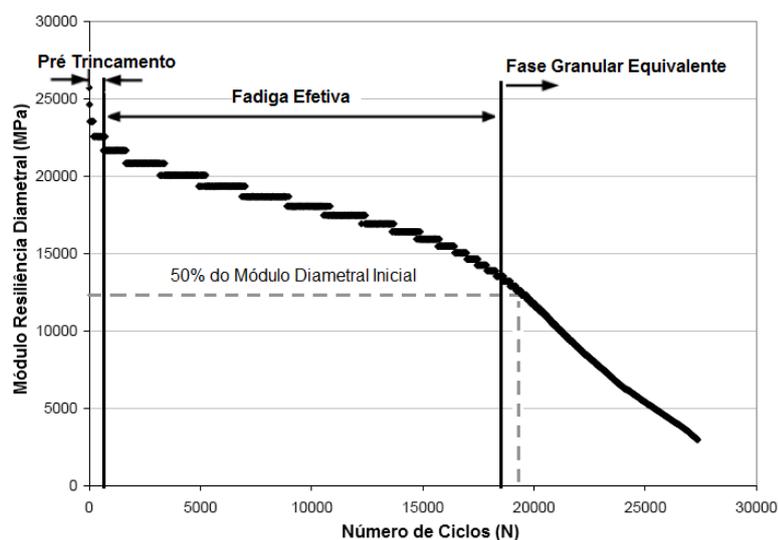
Fonte: SOUNTHARARAJAH *et al.* (2018).

Diversas pesquisas (e.g., Dac Chi, 1981; François & Alliche, 1984; Midgley & Yeo, 2008a; Mandal *et al.*, 2017; Sounthararajah *et al.*, 2018) foram realizadas visando o estudo do trincamento por fadiga de misturas tratadas com cimento. Sendo uma conclusão recorrente entre os trabalhos, os altos valores de dispersão no número de ciclos referentes à vida de fadiga das amostras ensaiadas.

Embora a representação dos resultados dos ensaios de fadiga seja tipicamente interpretada através de curvas de Wöhler ou modelos de fadiga, onde são relacionados os níveis de tensão ou deformação de tração em relação ao

número de ciclos até ruptura do material, ajustadas por uma função exponencial, a Tabela 2.11 exhibe de forma numérica alguns resultados de fadiga da literatura, a fim de elucidar as dispersões encontradas no decorrer dos ensaios.

Figura 2.9 - Curva de fadiga para ensaio Fadiga por Compressão Diametral.



Fonte: adaptado de MIDGLEY & YEO (2008a).

Tabela 2.11 - Resultado de estudos do trincamento por fadiga contemplando misturas cimentadas.

Ensaio de Fadiga	Material	Cimento (%)	Amostra	Tensão de Aplicação (%)	Nf (ciclos)	Referência
Flexão 3 Pontos (2Hz)	Cascalho (cura: 28 d)	3	1	75	12895	NCHRP (2014)
			1		10898	
			1	70	28707	
			1		20681	
Flexão 3 Pontos (2Hz)	Argila (cura: 28 d)	12	6	85	146 - 587	Mandal <i>et al.</i> (2017)
				75	3715 - 24625	
	Cascalho (cura: 28 d)	3	7	75	94 - 164	
				60	1244 - 2628	
	Areia (cura: 28 d)	6	9	85	2270 - 24000	
Flexão 4 Pontos	Granito (cura: 7 d)	3	1	92	980	Sounthararajah <i>et al.</i> (2018)
			1	84	1520	
			1	77	8375	
			1	70	37730	
	Quartzito (cura: 7 d)	3	1	92	2360	
			1	86	6405	
			1	74	15600	

Em análise aos dados apresentados na Tabela 2.11, denota-se que o estudo do fenômeno de fadiga para misturas cimentadas exhibe dificuldades particulares que resultam da grande dispersão de resultados que são observados para uma mesma condição de carregamento com a utilização de corpos de prova idênticos, como pode ser visualizado nos resultados de Mandal *et al.* (2017). Também é perceptível a influência da magnitude da carga no processo de ruptura, uma vez que quando se eleva as tensões de aplicação, a taxa de crescimento da deformação também aumenta, provocando uma ruptura por fadiga mais rápida, como pode ser observado nos resultados de NCHRP (2014) e Sountharajah *et al.* (2018).

Esta dispersão, que existe para todos os testes de fadiga, é particularmente maior para os materiais frágeis, com baixo teor de aglutinante, cuja estrutura inevitavelmente ostenta numerosos defeitos distribuídos aleatoriamente. Como resultado, dados confiáveis só podem ser obtidos se um grande número de repetições for realizado (DAC CHI, 1981).

Uma das principais conclusões apresentadas por Jitsangiam *et al.* (2016) foi de que sob um mesmo nível de tensão aplicada, amostras com maiores consumos de cimento exibiram melhores desempenho à fadiga se comparado com amostras com menores teores de cimento e rigidez inicial. Trichês (1993) também constatou tal fato, entretanto, o autor relata que o aumento da resistência à fadiga é mais significativo quando se trabalha com baixos níveis de consumo de cimento. Ou seja, com um aumento do consumo de cimento de 120 kg/m³ para 200 kg/m³ (80 kg/m³) a resistência à fadiga cresceria cerca de 2×10^7 vezes, enquanto que se aumentasse o teor de cimento de 200 kg/m³ para 280 kg/m³ (também 80 kg/m³), cresceria somente $1,5 \times 10^3$ vezes.

Muito embora as variações no teor de cimento, tensão de aplicação de carga, frequência utilizada, teor de cimento influenciam no desempenho à fadiga de misturas cimentadas, Symons (1967) e Dac Chi (1981) concluem que esses são fatores menos importantes para o comportamento de fadiga, considerando tamanha variabilidade encontrada nos resultados obtidos ao longo da realização dos ensaios.

Dessa forma, para a correta avaliação do mecanismo de ruptura por fadiga do material adotado, grandes cuidados devem ser tomados no processo de fabricação dos corpos de prova cilíndricos para minimizar os efeitos dos gradientes de densidade, garantindo um bom acabamento superficial e uniformidade geométrica.

Para utilização de corpos de prova prismáticos, essas condições são de menor importância, entretanto, para ambos os casos, é de fundamental importância a correta compactação dos corpos de provas, garantindo homogeneidade na mistura, além da fabricação e utilização de uma numerosa quantidade de amostras para garantir baixos coeficientes de variação (SYMONS, 1967).

2.3.3. Ensaio de Avaliação

Devido à pluralidade dos eixos rodoviários, intervalo entre carregamentos, velocidades dos veículos, condições climáticas aos quais as camadas cimentadas estão submetidas durante a vida útil do pavimento, a reprodução laboratorial de uma condição representativa destas camadas torna-se difícil.

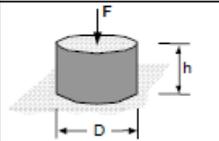
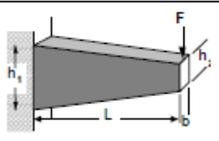
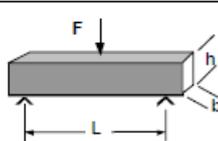
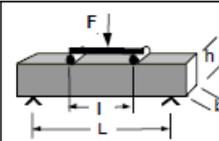
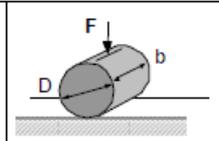
Muito embora a maioria dos ensaios de fadiga restrinjam-se à aplicação de tensões com amplitudes constantes, o mesmo não ocorre nos pavimentos reais, cujas tensões variam em grandeza, número e sequência de modo aleatório, resultando no trincamento por fadiga através do acúmulo de dano provocado pela multiplicidade de carregamentos, frequências, amplitudes, condições climáticas, etc (OLIVEIRA, 2000).

Tendo em vista a variabilidade das condições de campo, existem diversos tipos e configurações de ensaios laboratoriais que tentam simular de forma apropriada o carregamento dinâmico, entretanto, sob condições climáticas e de carregamento restritas. Dentre os ensaios de fadiga em misturas cimentadas, pode-se destacar os ensaios de Tração Direta Uniaxial Cíclica; Flexão Dois Pontos com Base Engastada; Flexão Três Pontos; Flexão Quatro Pontos e Tração por Compressão Diametral (Tração Indireta).

Embora o teste de RCS seja um ensaio laboratorial de rotina e comumente utilizado para obtenção dos parâmetros de dosagem, o mesmo não ocorre para um teste padrão para a caracterização de rotina nas propriedades de módulo e de fadiga dos materiais cimentados (MIDGLEY & YEO, 2008a). Os autores sugerem a utilização de ensaios laboratoriais para determinação da vida de fadiga de misturas cimentadas, que são: Resistência à Flexão, Teste de Tração Direta, Teste de Tração Indireta. De forma análoga, NCHRP (2014) sugere em seu manual a utilização dos ensaios de Fadiga à Flexão, Fadiga por Compressão Diametral e o modelo em grande escala.

A Figura 2.10 apresenta as diferentes configurações de ensaios existentes para o estudo do trincamento por fadiga, onde pode ser visto que apenas o ensaio de Tração Direta possui carregamento dito homogêneo, isto é, as tensões são aplicadas de forma constante ao longo da amostra (DI BENEDETTO *et al.*, 2004). Visando complementar as informações da imagem abaixo, é apresentado de forma concisa, demais informações referentes aos ensaios de fadiga.

Figura 2.10 - Diferentes configurações de ensaios de fadiga.

Configurações dos Ensaios de Fadiga				
				
Tração Direta Uniaxial Cíclico	Flexão Dois Pontos (base engastada)	Flexão Três Pontos	Flexão Quarto Pontos	Tração Indireta
Carregamento Homogêneo	Carregamento Não Homogêneo	Carregamento Não Homogêneo	Carregamento Não Homogêneo	Carregamento Não Homogêneo

Fonte: Adaptado de DI BENEDETTO *et al.* (2004).

- Tração Direta Uniaxial Cíclico

Também conhecido por Ensaio de Tração Direta, consiste em submeter as amostras a um estado de tração pura e homogênea, sem influência de demais tensões (DI BENEDETTO *et al.*, 2004). Os corpos de prova são submetidos a uma deformação cíclica senoidal controlada, até a ocorrência da ruptura ou da queda do ângulo de fase. Em comparação aos demais ensaios, apresenta uma matriz experimental reduzida, demandando menor quantidade de amostras e menor tempo de execução (MARTINS, 2014).

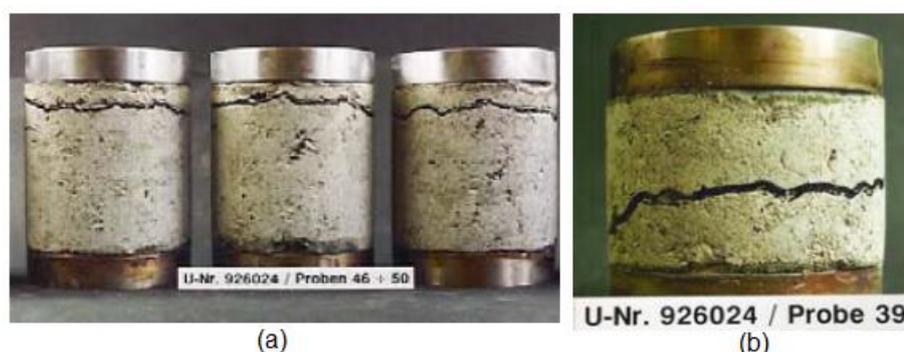
Recentemente, este ensaio vem sendo utilizado como parte do protocolo de ensaios para obtenção das curvas de dano de misturas asfálticas, sendo uma das grandes vantagens sua rapidez de ensaio (MOCELIN, 2018)

Em sua tese de doutoramento, Balbo (1993) realizou o referido ensaio de posse de amostras cimentadas do tipo BGTC e, posteriormente, teceu comentários a respeito das dificuldades encontradas no processo, alusões estas, publicadas em Balbo (2006).

O autor elabora que em função da compactação das amostras cilíndricas terem sido realizadas em camadas, os estratos inferiores recebem maiores energias de compactação em comparação às camadas superiores, acarretando em uma heterogeneidade na amostra que se refletiu no processo de ruptura, como pode ser verificado na Figura 2.11a).

Do ponto de vista da Mecânica da Fratura, o autor cita que os resultados obtidos através das amostras da Figura 2.11a) não seriam válidos para caracterização correta da amostra, uma vez que a superfície de ruptura deveria ocorrer no plano central (conforme Figura 2.11b), fato esse que ocorreu mediante corte de 20 mm de ambas extremidades das amostras.

Figura 2.11 - Condição dos corpos de prova após ruptura à tração direta. a) Amostras Padrão b) Amostras Reduzidas.



Fonte: BALBO (1993).

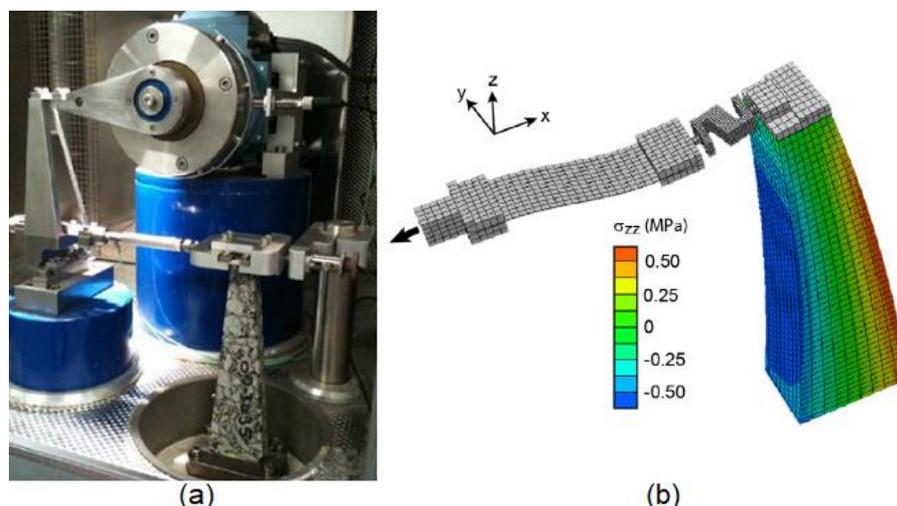
- Flexão Dois Pontos com Base Engastada

Usualmente encontrado em pesquisas Francesas, o ensaio de Flexão Dois Pontos é também conhecido pela denominação Ensaio em Viga Trapezoidal, cuja amostra é engastada em sua base maior enquanto que uma tensão ou deformação horizontal é aplicada em sua extremidade superior, gerando uma deformação de tração no terço médio da amostra, como pode ser analisado na Figura 2.12 (MOMM, 1998).

Pode ser realizado tanto à deformação quanto à tensão controlada, usualmente utiliza-se frequência de 25 Hz, fato que torna a execução do ensaio relativamente rápida. Entretanto, a etapa de moldagem e posterior corte dos corpos de prova pode ser considerada uma desvantagem. Geralmente as amostras são

extraídas em campo ou moldadas em placas e posteriormente serradas em laboratório (MOMM, 1998).

Figura 2.12 - Fadiga a Flexão Dois Pontos a) Equipamento e amostra trapezoidal; b) Distribuição numérica das tensões ao longo do eixo Z.



FONTE: a) MAGGIORE & AIREY (2013); b) PRETESEILLE & LENOIR (2015).

- Flexão Três e Quatro Pontos

Os ensaios sob flexão são considerados os melhores procedimentos laboratoriais em termos de simulação dos esforços impostos pelo tráfego, em função da forma em que as amostras são solicitadas (YEO, 2011). Embora o processo de ensaio e fabricação das amostras sejam semelhantes, a utilização do ensaio de Flexão sob Quatro Pontos é mais difundida que o ensaio sob Três Pontos.

Um relatório técnico de grande notoriedade internacional sobre caracterização laboratorial de materiais cimentados desenvolvido por Midgley & Yeo (2008a), cujas metodologias e parâmetros empregados passaram a ser reproduzidos pela comunidade acadêmica a partir de 2008.

O relatório recomenda que o teste de fadiga seja realizado na mesma amostra na qual tenha sido previamente realizado o módulo flexural. A tensão de aplicação de carga utilizada deve estar na faixa de 60% a 90% da carga de ruptura (RTF da amostra). A frequência utilizada deve ser 2 Hz para os ensaios de fadiga, e as amostras prismáticas devem exibir um período prolongado de cura igual ou superior a 3 meses.

O ensaio foi concebido com o objetivo de ensaiar amostras por aproximadamente 3 horas, ou cerca de 10000 ciclos de carga, entretanto, o critério de parada do ensaio é definido como o número de pulsos aplicados à amostra, afim de reduzir o módulo para 50% do módulo inicial. A Figura 2.13 apresenta a esquemática do ensaio.

Figura 2.13 - Ensaio de Fadiga Flexão Quatro Pontos. a) Amostra posicionada. (b) Amostra intacta (acima) e Amostra com propagação de fissuras (abaixo).



Fonte: MIDGLEY & YEO (2008a).

- Tração Indireta

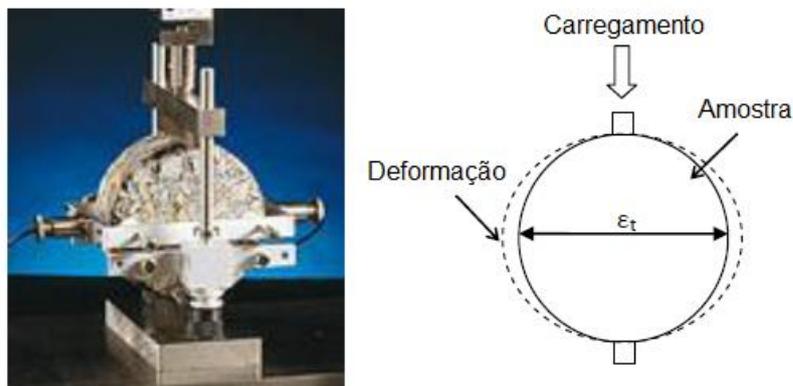
O ensaio de Tração Indireta, também denominado Ensaio de Fadiga por Compressão Diametral teve sua configuração estabelecida inicialmente no Brasil, para determinação da resistência à tração (RT) de corpos de prova de concreto de Cimento Portland, sendo atualmente, o ensaio de maior utilização no Brasil, dada sua configuração simples e baixo custo (BRITO, 2006).

No ensaio de fadiga, o corpo de prova cilíndrico é carregado na direção diametral vertical (vide Figura 2.14), de forma que as tensões de tração se desenvolvam perpendicularmente ao carregamento de maneira indireta, gerando um plano de ruptura ao longo do diâmetro carregado (BRITO, 2006).

Krishnayya & Eisenstein (1974) discorrem que embora o ensaio não possa substituir os demais testes de tração, ainda assim oferece resultados mais confiáveis em comparação ao ensaio de Fadiga à Tração Direta Uniaxial. Maia (2011) contrapõe ao citar que sendo um ensaio conservador, tende a impossibilitar a previsão direta da evolução do trincamento, em adição à elevada dispersão

associada ao ensaio, sendo necessário a utilização de grande quantidade de amostras.

Figura 2.14 - Fadiga por Compressão Diametral. a) Posicionamento da amostra. b) Diagrama da deformação.



Fonte: THOM (2010).

A normativa brasileira DNIT- ME 434 publicada em julho de 2021, apresentou pela primeira vez no âmbito nacional, diretrizes referentes ao ensaio de fadiga por compressão diametral sob tensão controlada em misturas estabilizadas quimicamente.

A referida norma orienta a utilização de pelo menos 15 CP's (12 para ensaio de fadiga e 3 para obtenção das resistências); utilização de frequência de 1 Hz; ruptura do CP como critério de parada do ensaio; utilização de 3 amostras pra cada nível de tensão ensaiada, sendo necessário a utilização de 4 níveis de tensão (escolhidos entre 50 % e 90 % do valor da resultante da resistência à tração por compressão diametral da amostra).

Previamente à publicação da normativa DNIT-ME 434/2021, utilizava-se como referência de norma para o ensaio de fadiga a DNIT-ME 183/2018 específica para misturas asfálticas. A norma sugere a utilização de 4 níveis de tensão de aplicação na ordem de 5% a 40% do valor da RT, uma vez que para cada tensão deva ser utilizado 3 amostras, frequência de 1 Hz e critério de parada a ruptura da amostra.

Como metodologia e parâmetros do ensaio no âmbito internacional, Midgley & Yeo (2008a) sugerem utilização de níveis de tensão na ordem de 80% da RT do material cimentado (mesmo valor adotado por NCHRP (2014)), cura mínima igual ou superior a 3 meses e como critério de parada a ruptura da amostra ou redução de 50% do módulo inicial da amostra.

Os autores também indicam a utilização de frequências de 2 Hz a fim de otimizar o tempo de ensaio, uma vez que, Dac Chi (1981), Balbo (1993), Midgley & Yeo (2008a) afirmam que variações na frequência não são significativas para o desempenho do material cimentado, apenas aceleram a velocidade do ensaio. Entretanto, no estudo de fadiga em concretos realizado por Cervo (2004), a autora conclui que para um mesmo nível de carregamento, solicitações em frequências menores provocam um processo de degradação à fadiga mais rápido da estrutura.

De posse das informações apresentadas no decorrer do item 2.3, entende-se que a complexidade para entender a resposta à fadiga do pavimento não está apenas no modelo estrutural ou no critério de definição da medição, mas também inclui o regime de parâmetros, critério e ensaios a serem adotados, uma vez que cada ensaio produz um efeito distinto no material.

Apesar das metodologias de ensaio bem estabelecidas para os materiais asfálticos, o estudo dos materiais cimentados exhibe uma literatura baseada em regimes laboratoriais padronizados, oriundos de renomadas pesquisas, entretanto, muitas vezes carentes de normatização. Os testes de fadiga desses materiais são complicados por uma infinidade de variáveis que devem ser consideradas para fornecer resultados significativos e dados representativos para o correto entendimento do comportamento das camadas cimentadas frente as solicitações impostas pelo tráfego.

2.4. MODELOS DE PREVISÃO DE FADIGA DE CAMADAS CIMENTADAS

A possibilidade de elucidação de um determinado processo de danificação por meio de expressões matemáticas é uma ferramenta comumente utilizada na análise de materiais empregados em estruturas rodoviárias. No decorrer deste item serão expostos alguns trabalhos que, mediante realização de ensaios laboratoriais, buscaram representar com uso de equações o comportamento à fadiga de materiais cimentados, por fim, encontra-se no último subitem um apanhado geral acerca dos aspectos inerentes aos modelos de previsão de fadiga em camadas cimentadas.

2.4.1. Modelo de Ceratti (1991)

O autor desenvolveu sua tese de doutorado, de grande valia a nível nacional, no estudo do comportamento de fadiga de solos estabilizados com cimento para seu emprego em pavimentos, através da utilização do ensaio de Fadiga a Compressão Diametral. Em adição, o autor desenvolveu, implementou e posteriormente utilizou o ensaio de Fadiga à Flexão em Viga 4 Pontos, o grande destaque do trabalho, esse, amplamente empregado pela escola americana (CERATTI, 1991).

O equipamento de ensaio à fadiga foi desenvolvido, portanto, para a realização de ensaios sob tensões controladas. Foi considerada 4,9 kN como carga limite máxima a ser aplicada durante o ensaio de fadiga a flexão. No ensaio de fadiga à flexão e no ensaio de fadiga à compressão diametral (o autor realizou o ensaio com algumas misturas) foi aplicado em cada CP uma tensão de tração repetida correspondente a uma fração de sua resistência a tração (não especificado). Todos os ensaios foram conduzidos a temperatura ambiente (21°C a 23°C) sob tensão controlada e frequência de 2 Hz. O número de ciclos de ruptura foi considerado como sendo a vida de fadiga do corpo de prova e o critério de parada adotado consistiu na ruptura do material ou obtenção de 1.000.000 de ciclos (5 dias e 18 horas).

Para os ensaios à flexão, foram considerados corpos de prova em forma de vigota, bi apoiado e solicitado nos extremos de seu terço médio. Foi escolhida a seção transversal de forma quadrada de dimensões de 7,62 x 7,62 cm com comprimento de flexão de 30,48 cm e comprimento total de vigota sendo 45,72 cm, sendo moldadas 15 amostras pra cada uma das 6 misturas. Com relação as dimensões das amostras cilíndricas, foram moldadas com 10,16 cm de diâmetro e 5,0 cm de espessura, sendo confeccionadas 15 amostras por mistura, todas, com cura de 90 dias. As características dos solos tropicais utilizados no estudo e as densidades, umidades ótimas e teores de cimento das misturas SC são apresentadas na Tabela 2.12 e na Tabela 2.13 são exibidos os valores médios dos módulos e das resistências.

Tabela 2.12 - Dados de caracterização, classificação e dosagem de cimento dos solos.

Solo	Localização	LL (%)	γ (g/cm ³)	SUCS	γ_s (g/cm ³)	Cimento (%)
		LP (%)	K _i	AASHTO		
		IP (%)	K _r	MCT	h _{ótima} (%)	
1	SP - Saprolito de Gnaiss Róseo	-	2,60	SW	1,91	6
		-	1,94	A1-b(0)		
		-	1,71	NA	10,50	
2	PR - Horizonte sobre Arenito Caiuá Vermelho	-	2,64	SP	1,94	6
		-	-	A2-4(0)		
		-	-	LA	10,10	
3	SP - Residual de Basalto, vermelho escuro	48	2,84	CL	1,52	12
		36	-	A7-5(14)		
		12	-	LG	27,00	
4	RS - substrato formação Rosário do Sul, vermelho	30	2,69	CL	1,83	10
		18	-	A6		
		12	-	NA'	14,10	
5	SP - acima da linha de seixos, vermelho	29	2,82	SC	1,84	8
		18	1,20	A2-6(0)		
		11	0,90	LA'	14,50	
6	SP - abaixo da linha de seixos, residual arenito	38	2,70	SM	1,75	8
		27	3,20	A2-6(0)		
		11	1,90	NA'	17,40	

Obs: Y: densidade dos grãos; K_i: relação sílica/alumina; K_r: relação sílica/sesquióxidos.

Tabela 2.13 - Valores médios dos módulos de resiliência e das resistências à tração na flexão e na compressão diametral.

Mistura	Módulo Resiliência a Flexão (MPa)		Módulo Resiliência a Comp. Diamet. (MPa)		RTF (MPa)	RTCD (MPa)
	MR (médio)	Intervalo de Valores	MR (médio)	Intervalo de Valores		
1	16160	13366 - 19502	10260	8344 - 11385	2,27	1,07
2	12860	8534 - 16428	-	-	1,05	-
3	6090	3848 - 10848	-	-	0,78	-
4	9720	7720 - 11187	-	-	1,30	-
5	9230	7236 - 11899	8280	7716 - 9467	0,99	0,92
6	8500	4707 - 16853	6040	5139 - 6399	0,79	0,60

O formato matemático adotado pelo autor para representar o comportamento à fadiga está representado na Equação (2.1) e os coeficientes de ajuste encontrados pelo autor são expostos nas Tabela 2.14 e Tabela 2.15.

$$N_f = 10^{\left(\frac{SR - k_1}{k_2}\right)} \quad (2.1)$$

Em que:

N_f = Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

SR = Relação entre tensão de tração e a resistência à tração na flexão;

k_1 e k_2 = Constantes de calibração dos modelos.

Tabela 2.14 - Modelos Propostos por Ceratti para fadiga à flexão.

Mistura	Amostras	k_1	k_2	r^2	S	Modelo
1	9	125,63	-14,92	0,7569	15,78	$N_f = 10^{(SR - 125,63 / - 14,92)}$
2	8	89,86	-3,93	0,5776	7,55	$N_f = 10^{(SR - 89,86 / - 3,93)}$
3	9	64,01	-0,822	0,7921	1,51	$N_f = 10^{(SR - 64,01 / - 0,822)}$
4	9	103,46	-5,056	0,8464	7,49	$N_f = 10^{(SR - 103,46 / - 5,056)}$
5	9	94,76	-2,50	0,5476	6,33	$N_f = 10^{(SR - 94,76 / - 2,50)}$
6	9	67,597	-1,03	0,0289	8,67	$N_f = 10^{(SR - 67,597 / - 1,03)}$

Obs: r^2 : Coeficiente de Determinação S: desvio padrão.

Tabela 2.15 - Modelos Propostos por Ceratti para fadiga à compressão diametral.

Mistura	Amostras	k_1	k_2	r^2	S	Modelo
1	9	99,53	-4,673	0,9025	7,29	$N_f = 10^{(SR - 99,53 / - 4,673)}$
5	9	73,31	-0,89	0,3025	2,69	$N_f = 10^{(SR - 73,31 / - 0,89)}$
6	9	76,57	-0,997	0,2916	2,58	$N_f = 10^{(SR - 76,57 / - 0,997)}$

Obs: r^2 : Coeficiente de Determinação; S: desvio padrão.

2.4.2. Modelo de Trichês (1993)

Os modelos apresentados por Trichês (1993) originam-se de um estudo de doutoramento realizado na divisão de Pós-Graduação do Instituto Tecnológico de Aeronáutica (ITA) com utilização de Concreto Compactado com Rolo para aplicação em pavimentação.

Na realização dos ensaios de fadiga, o autor optou pelo ensaio de tração na flexão sob tensão controlada, com dimensões das amostras prismáticas definidas em 15 x 15 x 50 cm. O carregamento da amostra foi aplicado de baixo para cima, de maneira que seu peso próprio contribuísse para retorno à posição inicial, em adição, uma lâmina d'água manteve-se na superfície tracionada do corpo de prova.

A tensão de tração máxima considerada foi de 55 a 95 % da resistência à tração na flexão aos 28 dias. Como frequência de aplicação utilizou-se 5 Hz e como critério de final do ensaio, o autor definiu como sendo a ruptura do corpo de prova.

Como agregado miúdo, empregou-se areia natural de rio, proveniente da região do Vale do Paraíba, e como agregado graúdo, foi utilizado um granito, adquirido na Grande São Paulo, posteriormente classificado como anfibólio granítico.

Definiu-se que o Diâmetro Nominal do agregado seria de 19 mm, e a granulometria da mistura teve em sua composição: 40% de areia, 18% de Brita 0 e 42% de Brita 1. O processo de compactação foi realizado na energia intermediária e o consumo de cimento variou entre 120 kg/m³, 200 kg/m³ e 280 kg/m³, com utilização de cimento CPE-32, realizando-se ao todo 168 ensaios de fadiga.

A Tabela 2.16 apresenta as propriedades características das três misturas ensaiadas e seus respectivos desempenhos mecânicos.

Tabela 2.16 - Propriedades das misturas CCR.

Mistura	Consumo Cimento (kg/m ³)	h _{ótima} (%)	γ _s (g/cm ³)	RCS (MPa)		RTF (MPa)	
				7 dias	28 dias	7 dias	28 dias
1	120	5,5	2,26	10,2	12,0	1,20	1,55
2	200	5,3	2,30	19,0	24,6	2,45	2,90
3	280	5,4	2,32	28,9	35,5	3,60	4,10

O primeiro modelo empregado foi o tradicionalmente usado em estudos de fadiga de concretos, ou seja, a relação entre a tensão aplicada e a resistência do material vs o número de solicitações para ruptura, conhecido como diagrama de Wöhler e exposto na Equação (2.2). Os demais modelos utilizados e seus respectivos coeficientes de ajustes encontrados, estão exibidos nas Equação (2.3) e (2.4) e Tabela 2.17 a Tabela 2.19.

$$N_f = 10^{(k_1 - k_2 * SR)} \quad (2.2)$$

$$N_f = \left(\frac{k_1}{\varepsilon_{tri}} \right)^{k_2} \quad (2.3)$$

$$N_f = \left(\frac{k_1}{U_{di}} \right)^{k_2} \quad (2.4)$$

Em que:

N_f = Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

SR = Relação entre tensão de tração e a resistência à tração na flexão aos 28 dias de cura;

ε_{tri} = Deformação de tração inicial recuperável, ($\times 10^{-6}$);

U_{di} = Densidade de energia inicial, ($\times 10^{-6}$ MPa);

k_1 e k_2 = Constantes de calibração dos modelos.

Tabela 2.17 - Modelos Propostos para fadiga à flexão conforme Equação (2.2).

Mistura	Consumo Cimento (kg/m ³)	k_1	k_2	r^2	Sd	Modelo
1	120	14,911	15,074	0,95	0,418	$N_f = 10^{(14,911 - 15,074 SR)}$
2	200	14,310	13,518	0,95	0,340	$N_f = 10^{(14,310 - 13,518 SR)}$
3	280	14,704	13,722	0,94	0,322	$N_f = 10^{(14,704 - 13,722 SR)}$

Obs: r^2 : Coeficiente Determinação; Sd: Desvio Padrão

Tabela 2.18 - Modelos Propostos para fadiga à flexão conforme Equação (2.3).

Mistura	Consumo Cimento (kg/m ³)	k_1	k_2	r^2	Sd	Modelo
1	120	111,22	18,687	0,93	0,384	$N_f = (111,22/\varepsilon_{tri})^{18,687}$
2	200	130,61	22,452	0,93	0,304	$N_f = (130,61/\varepsilon_{tri})^{22,452}$
3	280	173,38	20,711	0,87	0,353	$N_f = (173,38/\varepsilon_{tri})^{20,711}$

Obs: r^2 : Coeficiente Determinação; Sd: Desvio Padrão

Tabela 2.19 - Modelos Propostos para fadiga à flexão conforme Equação (2.4).

Mistura	Consumo Cimento (kg/m ³)	k_1	k_2	r^2	Sd	Modelo
1	120	101,12	10,607	0,92	0,375	$N_f = (101,12/U_{di})^{10,607}$
2	200	228,98	11,528	0,92	0,298	$N_f = (228,98/U_{di})^{11,528}$
3	280	396,70	12,085	0,90	0,301	$N_f = (396,70/U_{di})^{12,085}$

Obs: r^2 : Coeficiente Determinação; Sd: Desvio Padrão

2.4.3. Modelo de Balbo (1993)

O modelo de previsão de desempenho de Balbo, teve sua origem em um estudo de fadiga à tração por compressão diametral, de uma mistura cimentada do tipo BGTC, cujas amostras foram ensaiadas a uma frequência de 10 Hz. O agregado mineral utilizado era de origem granítica, com granulometria dentro dos limites impostos pela Faixa B da ABNT (1990), compactados na energia modificada com uma umidade de compactação de 1,5 pontos percentuais abaixo da umidade ótima do ensaio de compactação *Proctor* ($\approx 4,5\%$). O Cimento Portland utilizado foi CP II E32 e demais informações referentes à mistura cimentada são apresentadas na Tabela 2.20.

Tabela 2.20 - Propriedades da mistura BGTC.

Teor de Cimento (%)	h _{ótima} (%)	Y _s (g/cm ³)	RCS (MPa)			RTD (MPa)			RTCD (MPa)
			7d	28d	56d	11d	44d	56d	56d
4	4,5	2,23	8,08	13,3	13,68	0,879	1,106	1,222	2,33

Obs: RTD: Resistência à Tração Direta; RTCD: Resistência à Tração por Compressão Diametral

Os ensaios laboratoriais de fadiga foram realizados sob níveis de tensões controlados e amostras com idade de cura acima de 56 dias, resultaram no modelo experimental de tração indireta conforme Equação (2.5), detentor de um coeficiente de determinação na ordem de 0,759.

$$Nf = 10^{(17,137 - 19,608 * SR)} \quad (2.5)$$

Em que:

Nf = Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

SR = Relação entre tensão de tração e a resistência à tração por compressão diametral.

2.4.4. Modelo de LCPC (1994)

Por mais de trinta anos, as autoridades rodoviárias francesas desenvolveram uma abordagem racional para o projeto de pavimentos, com o objetivo de alcançar

uma uniformidade na rede de estradas nacional. Esta abordagem baseia-se em etapas normativas que se concentram em materiais, seus processos de fabricação, implementação e controle. Sendo um método racional, baseado na descrição mecânica do comportamento do pavimento e no cálculo das tensões e deformações resilientes geradas pelas cargas de tráfego em suas camadas (BALAY *et al.*, 2012).

O Guia Técnico de Projeto e Dimensionamento de Pavimentos foi inicialmente desenvolvido por LCPC (*Laboratoire Central de Ponts et Chaussées*) e publicado em 1994, cuja tradução em inglês foi disponibilizada em 1997. Os critérios de fadiga utilizados para os diferentes tipos de camadas, incluindo as camadas cimentadas são definidos nos guias.

As misturas cimentadas são classificadas conforme seus parâmetros de resistência, utilizando o sistema de classificação com base na resistência à tração indireta (R_t) e no módulo de elasticidade (módulo secante a 30% da tensão de ruptura). Ambos os valores são obtidos através de ensaios laboratoriais cujas amostras apresentem cura superior a 360 dias, e suas misturas cimentadas correspondentes devem ser classificadas nas classes G1 a G7 conforme LCPC (1997) e NF EN 14227 (2006).

A equação de fadiga deriva-se da análise de tensões de tração na parte inferior da camada cimentada e seu critério de falha por fadiga para materiais estabilizados hidraulicamente é dado pela Equação (2.6). Os coeficientes exibidos na equação que segue são dependentes do material que será utilizado, ou seja, possuem relação com a forma de distribuição dos esforços daquela camada/material na estrutura global do pavimento.

$$\sigma_t = \sigma_6 * \left(\frac{NE}{10^6}\right)^b * K_s * K_c * K_d * K_r \quad (2.6)$$

Em que:

σ_t = Tensão de tração na parte inferior da camada cimentada;

σ_6 = Tensão de tração obtida de uma amostra com cura de 360 dias, após 10^6 ciclos;

NE = Número de repetições de carga, expressas pelo número de eixos equivalentes;

b = Declive da curva de fadiga no sistema de coordenadas $\log \sigma - \log N$;

K_s = Coeficiente em relação ao módulo do subleito, (vide Tabela 2.21);

K_c = Coeficiente de ajuste entre o comportamento do material previsto e *in situ*, (vide Tabela 2.22);

K_d = Coeficiente referente a descontinuidade da base da camada cimentada, (vide Tabela 2.23);

K_r = Coeficiente de risco que reduz a vida útil da camada em função da não uniformidade dos materiais, (vide Equação (2.7)).

Tabela 2.21 - Coeficiente K_s empregados no cálculo de fadiga.

Módulo do Subleito		
$E < 50 \text{ MPa}$	$50 \text{ MPa} \leq E < 120 \text{ MPa}$	$E \geq 120 \text{ MPa}$
$K_s = 0,833$	$K_s = 0,909$	$K_s = 1,00$

Tabela 2.22 - Coeficiente K_c empregados no cálculo de fadiga.

Tipo de Material				
Concreto Asfáltico (granulometria fina)	Concreto Asfáltico	Concreto Asfáltico (Módulo Alto)	Brita Graduada Tratada com Cimento	Concreto de Cimento Portland e Agregados Tratados com Escória
$K_c = 1,30$	$K_c = 1,10$	$K_c = 1,00$	$K_c = 1,40$	$K_c = 1,50$

Tabela 2.23 - Coeficiente K_d empregados no cálculo de fadiga.

Tipo de Material				
Agregado Tratado (Classe G2 e G3)	Agregado Tratado (Classe G4 e G5) e Concreto Magro	Concreto (undowelled)	Concreto (dowelled)	Concreto com Armadura
$K_d = 1,00$	$K_d = 0,80$	$K_d = 0,787$	$K_d = 0,909$	$K_d = 0,909$

$$K_r = 10^{(-u*b*\delta)} \quad (2.7)$$

Em que:

u = Parâmetro dependente do risco, adotado de acordo com a categoria da via e previsão de tráfego;

b = Declive da curva de fadiga no sistema de coordenadas $\log \sigma - \log N$;

δ = Desvio padrão resultante da combinação de dois desvios padrão da espessura da camada do pavimento e dos ensaios de fadiga.

Na ausência do parâmetro σ_6 , o mesmo pode ser estimado na Equação (2.8).

$$\sigma_6 = a * \left(\frac{\sigma_6}{R_t} \right) * R_{t\ 360} \quad (2.8)$$

Em que:

σ_6 = Tensão de tração obtida de uma amostra com cura de 360 dias, após 10^6 ciclos;

a = Fator dependente do esqueleto mineral (0,70 para agregado graúdo e 0,75 para agregado miúdo e solo);

$\frac{\sigma_6}{R_t}$ = Relacionado ao material (0,95 para agregado cimentado e 0,93 para solo estabilizado com cimento ou demais estabilizadores);

$R_{t\ 360}$ = Resistência compressão simples, cura de 360 dias, (MPa).

2.4.5. Modelo de BPDG (2004)

O Guia Britânico de Projeto de Pavimentos (2006), também conhecido por *British Pavement Design Guide*, engloba as diretrizes oficiais para projeto de pavimento e a seleção de materiais para emprego em camadas cimentadas. Entretanto, os estudos, procedimentos de projetos, descrição do critério de falha por fadiga das camadas cimentadas são oriundos do relatório técnico de Nunn (2004).

Os parâmetros utilizados no método atual são empregados tanto para materiais asfálticos, quanto para materiais estabilizados hidraulicamente, sendo o módulo de rigidez e resistência à fadiga para asfalto e módulo de rigidez dinâmica e resistência à flexão para materiais estabilizados hidraulicamente.

Vale ressaltar a adoção de períodos de cura de 360 dias, a fim de se obter amostras mais homogêneas, todavia, as seguintes relações de cura e resistência à compressão podem ser utilizadas: para curas de 7, 28 e 360 dias, pode-se utilizar a relação de 0,67; 0,80 e 1,00, respectivamente

O novo método é baseado analiticamente em dois níveis distintos de tráfego, sendo 80 milhões de passadas do eixo padrão (i.e., 80 kN) o balizador. Para o dimensionamento de pavimentos semirrígidos, a vida útil estimada do pavimento é

calculada separadamente por camada, sendo adotado o menor valor computado. As Equações (2.9) e (2.10) exibidas a seguir, são utilizadas para o dimensionamento de camadas cimentadas com vida útil de projeto superior a 80 milhões de passadas do eixo padrão.

$$\sigma_t \leq f_f * K_{Hyd} * K_{Safety} \quad (2.9)$$

$$\log(N_f) = 1,23 * \left(\frac{1}{SR} * K_{Hyd} * K_{Safety} + 0,16126 \right)^2 + 0,2675 \quad (2.10)$$

Em que:

σ_t = Tensão de tração na parte inferior da camada cimentada, (MPa);

f_f = Resistência à flexão com cura de 360 dias, (MPa);

K_{Hyd} = Fator de calibração, (vide Tabela 2.24);

K_{Safety} = Fator de segurança adotado pelo projetista, geralmente é 1,0;

N_f = Número de repetições de carga para ruptura por fadiga da camada cimentada;

SR = Relação entre tensão de tração e resistência à flexão.

De forma complementar, define-se os fatores acima mencionados, como:
 K_{Hyd} : fator de calibração específico do material, inclui efeitos de temperatura, comportamento de cura e características transversal de fraturamento da camada. Este parâmetro deve ser determinado empiricamente caso haja dados de desempenho suficiente; K_{Safety} : este fator deve ser utilizado para controlar o risco inerente no desenho do pavimento, podendo ser ajustado para estradas com alto volume de tráfego, áreas alagadas, etc.

Tabela 2.24 - Propriedades e Parâmetros das misturas cimentadas;

Classificação do Material	RCS (MPa)			RTF (MPa)			ME (Gpa)			K_{Hyd}
	7 d	28 d	360 d	7 d	28 d	360 d	7 d	28 d	360 d	
CBM 3G	10,0	12,50	15,0	1,10	1,38	1,65	27,00	30,30	32,90	0,329
CBM 4G	15,0	18,80	22,5	1,65	2,06	2,48	32,90	36,10	38,80	0,308
CBM 5G	20,0	25,00	30,0	2,20	2,75	3,30	37,10	40,30	42,90	0,272
CBM 3R	10,0	12,50	15,0	1,60	2,00	2,40	28,50	31,80	34,50	0,305
CBM 4R	15,0	18,80	22,5	2,40	3,00	3,60	24,50	37,70	40,40	0,244
CBM 5R	20,0	25,00	30,0	3,20	4,00	4,80	38,70	42,00	44,70	0,234

Obs: G: Cascalho; R: Agregado Britado; d: dias

Os materiais tipicamente utilizados em camadas cimentadas, suas resistências e módulos de elasticidades correspondentes são encontrados na Tabela 2.24. Para casos de utilização de materiais alternativos e/ou não padronizados na tabela acima, sugere-se o cálculo através da Equação (2.11), que deriva-se nas Equação (2.12) e Equação (2.13).

$$K_{Hyd} = 0,368 + 5,27 \times 10^{-5} * E - 0,0351 * f_f \quad (2.11)$$

$$E = \frac{\log(f_f) + a}{b} \quad (2.12)$$

$$f_f = c * f_c \quad (2.13)$$

Em que:

K_{Hyd} = Fator de calibração;

E = Módulo de elasticidade sob carga dinâmica, (GPa);

f_f = Resistência a flexão com cura de 360 dias, (MPa);

f_c = Resistência a compressão com cura de 360 dias, (MPa);

a = Constante do material, (0,773 - cascalho e 0,636 - agregado britado);

b = Constante do material, (0,0301 - cascalho e 0,0295 - agregado britado);

c = Constante do material, (0,11 - cascalho e 0,16 - agregado britado).

2.4.6. Modelo de Midgley & Yeo (2008)

O estudo realizado por Midgley & Yeo (2008a) é apresentado em forma de um relatório técnico inserido nos manuais de pavimentação publicados por Austroads (2008a) e Austroads (2008b). Esses relatórios obtiveram ampla notoriedade internacional, de forma que suas metodologias de ensaios e parâmetros desenvolvidos no relatório passaram a ser reproduzidos pela comunidade acadêmica internacional.

A pesquisa investigou características mecânicas e comportamento à fadiga de duas misturas cimentadas, as características das misturas cimentadas e seus respectivos desempenho mecânicos são exibidos na Tabela 2.25.

Os ensaios de fadiga utilizados para desenvolvimento das expressões matemáticas foram Fadiga à Flexão 4 Pontos e Fadiga por Compressão Diametral,

ambos realizados sob tensão controlada. As tensões utilizadas em ambos os ensaios estavam inseridas no intervalo de 60% a 90% da resistência do material, ambos com frequência de 2 Hz. O critério de parada do ensaio consistiu na redução de 50% do módulo inicial da amostra ensaiada, sendo o módulo inicial definido como módulo médio da aplicação de 50 primeiros ciclos.

Tabela 2.25 - Propriedades e Características mecânicas das misturas cimentadas.

Material	W _{ót.} (%)	γ _s (g/cm ³)	Teor de Cimento (%)	Cura (dias)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	RTF (MPa)	Cura (dias)	MTI (MPa)	Cura (dias)	MF (MPa)
Hornfels*	6,1	2,32	3	7	5,89	0,52	0,72	30	23370	28	16560
				28	7,05	0,71	1,01				
				56	8,2	0,75	-	57	24260	579	12490
				90	8,44	-	-				
				756	9,85	-	-				
Siltito	8	2,07	4	7	5,78	0,53	0,73	29	17580	32	11030
				28	6,50	0,81	1,13				
				56	7,90	0,85	-	58	17730	71	13350
				90	7,95	0,80	-				
				756	8,28	-	-				

* = Rocha Metamórfica; MTI: Módulo sob Tração Indireta; MF: Módulo Flexural.

O tempo de cura adotado para as amostras foram de 28 dias e 56 dias para o ensaio de tração indireta e cura prolongada (> 500 dias) para fadiga à flexão. Em adição, os autores evidenciam que as melhores respostas laboratoriais referentes ao comportamento de fadiga dos materiais cimentados são obtidas com amostras cujo processo de cura levou de 6 a 12 meses.

Numerosos testes foram conduzidos sob diferentes magnitudes de carga, derivando em um conjunto de dados referentes ao comportamento à fadiga que foram ajustados em modelos matemáticos conforme Equação (2.14). A Tabela 2.26 e Tabela 2.27 exibem os modelos de fadiga em relação ao ensaio adotado.

$$\log(N) = -LDE * \log(\sigma_t) + k_1 \quad (2.14)$$

Em que:

N = Número de ciclos de carregamento sob tensão controlada;

LDE = Expoente de dano de carga (oriundo do ensaio *Accelerated Loading Facility*);

σ_t = Tensão de tração do ensaio de fadiga;

k_1 = Constante de calibração do modelo.

Tabela 2.26 - Modelos de fadiga obtidos através do ensaio de Tração Indireta.

Mistura	Número de Amostras	r^2	LDE	k_1	Modelo
Hornfels	10	0,70	8,84	14,22	$\log(N) = - 8,84 \log(\sigma_t) + 14,22$
Siltito	11	0,35	6,32	12,14	$\log(N) = - 6,32 \log(\sigma_t) + 12,14$

Obs: r^2 : Coeficiente de Determinação.

Tabela 2.27 - Modelos de fadiga obtidos através do ensaio de Tração na Flexão.

Mistura	Número de Amostras	r^2	LDE	k_1	Modelo
Hornfels	12	0,96	7,85	18,74	$\log(N) = - 7,85 \log(\sigma_t) + 18,74$
Siltito	11	0,63	6,29	17,18	$\log(N) = - 6,29 \log(\sigma_t) + 17,18$

Obs: r^2 : Coeficiente de Determinação.

A inclinação dos modelos de Siltito para ambos os ensaios exibiram um dano de carga muito similar (i.e., $\approx 6,3$) mesmo possuindo idades de curas distintas. O mesmo fato pode ser concluído para a mistura de Hornfels, muito embora apresentem uma maior variação. Notou-se, portanto, que tanto o teste de tração indireta quanto o teste de flexão foram adequados para a estimativa da vida de fadiga dos materiais cimentados em questão.

2.4.7. Modelo de PCA (2008)

O modelo de trincamento por fadiga da *Portland Cement Association* (PCA) foi desenvolvido e posteriormente divulgado em 2008 em um relatório técnico, visando sua utilização em projetos que englobassem bases tratadas com cimento (ZHOU *et al.*, 2010). O modelo apresenta, de forma exponencial, uma função da tensão máxima de tração na base da camada cimentada, como é exibido na Equação (2.15).

$$Nf = \left(\frac{\beta_{C4}}{\frac{\sigma_t}{M_r}} \right)^{\beta_{C3}-20} \quad (2.15)$$

Em que:

N_f = Número de repetições para trincamento por fadiga da camada cimentada;

σ_t = Tensão máxima de tração da camada cimentada, (MPa);

M_r = Módulo de Ruptura a Flexão aos 28 dias - resistência a tração na flexão, (MPa);

β_{c3} e β_{c4} = Fatores de calibração em campo.

De forma a complementar o modelo acima, Scullion *et al.* (2008) realizaram um estudo, aos cuidados de PCA, no qual efetuaram a calibração da Equação (2.15) e da Equação (2.16) (apresentada no Item 2.4.8) através da utilização dos dados do teste de pavimento acelerado. Os fatores de calibração foram desenvolvidos conforme dois tipos de materiais: bases granulares tratadas com cimento ($\beta_{c3}= 1,0259$; $\beta_{c4}= 1,1368$) e bases argilosas tratadas com cimento ($\beta_{c3}= 0,6052$; $\beta_{c4}= 2,1154$).

2.4.8. Modelo de AASHTO (2014)

Com o propósito de atualização do *Guide for Design of Pavement Structures* (AASHTO, 1993), em 1996 iniciou-se o desenvolvimento de um novo guia de design através do Projeto NCHRP 1-37A que, após oito anos de desenvolvimento, o *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) foi lançado. Esse guia, também denominado por AASHTO (2004), utilizava modelos numéricos mecanístico-empíricos para previsão do desempenho de pavimento ao longo de sua vida de serviço.

Em decorrência da pluralidade de estruturas, condições climáticas, metodologias construtivas, composições de tráfego, materiais rochosos constituintes, níveis de estabilização das camadas, composições dos pavimentos, etc., torna-se inviável a menção dos parâmetros utilizados na previsão de desempenho do MEPDG

O Guia de Projetos aponta que para os pavimentos semirrígidos deve ser empregue, para efeitos de dimensionamento, um modelo de previsão de degradação por fadiga de camadas estabilizadas quimicamente, conforme Equação (2.16).

$$\log Nf = \frac{0,972 * \beta_{c1} - \left[\frac{\sigma_t}{MR} \right]}{0,0825 * \beta_{c2}} \quad (2.16)$$

Em que:

Nf = Número de repetições para trincamento por fadiga da camada cimentada;

σ_t = Tensão máxima de tração da camada cimentada, (MPa);

MR = Módulo de Ruptura a Flexão aos 28 dias - resistência a tração na flexão, (MPa);

β_{c1} e β_{c2} = Fatores de calibração em campo.

Posterior divulgação do guia, Scullion *et al.* (2008) divulgou os fatores de calibração de campo através de resultados obtidos por testes de pavimento acelerado, conforme citado no Item 2.4.7. Dessa forma, os fatores de calibração são: bases granulares tratadas com cimento ($\beta_{c1}= 1,0645$; $\beta_{c2}= 0,9003$) e para bases argilosas tratadas com cimento ($\beta_{c1}= 1,8985$; $\beta_{c2}= 2,5580$).

Muito embora o guia MEPDG forneça uma metodologia para análise e previsão de desempenho das diferentes camadas que englobam um pavimento, a caracterização de tais materiais, as mudanças de suas propriedades ao longo do tempo e seus modelos de desempenho não foram abordadas adequadamente no Guia, uma vez que essas propriedades apresentam um efeito significativo no desempenho a longo prazo dos pavimentos.

Dessa forma, AASHTO (2014) divulgou um novo guia direcionado aos materiais estabilizados com diferentes tipos de agentes estabilizantes cujo objetivo consistiu na recomendação de procedimentos relacionados ao desempenho e caracterização de camadas estabilizadas para posterior incorporação dos dados no MEPDG. Os parâmetros de regressão disponibilizados pelo novo guia, originam-se da pesquisa de mestrado de Mandal (2012) cujo estudo objetivou a determinação do comportamento à fadiga através do ensaio de Flexão 3 Pontos, por meio da utilização de diferentes misturas estabilizadas, com diferentes teores de agentes estabilizantes. Os modelos de trincas por fadiga foram posteriormente incorporados ao relatório final, publicado como Relatório no Projeto A-36 do NCHRP.

Os modelos de fadiga para misturas estabilizadas são apresentados a seguir, sendo a Equação (2.17) referente à fadiga *bottom-up* e a Equação (2.18) referente à *Top-Down Compressive Fatigue*.

$$\ln(Nf) = k_1 \left[\frac{k_2 - \left(\frac{\sigma_t}{MOR} \right)}{k_3} \right] \quad (2.17)$$

Em que:

$\ln(Nf)$ = Número de repetições para trincamento por fadiga *bottom-up*;

σ_t = Tensão máxima de tração da camada cimentada, (psi);

MOR = Módulo de Ruptura a Flexão, (psi);

k_1 = Fator de calibração em campo;

k_2 e k_3 = Parâmetros de regressão;

Com base nos experimentos laboratoriais realizados, os parâmetros k_2 e k_3 são determinados em função do tipo de material utilizado. A Tabela 2.28 apresenta os parâmetros do modelo para os diferentes materiais empregados, em função dos diferentes teores de aglutinantes.

Tabela 2.28 - Parâmetros de Regressão para modelo de Fadiga *Bottom-Up*.

Material (Teor de Aglutinante)	Parâmetros de Regressão		r^2
	k_2	k_3	
Argila - Cimento (12%)	0,03	1,03	0,82
Cascalho - Cimento (3%)	0,04	0,90	0,95
Areia - Cimento (6%)	0,04	1,20	0,88
Silte - Cimento (8%)	0,06	1,43	0,87
Areia - Cinza Volante (13%)	0,02	0,80	0,95
Silte - Cinza Volante (12%)	0,06	1,28	0,94
Cascalho - Cimento (3%) [90% MDD]	0,07	1,02	0,93
Silte - Cimento (8%) [90% MDD]	0,02	1,02	0,74
Cascalho - Cimento (5%)	0,03	0,85	0,89
Areia - Cimento (8%)	0,03	1,06	0,89
Silte - Cinza Volante (18%)	0,04	0,70	0,70
Média	0,04	1,02	-

Obs: MDD: densidade seca máxima.

$$\log(Nf_c) = 2,79 * \log\left(\frac{\rho}{\omega}\right) \left(1 - \frac{\sigma_c}{3,39 * UCS}\right) \quad (2.18)$$

Em que:

$\log(Nf_c)$ = Número de ciclos para trincamento por fadiga *top-down* (definido como o número de ciclos que gera a redução de 50% do módulo inicial);

ρ = Densidade seca máxima, (lb/ft³);

ω = Umidade ótima da mistura, (%);

σ_c = Tensão de compressão aplicada no topo da amostra, (MPa);

UCS = Resistência à Compressão Simples, (MPa).

2.4.9. Modelo de SAPEM (2014)

O Método de Dimensionamento da República Sul-africana (SAPEM) utiliza o critério da deformação de tração da camada cimentada, prevista para o período de análise, para caracterizar o comportamento frente à fadiga *bottom-up*. Um segundo critério de esmagamento da camada cimentada também pode ser utilizado, esse, causado pela tensão vertical no topo da camada, sendo referente à fadiga *top-down compressive fatigue* (SAPEM, 2014).

Ambos os modelos são apresentados a seguir, sendo a Equação (2.19) referente à fadiga *bottom-up*, e a Equação (2.20) à *top-down compressive fatigue*.

$$N_{eff} = SF * 10^c \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{d * \varepsilon_b}\right) \quad (2.19)$$

Em que:

N_{eff} = Vida de fadiga efetiva;

SF = Fator de correção para propagação da trinca em função da espessura da camada (vide Tabela 2.29);

ε_b = Deformação de ruptura por tração, (vide Tabela 2.30);

c, d = Constantes em função do nível confiança, (vide Tabela 2.31);

ε = Deformação de tração no inferior da camada, (*microstrain*);

t = Espessura da camada, (mm);

$$N_{\frac{ci}{ca}} = 10^a \left(1 - \frac{\sigma_v}{b * RCS}\right) \quad (2.20)$$

Em que:

$N_{\frac{ci}{ca}}$ = Eixo padrão para início do trincamento ou trincamento avançado;

σ_v = Tensão de compressão no topo da camada;

RCS = Resistência a compressão simples, (vide Tabela 2.30);

a, b = Constantes em função do nível confiança, (vide Tabela 2.31).

Tabela 2.29 - Fator de correção em função da espessura da camada cimentada.

Espessura da Camada (mm)	Fator de Ajuste (SF)
< 102	1
102 a 319	$10^{(0,00285 t - 0,293)}$
> 419	8

Tabela 2.30 - Módulos Elásticos e propriedades dos materiais cimentados.

Classe Inicial	Módulo (MPa)	Deformação de Ruptura (ϵ_b)	RCS (kPa)	Classe de Equivalência Granular	Módulo Condição Granular (MPa)
C3	2000	125	2250	EG4	300
C4	1500	145	1125	EG5	200

Obs: C1 e C2 não são mais utilizados em função da grande retração gerada pelo cimento.

Tabela 2.31 - Constantes em função do nível de confiança do período de projeto.

Nível de Reabilitação	Início Trincamento		Trincamento Avançado		Fadiga Efetiva	
	a	b	a	b	c	d
50 % (Categoria D)	8,216	1,21	8,894	1,31	7,06	7,86
80 % (Categoria C)	7,706	1,31	8,384	1,23	6,87	7,66
90 % (Categoria B)	7,506	1,10	8,184	1,20	6,84	7,63
95 % (Categoria A)	7,386	1,09	8,064	1,19	6,72	7,49

2.4.10. Modelo de Austroads (2014)

A Austroads é definida como o órgão federal responsável pelo transporte rodoviário na Austrália e Nova Zelândia, encarregado pela produção e divulgação de guias e manuais de projetos de dimensionamento e de construção de rodovias, bem

como, diretrizes para o planejamento urbano. Teve como início de seus trabalhos o ano de 1989.

Entre os anos de 1959 e 1989 as autoridades australianas responsáveis pelas diretrizes dos pavimentos era denominada à época de NAASRA (*National Association of Australia State Road Authorities*) que em 1960 desenvolveu o Conselho Australiano de Pesquisa Rodoviária (ARRB) para encorajar a produção de pesquisa em todos os aspectos da construção de estradas, planejamento e gerenciamento.

NAASRA (1987, apud NCHRP, 2014) divulgou um modelo de fadiga australiano para misturas cimentadas cuja relação entre a deformação máxima de tração dos materiais cimentados produzidos por uma carga específica e o número permitido de repetições de carga é representado pela Equação (2.21).

$$\log N = 18 * \log \left(\frac{C}{\varepsilon_t} \right) \quad (2.21)$$

Em que:

C = 280, E= 290 MPa;

C = 200, E= 725 MPa;

C = 150, E≥ 1450 MPa;

N = Número de repetições de carga até a falha por fadiga;

ε_t = Deformação específica de tração, (*microstrain*).

Entretanto, Litnowicz & Brandon (1994, apud NCHRP, 2014) detectaram uma incoerência no modelo de fadiga apresentado na Equação (2.21), uma vez que os valores implícitos da deformação de ruptura para os diferentes módulos dos materiais cimentados tendem a exceder o limite superior dos valores de deformação de laboratório relatados na literatura. Dessa forma, os autores reformularam a relação de fadiga da Austroads para materiais cimentados, que é apresentada na Equação (2.22).

$$\log N = RF * 12 \left[\frac{E^{\frac{11300}{0,804} + 191}}{\varepsilon_t} \right] \quad (2.22)$$

Em que:

N = Número de repetições de carga até a falha por fadiga;

E = Módulo flexural do material cimentado, (MPa);

ε_t = Deformação específica de tração, (*microstrain*);

RF = Fator de confiabilidade ($RF= 2$ para 90% de confiança; $RF= 1$ para 95% de confiança; $RF= 0,5$ para 97,5% de confiança).

O modelo que reflete o comportamento à fadiga de misturas cimentadas apresentado na Equação (2.22) manteve-se constante nas futuras atualizações dos manuais de pavimentação (e.g., Austroads (2004) e Austroads (2012)), sendo efetivamente alterado na publicação de Austroads (2014).

O manual enaltece que os principais fatores que afetam a vida de fadiga de materiais cimentados incluem: distribuição de tamanho de partícula, forma de partícula, densidade, teor de umidade, eficiência de mistura e padrão de fissuração. Alguns desses fatores dependem, por sua vez, do tipo e conteúdo do agente químico estabilizante, que neste caso é o cimento.

Dessa forma, realizou-se um extenso estudo laboratorial de fadiga em misturas cimentadas através da utilização de agregados oriundos de diversas fontes mineralógicas encontrada na Austrália e Nova Zelândia, teores de cimento, idade de cura, etc. Demais informações referentes aos parâmetros das misturas e seus respectivos comportamentos mecânicos estão disponíveis no manual da Austroads (2014).

As misturas cimentadas foram submetidas a ensaios de Fadiga à Flexão 4 pontos com utilização de frequência de 2 Hz e emprego de tensões de carga na ordem de 50% a 90% da resistência à flexão do material. As amostras apresentavam cura acima de 5 meses e o critério de parada do ensaio foi definido como o número de solicitações de carga até redução de 50% do módulo inicial.

De posse dos resultados obtidos, um novo modelo de fadiga foi proposto pelo manual, com a deformação de tração localizada na parte inferior do ajuste matemático, como variável independente. O novo modelo é apresentado na Equação (2.23).

$$N = RF * \left(\frac{278 * FS + \frac{1070000}{E_f} - 311}{\mu\varepsilon} \right)^{12} \quad (2.23)$$

Em que:

N = Número de ciclos até a falha por fadiga;

FS = Resistência à tração na flexão do projeto, (MPa);

E_f = Módulo flexural do material cimentado do projeto, (MPa);

$\mu\varepsilon$ = Deformação induzida pela carga na base do material cimentado, (*microstrain*);

RF = Fator de confiabilidade ($RF= 4,7$ para 80% de confiança; $RF= 3,3$ para 85% de confiança; $RF= 2,0$ para 90% de confiança; $RF= 1,0$ para 95% de confiança e $RF= 0,5$ para 97,5% de confiança).

A metodologia de design apresentada no relatório é limitada para materiais com o módulo de elasticidade entre 3000 MPa - 5000 MPa, teor de cimento utilizado entre 3% - 5% e resistência à tração na flexão entre 1,0 MPa - 1,5 MPa.

2.4.11. Modelo de Nascimento (2017)

A mistura cimentada do tipo BGTC utilizada na pesquisa de Nascimento (2017) foi produzida com um agregado de origem granítica, com índice de forma de 1,5, equivalente de areia de 65% e perda por abrasão *Los Angeles* de 25%. A curva granulométrica utilizada atendeu a faixa II indicada pela especificação ES-P-16/05 do DER-PR e os corpos de prova foram compactados em energia *Proctor* modificada. Demais parâmetros da mistura cimentada e resistências iniciais são apresentados na Tabela 2.32.

Tabela 2.32 - Características de dosagem e de resistência mecânica da mistura BGTC.

hótima (%)	γ_s (g/cm ³)	Teor de Cimento (%)	Cura (dias)	RCS (MPa)	RTCD (MPa)	RTF (MPa)	ME (GPa)	MF (MPa)
8,5	2,21	3	7	3,54	0,29	-	-	-
			14	3,63	-	-	-	-
			28	4,15	-	0,34	5,143	1598 - 1829

Obs: ME: Modulo de Elasticidade; MF: Módulo de Resiliência à Flexão.

A determinação do mecanismo de ruptura por fadiga foi obtida através da utilização do ensaio de flexão com viga 4 pontos sob tensão controlada com

frequência de 1 Hz, através da utilização dos mesmos corpos de prova prismáticos utilizados para determinação do módulo flexural, detentoras de dimensões 100 x 100 x 400 mm. As amostras prismáticas passaram por processo de cura de 28 dias em câmara úmida.

Foram utilizados três níveis de tensão referentes ao valor da tensão de ruptura por tração na flexão (75%, 85% e 90%) e como critério de parada do ensaio, o autor adotou como critério principal a ruptura do corpo de prova e como critérios secundários: a) quando os deslocamentos atingissem o dobro dos deslocamentos iniciais do ensaio; b) o número de ciclos no ensaio atingisse 1 milhão.

Os modelos de previsão de desempenho obtidos a partir de tração na flexão com carregamento cíclico são apresentados na Equação (2.24), Equação (2.25) e Equação (2.26), uma vez que todos os modelos ostentam $R^2 = 0,96$. O autor justifica a utilização da deformação específica como variável independente por melhor reproduzir o acúmulo de danos por fadiga e a redução de rigidez ao longo dos ciclos.

$$N_f = 10^{19,0352(1 - 0,01003 * RTF)} \quad (2.24)$$

$$N_f = 10^{19,0358(1 - 0,00573 * \varepsilon_t)} \quad (2.25)$$

$$N_f = 10^{19,0363(1 - 0,00334 * \sigma_t)} \quad (2.26)$$

Em que:

N_f = Número de ciclos de carregamento em tensão controlada;

RTF = Resistência a tração na flexão, (%);

ε_t = Deformação específica de tração do ensaio de fadiga, ($\times 10^{-6}$ mm/mm);

σ_t = Tensão de tração do ensaio de fadiga, (kPa);

A complementação da proposta de criação de um modelo de fadiga específico para BGTC se deu na determinação do fator campo-laboratório ou *shift factor* em um trecho monitorado de extensão de 280 m situado no segmento sul da BR-101/SE, cuja camada de base era constituída por uma mistura cimentada BGTC detentora das mesmas características da mistura estudada por Nascimento (2017). Para demais informações referentes ao trecho monitorado e das avaliações submetidas ao pavimento, recomenda-se consultar Mendonça (2014) e Nascimento (2017).

A partir da calibração do modelo de laboratório com os dados do campo, obteve-se um modelo de previsão de desempenho que contemple as especificações do trecho monitorado em função da deformação específica de tração, como é apresentado na Equação (2.27).

$$N_f = 4,34 \times 10^5 * (10^{19,0358(1 - 0,00573 * \varepsilon_t)}) \quad (2.27)$$

Em que:

N_f = Número de ciclos de carregamento;

ε_t = Deformação específica de tração na camada de BGTC, ($\times 10^{-6}$ mm/mm);

2.4.12. Aspectos Inerentes aos Modelos de Previsão de Fadiga em Camadas Cimentadas

Os modelos de desempenho são instrumentos tecnológicos essenciais para a análise de estratégias visando diferentes alternativas construtivas de projetos de pavimentos, possibilitando inclusive, auxílio na estimativa de custos ao longo da vida de serviço, em adição ao provável desempenho do pavimento em campo. Dessa forma, entende-se que os modelos servem como um guia para entendimento das tendências do material; todavia, para fins de projeto, cabe ao projetista utilizar resultados laboratoriais de fadiga específicos do material que ele utilizará ou pretende utilizar em pista.

O comportamento estrutural das camadas cimentadas é passível de influência de diversos parâmetros, que tendem a dificultar o desenvolvimento de um modelo de fadiga que estime de forma adequada e confiável o comportamento de campo dos materiais cimentados. Através dos itens expostos neste capítulo, procurou-se abordar os principais modelos matemáticos desenvolvidos em âmbito nacional e internacional, visando descrever a percepção dos autores frente a degradação à fadiga das camadas cimentadas, bem como, as variáveis e parâmetros adotados por eles.

Em análise aos modelos apresentados no Item 2.4, entende-se que a utilização de tais modelos sempre estará atrelada às limitações expostas pelos mesmos e as vantagens de utilização de um dado modelo sobre os demais deve ser apoiada em bases objetivas, tais como: tipo de equipamento empregado,

frequências e tensões de aplicação utilizadas, temperatura de ensaio e idade de cura das amostras, dosagem do material, tipo de tratamento estatístico do modelo, etc.

Uma das principais decorrências da utilização dos modelos de desempenho é o emprego indevido destas equações, de forma que a correta escolha da equação deva ser realizada com base nas condições e parâmetros atrelados à sua elaboração, de forma que as características da mistura cimentada utilizada, bem como dos ensaios laboratoriais e consequente adoção de tensões e frequências, sejam compatíveis com os utilizados pela literatura do modelo.

Entretanto, como observado nesta sessão, diversas literaturas pecam ao não apresentar detalhadamente as informações e metodologias laboratoriais utilizadas no desenvolvimento do modelo, de forma que pequenas divergências na metodologia e configurações de equipamentos, tendem a comprometer a correta utilização do modelo.

Dessa forma, a Tabela 2.33 apresenta um compilado dos principais parâmetros adotados pelos autores estudados neste item. Percebe-se que alguns autores definem como critério de ruptura por fadiga em camadas cimentadas a deformação de tração (e.g., Trichês (1993); SAPEM (2014); Austroads (2014); Nascimento (2017)), enquanto que os demais utilizam a tensão de tração (e.g., LCPC (1994); Midgley & Yeo (2008); PCA (2008); Nascimento (2017)), sendo em último caso a adoção da relação entre as tensões atuantes e sua resistência à tração (e.g., Ceratti (1991); Trichês (1993); Balbo (1993); BPDG (2004); AASHTO (2014)).

É válido ressaltar que apenas duas literaturas ostentam modelos de fadiga do tipo *Top-Down Compressive Fatigue*, sendo essas, a Equação (2.18) do Modelo de AASHTO (2014) e a Equação (2.20) do Modelo de SAPEM (2014), de forma que ambas consideram como critério de ruptura a tensão de compressão no topo da camada cimentada.

Dentre os modelos apresentados, o Sul-africano é o único que valida a espessura da camada cimentada, parâmetro esse de extrema importância no processo de trincamento inicial, uma vez que camadas com pequenas espessuras tendem a ser mais susceptíveis à propagação das trincas oriundas da retração do cimento. Através de seu guia mecânico, o modelo francês exibe adoção de coeficientes padronizados de forma a validar as discontinuidades da base da

camada cimentada e a não uniformidade de seus materiais constituintes, fatores que influenciam diretamente o desempenho da camada, desenvolvendo um fator de segurança para erros atrelados à execução.

Os modelos que utilizam a tensão de tração como critério de ruptura apresentam boa resposta na previsão do trincamento à fadiga numa análise de carga equivalente de tráfego, contudo, possuem pouca efetividade para análise do dano acumulado, uma vez que ocorre redução na relação entre a tensão aplicada e a resistência a tração e, conseqüentemente, o alívio de tensões. De forma contrária, os modelos que consideram a deformação de tração, apresentam efetividade para identificar o dano por fadiga ao longo dos ciclos, visto que a redução da rigidez da camada acarreta em um aumento de deformação de tração (NASCIMENTO, 2017).

Tabela 2.33 - Principais parâmetros utilizados nos modelos de fadiga.

Modelo	Equação	Nacionalidade do Modelo	σ_t	ε_t	σ_c	%RF (σ_t e RTF ou RTCD)	RCS ou RTF	MF	Resistência do Subleito	Espessura da Camada	Características da Mistura
Ceratti (1991)	Eq. (2.1)	Brasil				x					
Trichês (1993)	Eq. (2.2)	Brasil				x					
	Eq. (2.3)			x							
	Eq. (2.4)										
Balbo (1993)	Eq. (2.5)	Brasil				x					
LCPC (1994)	Eq. (2.6)	França	x						x		
BPDG (2004)	Eq. (2.10)	Europa				x					
Midgley & Yeo (2008)	Eq. (2.14)	Austrália	x								
PCA (2008)	Eq. (2.15)	Estados Unidos	x					x			
AASHTO (2014)	Eq. (2.16)	Estados Unidos				x					
	Eq. (2.17)					x					
	Eq. (2.18)				x		x				x
SAPEM (2014)	Eq. (2.19)	África do Sul		x						x	
	Eq. (2.20)				x		x				
Austroads (2014)	Eq. (2.21)	Austrália		x				x			
	Eq. (2.22)			x				x			
	Eq. (2.23)			x			x	x			
Nascimento (2017)	Eq. (2.24)	Brasil					x				
	Eq. (2.25)			x							
	Eq. (2.26)		x								

Obs: σ_t = Tensão de Tração; ε_t = Deformação de Tração; σ_c = Tensão de Compressão; %RF= Relação entre Tensões; RCS= Resistência Compressão Simples; RTF= Resistência Tração na Flexão; MF= Módulo Flexural.

3. MÉTODOS E TÉCNICAS

O presente capítulo visa apresentar a organização metodológica adotada para cumprimento dos objetivos propostos pela tese, de forma que se inicie pelo planejamento simplificado da pesquisa, seguido pelos materiais constituintes das misturas cimentadas do tipo BGTC (agregado mineral e cimento Portland), suas características, bem como os parâmetros e critérios de aceitação das amostras moldadas. Por fim, são expostos os procedimentos laboratoriais que visam obtenção das propriedades de deformabilidade e resistência das misturas cimentadas estudadas, bem como, a análise mecanicista adotada.

Cabe salientar, que visando otimização da leitura e organização do texto, também serão apresentados neste capítulo resultados de ensaios laboratoriais preliminares.

3.1. PLANEJAMENTO DA PESQUISA

Tendo em vista os objetivos propostos na pesquisa, a metodologia do trabalho foi conduzida conforme o fluxograma apresentado na Figura 3.1. O estudo das propriedades de resistência e deformabilidade de misturas cimentadas originou-se da fabricação de misturas que possuem em sua composição dois tipos distintos de agregados pétreos, que, muito embora possuam a mesma origem de formação (i.e., extrusão da lava vulcânica) são provenientes de derrames de diferentes idades e viscosidades, fatores esses que agregam às rochas características físicas e mineralógica distintas entre si.

Os ensaios de caracterização física, química e mecânica, bem como a correta classificação rochosa dos agregados utilizados na pesquisa foram previamente estudados por Paiva (2017) e Back (2018), de modo que seus resultados correspondentes são apresentados no item 3.2.1.

Após obtenção das curvas de compactação, foram realizados um conjunto de ensaios laboratoriais com o objetivo de avaliar o desempenho mecânico das diferentes misturas, com o enfoque no mecanismo de ruptura por fadiga. Os ensaios laboratoriais realizados na pesquisa e seus respectivos números de amostras são exibidos na Tabela 3.1.

Figura 3.1 - Fluxograma da metodologia adotada.

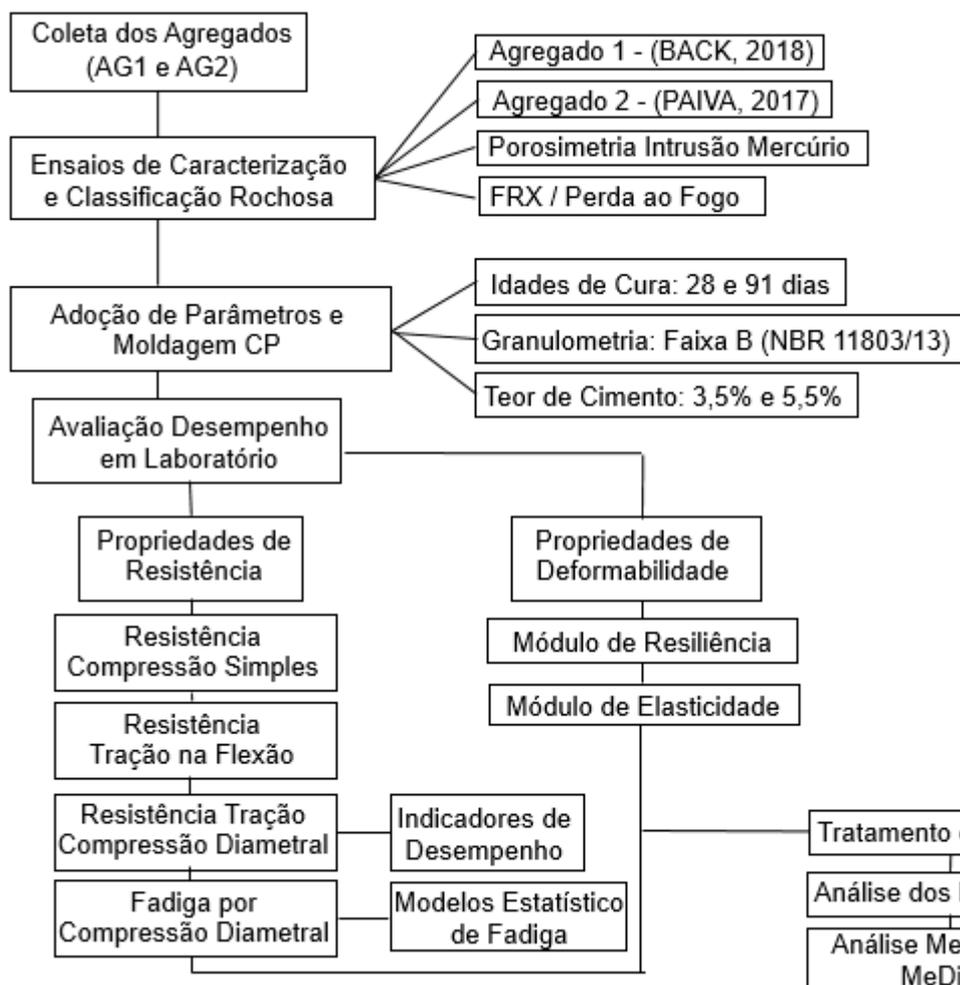


Tabela 3.1 - Quantidade de amostras utilizadas por ensaio para cada mistura.

Ensaio Laboratoriais	Quantidade de Amostras	Idade de Cura (dias)
Resistência Compressão Simples	8	28 / 91
Resistência Tração na Flexão	8	28 / 91
Resistência Tração por Comp. Diametral Módulo de Resiliência	8	28 / 91 / 120
Módulo Elasticidade à Compressão	4	28
Fadiga por Compressão Diametral	15	28

De forma análoga, a Tabela 3.2 reporta resumidamente as quatro misturas cimentadas estudadas, os teores de cimento adotados, em adição à quantidade total de amostras moldadas. Cabe salientar, que as normativas e justificativas para adoção de tais materiais e/ou critérios de ensaio serão abordadas no decorrer do capítulo e em seus respectivos itens.

Tabela 3.2 - Somatório final das amostras utilizadas na pesquisa.

Misturas	Agregado	Teor de Cimento (%)	Total de Amostras
SJ (3,5)	São Juvenal	3,5	75
SJ (5,5)	São Juvenal	5,5	75
DP (3,5)	Della Pasqua	3,5	75
DP (5,5)	Della Pasqua	5,5	75
Somatório			300

3.2. MATERIAIS EMPREGADOS

A seguir, apresentam-se os materiais utilizados para fabricação das diferentes misturas cimentadas seguidos de suas respectivas caracterizações. Optou-se pelo emprego de dois minerais pétreos detentores de diferentes composições mineralógicas e índices físicos, de forma que possa se avaliar a influência das características de absorção, densidade e porosidade no desempenho mecânico das misturas.

3.2.1. Agregados Minerai

Os agregados pétreos adotados para presente pesquisa são oriundos da província geomorfológica Planalto Meridional, cuja formação provém de basaltos e basaltos andesíticos de afinidade toleítica distribuídos em uma pilha de derrames com até 2 km de espessura que perfaz mais do que 90% do vulcanismo. Este panorama magmático complexo é registrado em sua totalidade no território do RS, onde mais da metade da área do estado, na região setentrional, é recoberta por uma pilha vulcânica de derrames basálticos sobrepostos ou intercalados com unidade ácidas, que constituem a Formação Serra Geral da Bacia do Paraná (HOLZ & ROS, 2000).

Segundo as informações contidas no Cadastro Nacional de Produtores de Brita com ano base de 2015, disponibilizado pelo Departamento Nacional de Produção Mineral (DNPM), das 142 usinas de britagem em funcionamento no estado do RS, aproximadamente 130 desses afloramentos são lavras de rochas de origem vulcânica. Ou seja, mais de 90% das pedreiras do RS são classificadas como rochas ígneas extrusivas.

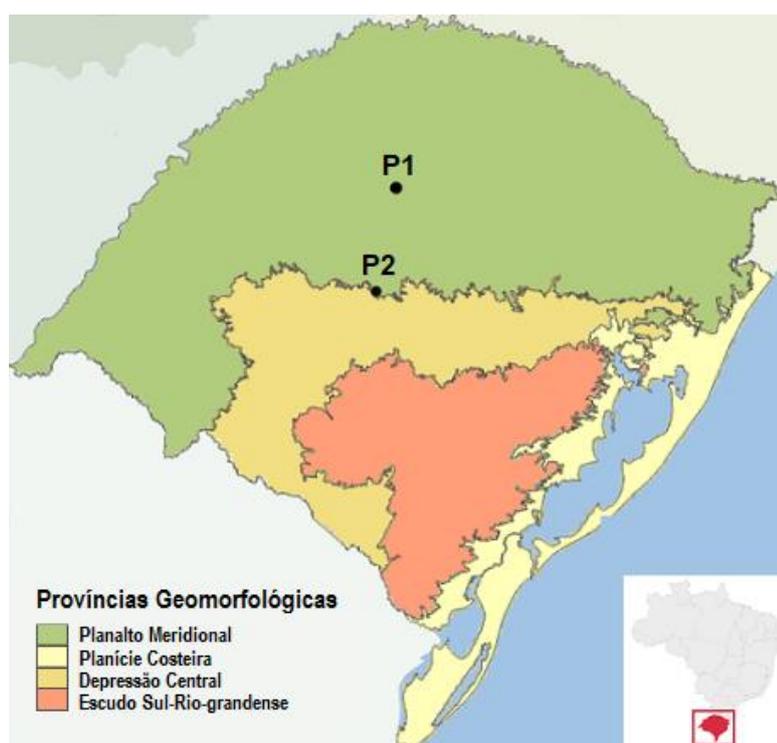
À vista das informações citadas acima, optou-se pela adoção de dois agregados minerais de origem vulcânica, visando a representatividade das rochas do estado. Uma vez que ambos detêm a mesma origem de formação, optou-se pela adoção de uma rocha de carácter básico e uma rocha de carácter ácido, acidez essa, oriunda das propriedades mineralógicas da rocha.

Sendo assim, a Tabela 3.3 identifica as pedreiras através da nomenclatura utilizada para identificação dos diferentes agregados, nome do empreendimento, município no qual se localiza e suas respectivas coordenadas geográficas. De forma análoga, a Figura 3.2 localiza geograficamente no mapa do estado do Rio Grande do Sul as pedreiras estudadas.

Tabela 3.3 - Localização, código dos diferentes materiais estudados e respectivas coordenadas geográficas.

Pedreira	Código Utilizado	Nome Empreendimento	Município	Coordenadas Geográficas (UTM)	
P1	SJ	São Juvenal	Cruz Alta	22J	251945.40m W 6826112.10m S
P2	DP	Della Pasqua	Itaara	22J	228402.58m W 6724545.40m S

Figura 3.2 - Mapa da localização geográfica das jazidas estudadas.



Ambas as jazidas de rochas selecionadas foram previamente estudadas por Paiva (2017) e Back (2018) em suas respectivas dissertações de mestrado. O estudo petrográfico, análise da área de lavra, bem como os principais resultados de caracterização laboratorial que englobam as propriedades químicas e geomecânicas de cada rocha são apresentados a seguir.

Para fim de complementação, encontram-se disponíveis no APÊNDICE A os resultados laboratoriais completos dos ensaios de caracterização laboratorial dos agregados oriundos da brita 1, brita 0 e pó de pedra, bem como, das análises petrográficas individuais das diferentes amostras de rochas detectadas em cada pedreira.

3.2.1.1. *São Juvenal (SJ)*

O estudo da pedreira São Juvenal (SJ) foi realizado por Back (2018) através de duas etapas. A primeira etapa, denominada Etapa de Campo, visou o estudo das características e descrição do afloramento rochoso, classificando suas propriedades geológicas como: modo de ocorrência, grau de alteração, identificação do tipo litológico, para posterior fabricação de lâminas petrográficas e classificação da rocha.

No decorrer dessa etapa, detectou-se que a parte superior do afloramento rochoso exibiu maior grau de intemperização, dado à presença de material rochoso em fase de transformação para solo, entretanto, tudo em pequenas escalas. Há também ocorrência de disjunções colunares (vide Figura 3.3) causadas pela ação do rápido resfriamento da lava vulcânica, processo característico de rochas ígneas vulcânicas.

Com o auxílio de geólogos, Back (2018) classificou a jazida SJ como uma rocha ígnea extrusiva básica – Basalto cuja estrutura maciça e textura afanítica agrega à rocha grande potencial de utilização em obras de carácter rodoviário. A análise microscópica evidenciou elevada parcela de plagioclásios e piroxênios como minerais principais.

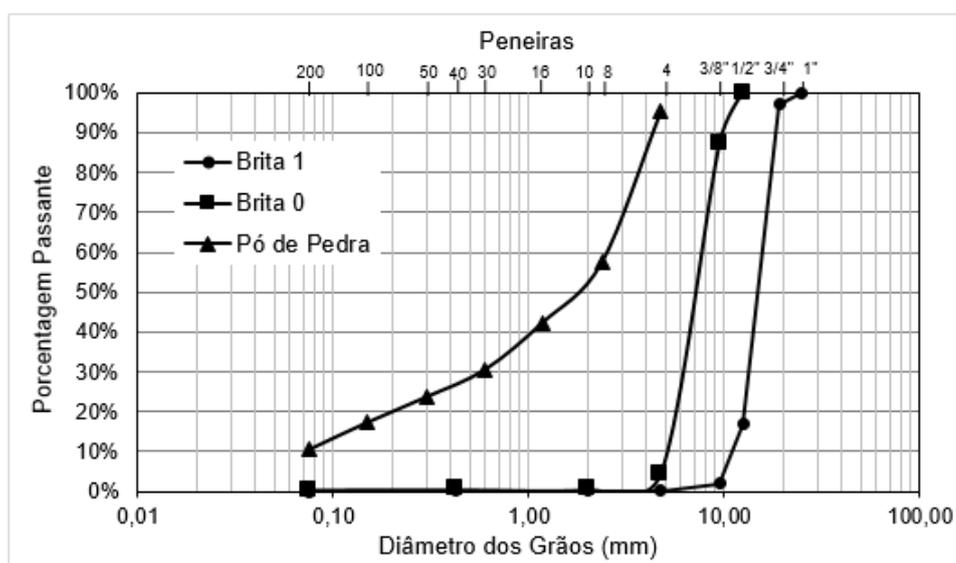
A nível microscópico detectou-se superfícies alteradas por oxidação, no entanto, a nível macroscópico a rocha se apresenta coerente e pouco alterada. Em adição, a rocha apresenta coloração predominantemente cinza escuro com algumas porções avermelhadas e esverdeadas.

Figura 3.3 - Parede rochosa da Pedreira SJ com Disjunções verticais e horizontais.



A caracterização química acompanhada dos resultados laboratoriais dos ensaios de caracterização física e mecânica da rocha, em adição a análise petrográfica da Pedreira SJ encontram-se no APÊNDICE A. A Figura 3.4 apresenta a distribuição granulométrica dos agregados virgens.

Figura 3.4 - Distribuição granulométrica dos agregados virgens.



3.2.1.2. Della Pasqua (DP)

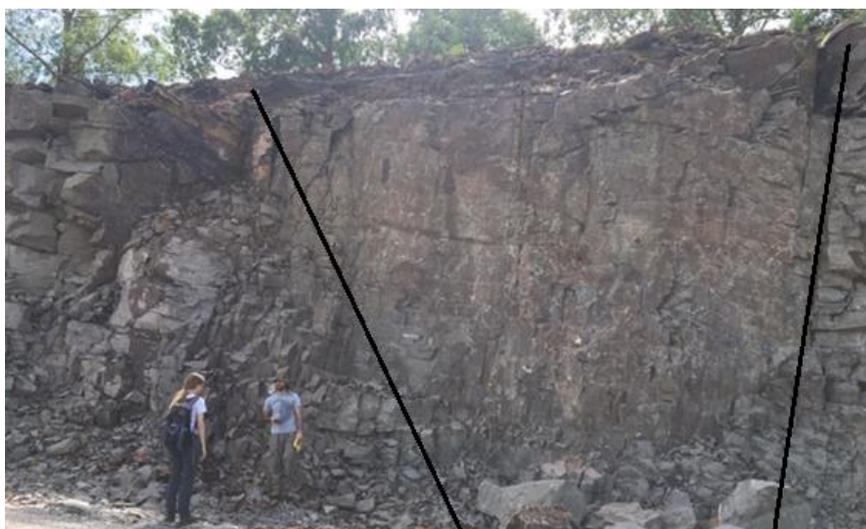
A pedreira Della Pasqua localiza-se nas proximidades da cidade de Santa Maria/RS sendo, dessa forma, seu material frequentemente empregado nas obras rodoviárias realizadas na região central do estado do RS.

O processo de beneficiamento do afloramento rochoso ocorre em forma de bancadas de extração cuja altura atinge cerca de 7 metros. A rocha em questão é classificada como rocha ígnea extrusiva ácida – Riodacito e possui coloração cinza claro com tons escuros, evidenciando níveis de intemperização que vão de moderado a alto, dependendo do local analisado.

A área de lavra apresenta alto fraturamento em três Famílias principais de orientação, sendo a família 1 predominantemente horizontal e as famílias 2 e 3 sendo caracterizadas por fraturas verticalizadas com alta persistência, de forma que originam cunhas que ocasionalmente apresentam percolação de água em suas fraturas.

Muito embora a rocha predominante na jazida seja classificada como Riodacito, através da análise macroscópica e descrição das características da área de lavra, detectou-se presença de um dique (vide Figura 3.5) com largura de até 5 metros encaixado em fraturas paralelas contendo uma rocha secundária classificada como rocha ígnea extrusiva intermediária a ácida – Dacito, essa, apresenta um comportamento com menor fraturamento e alteração que as demais porções ao redor.

Figura 3.5 - Parede rochosa da Pedreira DP.



Em virtude da disparidade de afloramentos, necessitou-se confecção de duas lâminas petrográficas a fim da correta classificação rochosa. A nível microscópico verificou-se presença de juntas horizontalizadas, possivelmente geradas pelo fluxo e

resfriamento da lava em adição à presença de feldspato, quartzo e piroxênios compondo os minerais essenciais.

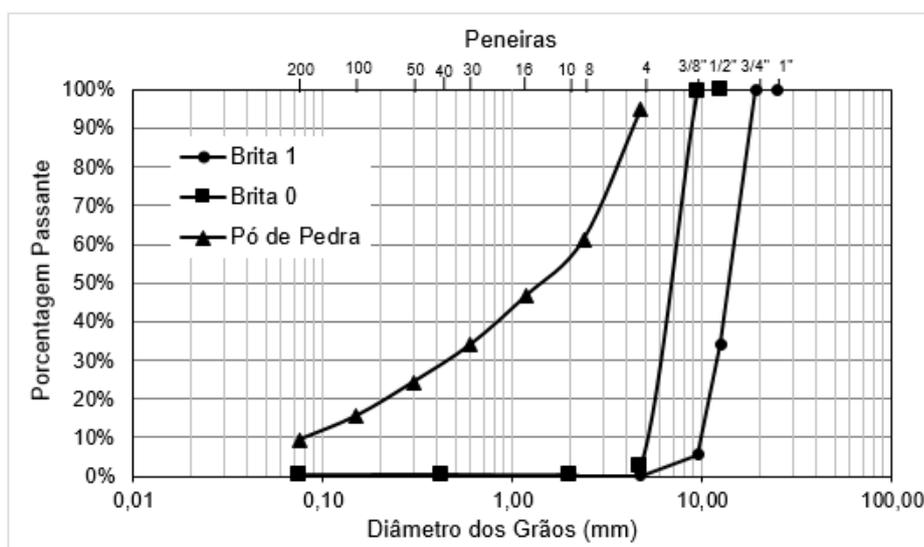
É válido ressaltar, que nas amostras de agregados britados utilizadas para realização dos ensaios laboratoriais realizados por Paiva (2017) e disponíveis no APÊNDICE A, não foi possível identificar e distinguir a porcentagem presente de cada amostra na composição final do material, dessa forma, não se pode afirmar a correta porcentagem de riodacito e dacito que compunham as diferentes amostras de agregado britado.

Entretanto, de posse da Tabela 3.4 que exhibe os resultados químicos dos principais óxidos presentes em ambas as rochas, percebe-se que a DP ostenta maiores quantidades de dióxido de silício, também denominado sílica, evidenciando um carácter ácido por parte do material rochoso e básico por parte da pedreira SJ. A Figura 3.6 apresenta a distribuição granulométrica dos agregados virgens, realizada na etapa inicial da parte experimental.

Tabela 3.4 - Resultados dos ensaios de Fluorescência de Raio-X e Perda ao Fogo.

ÓXIDOS	PEDREIRAS	
	SJ	DP
CaO (%)	9,97	3,81
SiO ₂ (%)	49,71	64,32
MgO (%)	3,67	0,98
Al ₂ O ₃ (%)	14,75	13,74
Fe ₂ O ₃ (%)	13,99	7,25
K ₂ O (%)	1,56	4,47
TiO ₂ (%)	1,39	0,81
MnO (%)	0,19	0,15
P ₂ O ₅ (%)	0,47	0,28
Na ₂ O (%)	2,90	3,36
Perda ao Fogo (%)	1,42	0,83

Figura 3.6 - Distribuição granulométrica dos agregados virgens.



De forma análoga, a Tabela 3.5 exibe de forma comparativa os resultados dos principais ensaios de caracterização laboratorial de ambas as pedreiras, bem como, a Tabela 3.6 engloba a classificação referente à forma e textura dos agregados estudados mediante ensaio AIMS 2.

Tabela 3.5 - Resultados dos principais ensaios de caracterização dos agregados.

ENSAIOS	SJ	DP
Classificação Rocha	Basalto	Riodacito
Acidez da Rocha	Básica	Ácida
Abrasão "LA" (%)	12,56	10,05
Perda ao Choque Treton (%)	8,44	4,66
Esmagamento (%)	13,73	13,17
Índice Forma (Crivos) – Brita 1	0,88	0,91
Índice Forma (Crivos) – Brita 0	0,59	0,67
Absorção 3/4 (%)	1,19	2,19
Absorção 3/8 (%)	1,78	2,35
M.E.R. – Brita 1 (g/cm ³)	2,97	2,64
M.E.R. – Brita 0 (g/cm ³)	3,01	2,65
M.E.A. – Brita 1 (g/cm ³)	2,87	2,50
M.E.A. – Brita 0 (g/cm ³)	2,86	2,49
Sanidade Graúdo (%)	5,62	0,66

Tabela 3.6 - Classificação das características de forma obtidos através do ensaio AIMS 2.

Jazida	Classificação	Esfericidade	Angularidade	Textura Superficial	Forma 2D
DP	Al Rousan (2004)	Moderada (0,7 - 0,8)	Subarredondado (2100 - 4000)	Moderada (350 - 460)	Semicircular (6,5 - 8,0)
	AIMS	Alta (0,6 - 0,8)	Moderada (2100 - 3975)	Moderada (200 - 500)	Moderado (6,5 - 8)
	Ibiapina (2018)	Moderada (0,7 - 0,9)	Subarredondado (1260 - 4080)	Macio (260 - 440)	Semicircular (4 - 11)
		0,775	3111,37	362,8	7,74
SJ	Al Rousan (2004)	Baixa (0,6 - 0,7)	Subarredondado (2100 - 4000)	Alta Rugosidade (> 460)	Semicircular (6,5 - 8,0)
	AIMS	Alta (0,6 - 0,8)	Moderada (2100 - 3975)	Alta (500 - 750)	Moderado (6,5 - 8)
	Ibiapina (2018)	Baixa (0,5 - 0,7)	Subarredondado (1260 - 4080)	Moderada (600 - 825)	Semicircular (4 - 11)
		0,680	3019,21	611,9	7,93

Muito embora os materiais rochosos possuam a mesma origem de formação, ambos exibem propriedades mineralógicas, químicas e físicas distintas, salientando a disparidade nos índices físicos das rochas, em especial os parâmetros de absorção e densidade.

Dessa forma, conclui-se que além da utilização dos agregados minerais apresentados no referente item visando o estudo do comportamento à fadiga em misturas cimentadas que sejam representativas e passíveis de implementação em obras rodoviárias no estado do RS, se optou pela utilização de ambos agregados a fim de verificar a ocorrência ou não de distinção no comportamento mecânico e à fadiga das diferentes misturas cimentadas compostas por agregados que possuem disparidade entre si, no que tange às características mineralógicas e consequentemente de acidez da rocha, em adição às distintas porosidades e a influência desta no desempenho final das misturas cimentadas.

3.2.2. Cimento Portland

Em detrimento do limitado acesso de compra do cimento CP II (um dos mais utilizado no estado do RS), que em nível estadual é apenas disponibilizado pelos fornecedores de cimento na forma a granel, dificultando assim o manejo e

armazenamento do cimento para pesquisas que possuem longos períodos experimentais de forma a comprometer as características originais do produto, optou-se pela utilização do cimento Portland Pozolânico CP IV 32-RS Cauê da InterCement, cuja justificativa se estabelece por questões de logística e custo, uma vez que há ampla utilização deste material na região central do estado do RS e comercialização não a granel.

O cimento Portland pozolânico possui baixo calor de hidratação, o que o torna bastante recomendável na concretagem de grandes volumes e sob temperaturas elevadas, sendo uma de suas principais vantagens a redução do calor de hidratação e o aumento da resistência em idades avançadas. A Tabela 3.7 apresenta as principais características físicas do cimento, obtidas laboratorialmente.

Tabela 3.7 - Características físicas do Cimento CP IV – 32 utilizado na pesquisa

Ensaio	Norma	Resultado	Limites DNER-EM 36/95	Limites NBR 16697/2018
Índice de Finura (%)	NBR 11579/13	3,04	≤ 8%	≤ 8,0
Início de Pega (min)	NBR 16607/18	285	≥ 60	≥ 60
Fim de Pega (min)		375	≤ 720	≤ 720
Massa Específica (g/cm ³)	NBR 16605/17	1,71	-	-
Perda ao Fogo (%)	NBR NM 18/12	2,94	≤ 4,5	≤ 6,5

3.2.3. Água

A água utilizada no processo de hidratação do cimento das misturas cimentadas deve ser considerada potável, sendo isenta de matéria orgânica e detentora de pH situada entre 5,8 e 8,0 conforme NBR 11803/2013. Dessa forma, a água utilizada na pesquisa é oriunda da rede hidráulica do Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria, sendo considerada potável e isenta de matéria orgânica.

3.3. PROGRAMA EXPERIMENTAL E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

O subcapítulo apresenta os procedimentos metodológicos adotados para a compactação e moldagem e os critérios de aceitação das misturas BGTC. Na

sequência são apresentadas as descrições dos ensaios mecânicos juntamente de seus respectivos equipamentos.

3.3.1. Granulometria e Requisitos das Misturas

Os critérios metodológicos adotados para o processo de confecção e adoção de parâmetros das misturas cimentadas são oriundos das normas NBR 12261/2013 e NBR 11803/2013. Ambas normativas são referentes às misturas cimentadas do tipo BGTC para emprego em camadas de base e/ou sub-bases.

Balbo (1993) disserta que para esse tipo de mistura, visando a obtenção de elevadas resistências mecânicas com maior economia no emprego de materiais, o acerto granulométrico deve-se aproximar da graduação “B” da NBR 11803/2013.

Também foi utilizado como material de apoio a normativa estadual DAER-ES-P 11/1991 visando o desenvolvimento de misturas cimentadas passíveis de serem reproduzidas e confeccionadas em obras rodoviárias do estado do RS, respeitando as próprias vigências do estado e sendo compostas por materiais representativos à região.

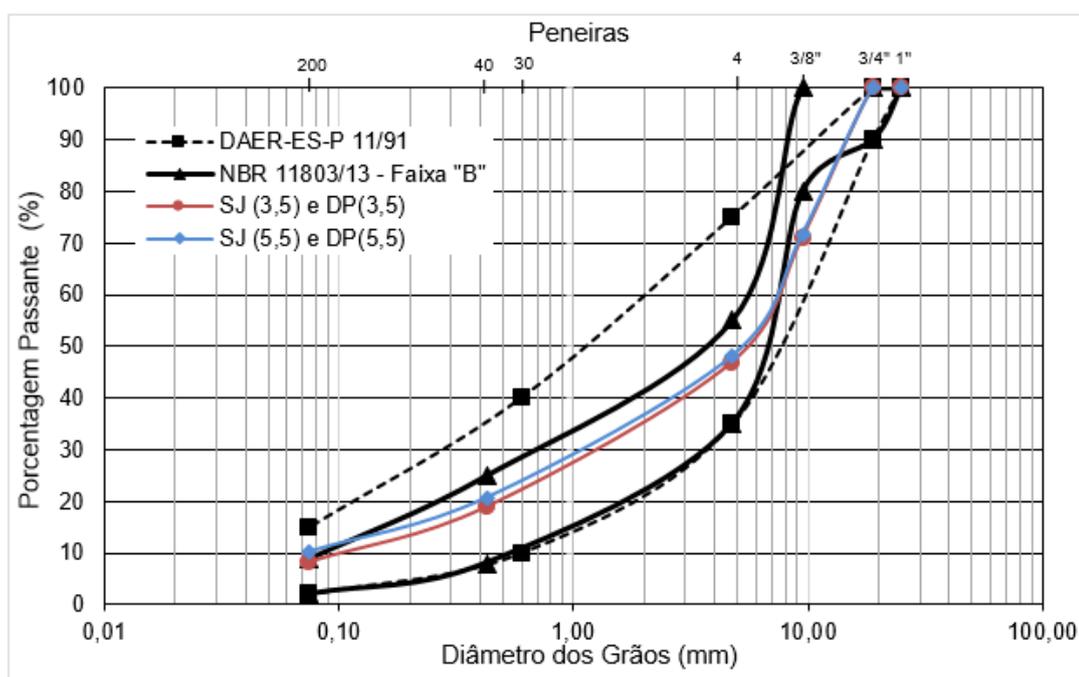
Para tal, a Tabela 3.8 e Figura 3.7 apresentam a distribuição granulométrica adotada para a pesquisa. Percebe-se pequenas variações granulométricas na parte fina, correspondentes as diferentes porcentagens de cimento incorporadas, uma vez que aplicação do cimento se deu por substituição da massa seca do material. Essas variações foram consideradas simplórias, visto que todas as misturas se encontram dentro dos limites das normativas.

Observa-se em tal distribuição granulométrica que o limite inferior da NBR 11803/2013 no diâmetro de 9,5 mm, por uma exigência de no mínimo 80% de agregados passantes pela peneira 3/8” é bastante afetado se comparado à tendência geral da distribuição. Dessa forma, buscando-se limitar ao máximo a descontinuidade ocorrida na especificação e mantendo-se dentro da faixa de trabalho da norma DAER-ES-P 11/1991, foi adotado um ponto fora do limite inferior imposto na norma, fato esse, ocorrido de forma semelhante nos trabalhos de Balbo (1993) e Andrade *et al.* (2015).

Tabela 3.8 - Curvas granulométricas utilizadas na pesquisa.

Pol.	mm	DAER-ES-P 11/91 % Passante	NBR 11803/13 Faixa B % Passante	Granulometria Adotada	
				3,50%	5,50%
				% Passante	% Passante
1"	25,00	100	100	100	100
3/4"	19,00	90 - 100	90 - 100	100	100
3/8"	9,50	-	80 - 100	71,05	71,65
n°.4	4,750	35 - 75	35 - 55	46,93	48,03
n°.30	0,600	10 - 40	-	-	-
n°.40	0,425	-	8 - 25	18,94	20,62
n°.200	0,075	2 - 15	2 - 9	8,32	10,22

Figura 3.7 - Distribuição granulométrica utilizada na pesquisa.



As especificações para execução de camada composta por mistura de BGTC descrevem características mínimas tanto para os agregados quanto para o cimento Portland e água. A classificação dos agregados observa critérios físico-químicos como índice de forma, desgaste abrasivo, impurezas na fração miúda e alterabilidade. Os critérios de avaliação adotados pelas normas NBR 11803/2013 e DAER-ES 11/91 são apresentados na Tabela 3.9, juntamente dos resultados laboratoriais correspondentes dos agregados adotados para a pesquisa.

Tabela 3.9 - Requisitos específicos para mistura cimentada do tipo BGTC.

Ensaio	NBR 11803/2013	DAER - ES 11/91	Pedreira SJ	Pedreira DP
Índice de Forma (método paquímetro)	$\leq 2\%$	-	1,9%	2,1%
		-	2,7%	2,2%
Abrasão "LA"	< 40%	< 40%	12,6%	10,0%
Equivalente de Areia	> 35%	> 50%	74,0%	67,6%
Durabilidade:				
Sulfato de Sódio	< 20%	< 10%	5,6%	0,7%
Sulfato de Magnésio	< 30%		-	-

As normas NBR 12261/2013 e NBR 11803/2013 classificam uma mistura BGTC como detentora de teores de cimento entre 3% e 5% e resistências iniciais entre $3,5 \text{ MPa} \leq \text{RCS}_{(7 \text{ DIAS})} \leq 8,0 \text{ MPa}$ sob energia intermediária, em contrapartida, a norma estadual para bases tratadas com cimento do DAER-ES 11/91 sugere utilização de teores entre 3,5% e 5,0% e $\text{RCS}_{(7 \text{ DIAS})} \geq 5,0 \text{ MPa}$ sob energia modificada. Dessa forma, visando o estudo de misturas do tipo BGTC para possível emprego tanto em camadas de base quanto em camadas de sub-base, optou-se por trabalhar no limite superior e inferior dos teores de cimento, sendo adotado misturas contendo teores de 3,5% e 5,5% de cimento Portland.

Com relação as idades de cura, foram adotadas idades de 28 dias e 91 dias, em justificativa à utilização do cimento CP IV, uma vez que materiais pozolânicos apresentam menores velocidades de hidratação em relação ao clínquer, dessa forma, exibem menor desenvolvimento inicial de resistência.

3.3.2. Compactação Proctor

O ensaio de compactação e adoção das características das misturas BGTC (i.e., massa específica aparente seca e umidade ótima) foi realizado seguindo os preceitos da DNIT-ME 164/2013 e NBR 7182/2020, compactados na condição mais severa da energia *Proctor* modificada. Essas normativas indicam a utilização de um cilindro metálico grande (cilindro CBR), sem reuso do material, onde as misturas sejam compactadas através de 5 camadas de 55 golpes por camada.

A Figura 3.8 exibe as etapas para a realização do ensaio de compactação e obtenção das curvas de compactação.

Figura 3.8 - Etapas do ensaio de Compactação *Proctor*.



3.3.3. Moldagem e Aceitação dos Corpos de Prova

Após a definição dos parâmetros de caracterização das misturas, procedeu-se com a moldagem dos corpos de prova cilíndricos e prismático, para posterior determinação das propriedades de deformabilidade e resistência conforme alguns pontos expostos na normativa de concreto NBR 5738/2016 citada como referência na NBR 12261/2013.

Previamente à moldagem, determinou-se a umidade higroscópica dos materiais pétreos. Na sequência calculou-se a quantidade de água necessária a acrescentar nas misturas para que as mesmas atingissem com precisão a umidade ótima, definida após o ensaio de compactação.

A confecção das misturas cimentadas ocorreu mediante utilização de betoneira, seguindo os seguintes passos: inicialmente a betoneira passava pelo processo de imprimação, na sequência era adicionado o material granular (gráudo e depois o miúdo), o teor de cimento e pôr fim a água. O tempo de agitação da betoneira durava 10 minutos, contados após adição da água.

Imediatamente após confecção das misturas, conferia-se a umidade através do método da frigideira e na sequência, iniciava-se a compactação. Durante o procedimento de compactação das amostras, a betoneira era coberta com pano umedecido para evitar perda de umidade das misturas. Da mesma forma que a cada porção de material retirado da betoneira, a mesma era religada a fim de misturar o material novamente.

Em função da alta heterogeneidade no desempenho laboratorial das Britas Graduadas Tratadas com Cimento, adotou-se a confecção de betonadas exclusivas para cada ensaio (com exceção do ensaio de RCS e RTF), uma vez que esses ensaios excediam o volume da betoneira e o tempo hábil de moldagem.

Conforme estabelecido em DAER-ES 11/1991, o intervalo de tempo entre o instante em que a água era adicionada à mistura e o término de moldagem não foi superior a 3 horas. A Figura 3.9 exibe os equipamentos utilizados para a confecção das misturas BGTC.

Figura 3.9 - Equipamentos utilizados para confecção das misturas cimentadas



Os moldes exibidos na Figura 3.10 foram utilizados na pesquisa, de forma que as amostras oriundas do molde “a” são referentes aos ensaios Resistência a Compressão Simples e Módulo de Elasticidade, compactadas através de 3 camadas.

Figura 3.10 - Moldes utilizados na pesquisa.



As amostras oriundas do molde “b” foram empregadas nos ensaios de Módulo de Resiliência, Resistência à tração por Compressão Diametral e Fadiga sob Compressão Diametral, todas as amostras foram compactadas através de 1 camada. As amostras obtidas do molde “c” são referentes ao ensaio de Resistência à Tração na Flexão, sendo compactadas com energia dinâmica através de uma camada, de forma que o procedimento de compactação era finalizado uma vez que a amostra atingia a altura requerida, não sendo realizado a contagem de aplicação de golpes para as amostras oriundas do molde “C”.

A quantidade de material utilizado por camada foi calculada de acordo com a massa específica da referente mistura e volume do CP. Após compactada a camada intermediária ou a camada única, retirava-se duas pequenas porções da mistura para determinação do teor de umidade, de forma que a média dos dois teores de umidade foi adotada como sendo o teor de umidade do corpo de prova.

Os corpos de prova eram desmoldados após 48 horas, com a finalidade de evitar a desagregação no estágio inicial de cura. Após, era medido a altura, o diâmetro e o peso e levados novamente à câmara úmida para o período de cura. Como critério de aceitação dos corpos de prova foi adotado o exposto na norma NBR 12261/2013, que adota como limite para o grau de compactação $\pm 2\%$ (grau de compactação entre 98% e 102%) e teor de umidade podendo variar até $\pm 0,5\%$.

As amostras detentoras das dimensões 100 x 200 mm foram capeadas com argamassa e cimento CPV-ARI para melhor distribuição das tensões em sua face de contato com o pistão da prensa. O processo de capeamento ocorria 7 dias antes do CP atingir a idade de cura determinada para o ensaio. A Figura 3.11 exhibe o processo e a espessura do capeamento.

Vale salientar que as normativas NBR 5739/2018 e NBR 5738/2016 recomendam que os ensaios laboratoriais sejam realizados tanto quanto possível na tentativa de evitar a secagem das superfícies dos CP's entre o momento que são retirados do local de cura e a realização dos ensaios.

Figura 3.11 - Processo de capeamento das amostras para os ensaios de RCS e ME



3.3.4. Propriedades de Deformabilidade

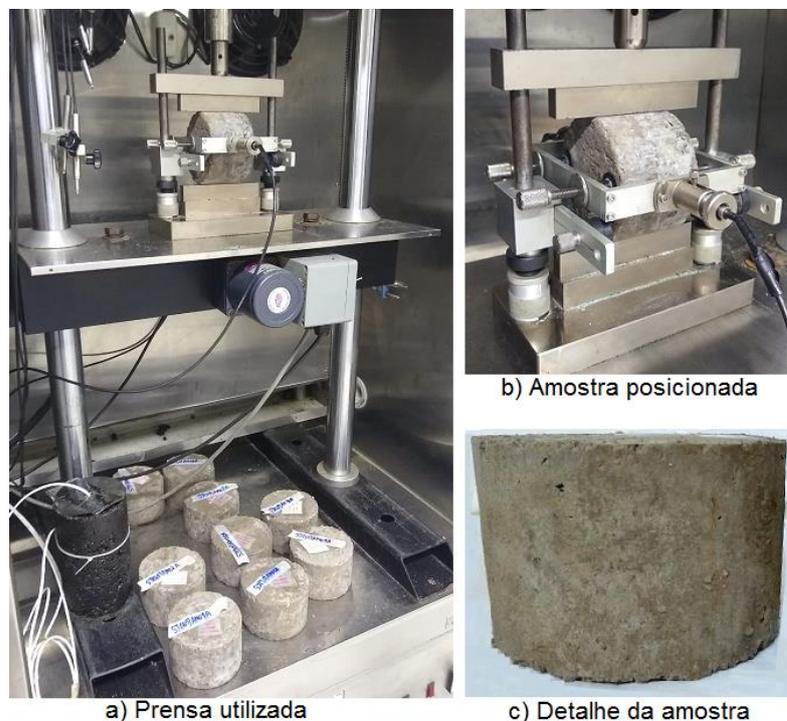
Dentre os principais defeitos observados em pavimentos rodoviários brasileiros, tanto o trincamento por fadiga quanto o afundamento em trilha de roda costumam estar associados as condições de deformabilidade da estrutura, quando submetidas aos carregamentos do tráfego. Para fins deste trabalho, buscou-se avaliar o comportamento dos materiais cimentados frente a deformabilidade pelos testes de Módulo de Resiliência e Módulo Estático de Elasticidade à Compressão, conforme exposto nos itens que seguem.

3.3.4.1. Ensaio de Módulo de Resiliência

Para um dado material granular, o parâmetro de rigidez é expresso pelo Módulo de Resiliência (MR), e sua determinação seguiu as descrições exibidas pela norma DNIT-ME 135/2018. O equipamento utilizado foi a prensa hidráulica modelo *Universal Test Machine* – UTM 25 da IPC Global (vide Figura 3.12), a qual é composta por um pistão que proporciona um carregamento repetido pulsante com o auxílio de um dispositivo pneumático acoplado a um regulador de tempo e frequência que possibilita a execução do ensaio em diferentes temperaturas e frequências de carregamento. Em adição, a UTM-25 possui uma câmara de condicionamento sob temperatura controlada, permitindo a realização de ensaios em

diversas temperaturas, entretanto, foi adotada temperatura de $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ para a realização dos ensaios.

Figura 3.12 - Prensa utilizada para o ensaio de Módulo de Resiliência.



A frequência de aplicação da carga foi de 60 ciclos por minuto, com o tempo de aplicação de carga de 0,10 segundo e 0,90 segundo de repouso ou descarregamento, incidindo sob o plano diametral vertical das amostras cilíndricas, essas, detentoras de dimensões de 100 x 65 mm. A leitura das deformações horizontais sofridas pelas amostras foi mensurada através de LVDTs (*Linear Variable Differential Transformers*) localizados nas duas faces do corpo de prova.

Foram ensaiados 8 corpos de prova para cada idade de cura adotada (i.e., 28, 91 e 120 dias) e para cada mistura cimentada, uma vez que cada amostra foi ensaiada sob duas direções (i.e., 0° e 90°), dessa forma, foi definido como resultado final a média entre as duas orientações.

Os CP's foram condicionados por um breve período de 2 horas, uma vez que a temperatura ambiente era similar à temperatura especificada em norma e na tentativa de evitar a secagem das amostras. Com os valores de carga aplicada e deslocamentos horizontais recuperáveis obtidos, foi calculado o módulo de resiliência, por meio da Equação (3.1).

$$MR = \frac{P}{\Delta h} * (0,9976\nu + 0,2692) \quad (3.1)$$

Em que:

MR = Módulo de resiliência total, MPa;

P = Carga vertical repetida aplicada diretamente no corpo de prova;

Δ = Deformação elástica ou resiliente medida nos ciclos particulares de repetição de carga;

h = Altura do corpo de prova;

ν = Coeficiente de *Poisson*;

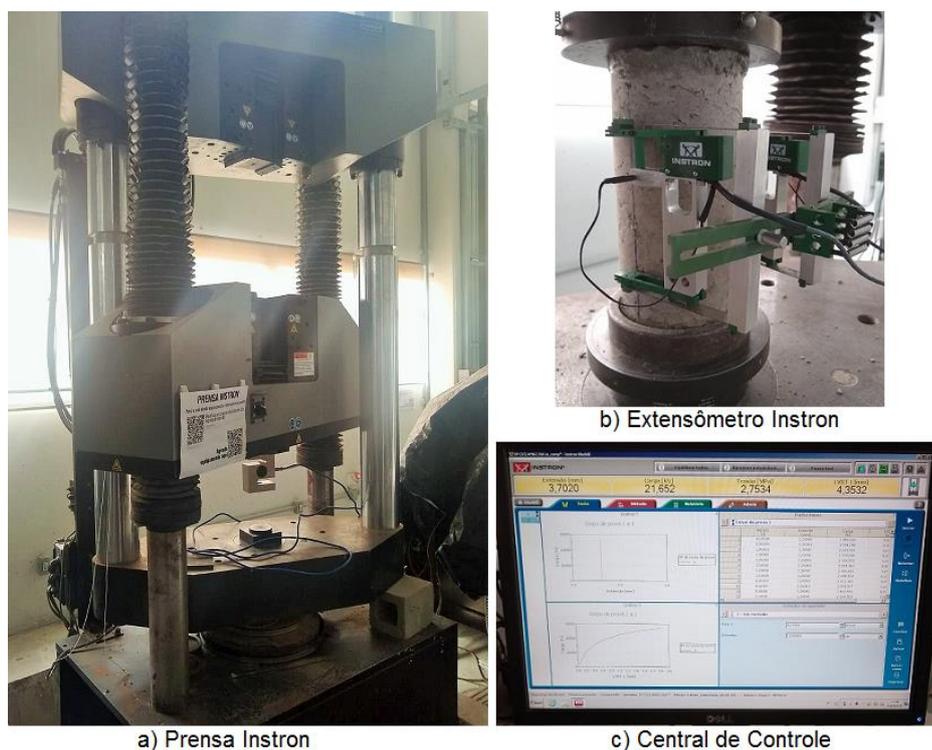
Em decorrência do ensaio de MR não ser destrutivo em função das baixas cargas aplicadas, os CP's foram reutilizados para o ensaio de resistência a tração sob compressão diametral.

3.3.4.2. Ensaio de Módulo Estático de Elasticidade à Compressão

Regido pela norma NBR 8522/2021 e determinado através do módulo tangente inicial, o ensaio de Módulo de Elasticidade Estático à Compressão determina os parâmetros de rigidez de materiais que apresentam em sua composição cimento Portland. Esta norma prevê a determinação do módulo de elasticidade tangente inicial a 30% da resistência à compressão do material, portanto, antes do início do ensaio foi necessário o conhecimento da resistência à compressão média da mistura a ser ensaiada.

O ensaio foi realizado na prensa INSTRON (vide Figura 3.13) com capacidade de 100,000 psi (690 MPa), Modelo 1500HDX-C4-G7B. Os corpos de prova foram fixados em seu terço médio por meio de um extensômetro eletrônico composto por quatro sensores independentes, e para obtenção da deformação o equipamento emite uma média através da leitura de cada sensor, sendo que esta leitura é fornecida diretamente para o software integrado da INSTRON.

Figura 3.13 - Prensa e Extensômetro Instron.



Foram moldados 4 corpos de prova cilíndricos para cada mistura e ensaiados na idade de 28 dias, mesma idade determinada para os ensaios de fadiga. O módulo de elasticidade ou módulo tangencial inicial dos materiais que apresentam cimento Portland em sua composição foi calculado através das tensões e deformações iniciais, conforme exibido na Equação (3.2).

$$E_{ci} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} * 10^{-3} = \frac{\sigma_b - \sigma_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} * 10^{-3} \quad (3.2)$$

Em que:

E_{ci} = Módulo de elasticidade, (GPa);

σ_b = Tensão maior - $\sigma_b = 0,3f_c$, (MPa);

σ_a = Tensão básica - $\sigma_a = 0,5 MPa$ (MPa);

ε_b = Deformação específica média dos CP's ensaiados sob a tensão maior;

ε_a = Deformação específica média dos CPs ensaiados sob a tensão básica;

3.3.5. Propriedades de Resistência

Juntamente com os parâmetros de deformabilidade, as propriedades de resistência dos materiais empregados em camadas estruturais de pavimentos rodoviários são de fundamental importância na capacidade de absorção dos esforços transmitidos ao conjunto pela passagem do tráfego. Um pavimento, abordado sobre a ótica mecanicista, pode ter a sua resposta estrutural estimada pelo cálculo de tensões, deformações e deslocamentos originados pelas solicitações de eixos rodoviários, analisados em comparação com critérios estabelecidos pelos valores limites de resistência dos materiais.

Os itens 3.3.5.1 a 3.3.5.4 que seguem, exibem as técnicas de obtenção dos indicadores de resistência em misturas cimentadas, visando o uso deste material como camada suporte em conjuntos de pavimentos.

3.3.5.1. *Ensaio de Resistência à Compressão Simples*

Como destacado no item 2.1.1, o ensaio de RCS é uma medida de classificação empírica universal para se avaliar a resistência de misturas cimentadas sob uma abordagem simplificada para a definição do grau de ligação da mistura em questão. Em função da variabilidade do coeficiente de *Poisson*, do ângulo interno de atrito e da não linearidade da relação tensão-deformação, a resistência à compressão axial não confinada não possui qualquer significado verdadeiro quanto as propriedades mecânicas dos materiais, quando utilizada como uma medida única (YEO, 2011).

No entanto, é um ensaio altamente difundido em função da sua familiaridade com a indústria da construção civil, pela facilidade e baixo custo de ensaio, muito embora apresente uma perspectiva mecanicista limitada. Dessa forma, o ensaio foi baseado nas diretrizes apresentadas na norma NBR 5739/2018, de forma que os corpos de prova ensaiados apresentem dimensão de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura.

Foram ensaiados 8 CP's para cada mistura cimentada, bem como para as duas idades de cura. Previamente ao ensaio, as amostras foram capeadas a fim de melhor distribuição das tensões na face de contato com o pistão da prensa e tiveram suas medidas de diâmetro e altura aferidas com o auxílio de um paquímetro com precisão de centésimo de milímetro.

A prensa hidráulica utilizada foi da marca Amsler, número de série 599/644, calibrada na escala de 10 kN pela Instruqual (vide Figura 3.14), cuja velocidade de carregamento foi de $0,45 \pm 0,15$ MPa/s permanecendo constante ao longo do ensaio, até ocorrência da queda brusca da força, indicando a ruptura do CP.

Figura 3.14 - Prensa utilizada para o ensaio de RCS.



A RCS foi calculada através da divisão da carga de ruptura pela seção transversal da amostra, conforme Equação (3.3).

$$f_c = \frac{4 * F}{\pi * D^2} \quad (3.3)$$

Em que:

f_c = Resistência a Compressão Simples, (MPa);

F = Força máxima alcançada, (N);

D = Diâmetro do CP, (mm);

3.3.5.2. Ensaio de Resistência à Tração na Flexão

Embora o concreto não seja dimensionado para resistir esforços de tração, as misturas cimentadas situadas nas camadas de base ou sub-base de pavimentos são as grandes responsáveis pela absorção das tensões de tração dentre as demais camadas, implicando dessa forma, na necessidade de se conhecer os níveis máximos de solicitação à tração destes materiais cimentados, do contrário,

ocasionará a ruptura das ligações resultantes da hidratação do cimento. Em vista disso, é de grande valia a determinação da resistência à tração na flexão (RTF) para o correto dimensionado de pavimentos que contenham camadas cimentadas em sua composição.

A determinação da RTF ocorreu conforme diretrizes da norma NBR 12142/2010, através da utilização de corpos de prova prismáticos de dimensões de 100 x 100 x 400 mm compactados nos moldes através de compactação dinâmica por meio de uma única camada. A prensa utilizada é da marca Amsler, descrita no item 3.3.5.1

Foram moldados 8 CP's prismáticos para cada mistura, bem como, para cada idade de cura adotada. Assim sendo, após o processo de moldagem e cura das amostras prismáticas, as mesmas tiveram suas medidas aferidas e foram demarcados os pontos que identificavam a posição das amostras na prensa (25 mm das faces laterais) e os pontos de aplicação de carga, conforme Figura 3.15.

A norma indica que a aplicação da força deva ser contínua e constante, de forma que o aumento da tensão sobre a amostra prismática de dimensões 150 x 150 x 500 mm seja de 0,13 kN/s, entretanto, Cervo (2004) sugere utilização de velocidade de aplicação na ordem de 0,05 kN/s em função da diminuição de volume das amostras prismáticas.

Figura 3.15 - Amostras prismáticas submetidas ao ensaio de RTF.



Após a aplicação do carregamento sob carga constante, foi verificado o local de ocorrência da ruptura, uma vez que a mesma deva estar localizada no terço central da viga ou no máximo à 5% do comprimento do vão. Em função do local de ruptura, aplicou-se a equação correspondente para o cálculo da resistência à tração na flexão. Utilizou-se a Equação (3.4) para rupturas localizadas no terço médio.

$$f_{ct,f} = \frac{F * l}{b * d^2} \quad (3.4)$$

Em que:

$f_{ct,f}$ = Resistência à tração na flexão, (MPa);

F = Força máxima registrada no ensaio, (N);

l = Dimensão do vão entre apoios, (mm);

b = Largura média do corpo de prova, (mm);

d = Altura média do corpo de prova, (mm);

3.3.5.3. *Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral e Indicadores de Desempenho*

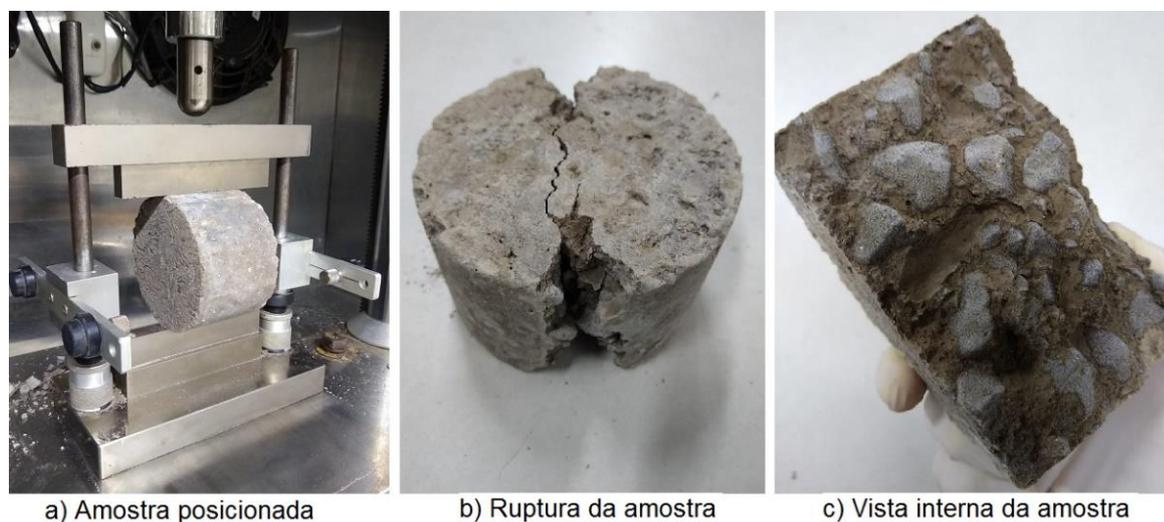
Em detrimento ao fato que misturas cimentadas exibem grande responsabilidade na absorção das tensões de tração dentre as demais camadas dos pavimentos, se torna imprescindível o conhecimento dos níveis máximos de solicitações à tração destes materiais. Isto posto, foi empregado um segundo ensaio laboratorial capaz de avaliar a resistência à tração do material cimentado através da aplicação em um cilindro de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão, visando a ocorrência de tensões de tração uniformes perpendiculares ao diâmetro solicitado.

Após a realização do ensaio de MR, os CPs foram submetidos ao ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD). Tendo em vista a necessidade de obtenção dos indicadores de desempenho para as misturas cimentadas, o ensaio decorreu mediante utilização da prensa UTM-25 (apresentada no item 3.3.4.1), bem como através da vigência DNIT-ME 136/2018.

O procedimento do ensaio consistiu na aplicação de uma carga estática vertical de compressão, sob velocidade de deformação de 0,8 mm/s, distribuída ao

longo de duas geratrizes opostas, visando obtenção das tensões de tração através do diâmetro horizontal perpendicular à carga, como mostra a Figura 3.16.

Figura 3.16 - Realização do ensaio de RTCD na prensa UTM-25



Os resultados da ruptura para determinação da resistência à tração foram obtidos por meio da Equação (3.5).

$$\sigma_R = \frac{2 * F}{100 * \pi * D * H} \quad (3.5)$$

Em que:

σ_R = Resistência à tração por compressão diametral, (MPa);

F = Carga de ruptura, (N);

D = Diâmetro do Corpo de Prova, (cm);

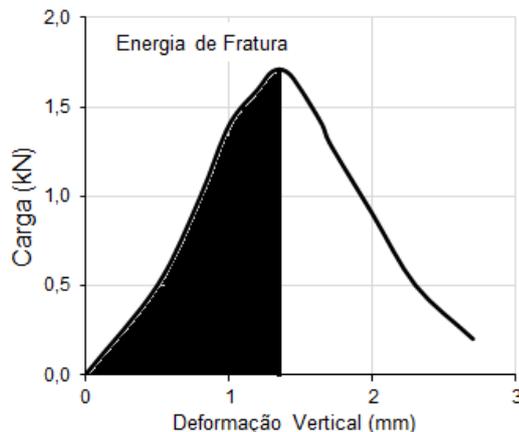
H = Altura do Corpo de Prova, (cm);

Em adição à obtenção dos parâmetros de resistência à tração e mediante adaptação de um *software* promovido por Faccin (2018), foi capaz de se obter dados de deslocamento vertical e força a cada 0,01 segundo, possibilitando a obtenção de demais parâmetros àqueles corriqueiramente determinados a partir do ensaio de RT, buscando indicadores do desempenho em função da energia de fratura. Os denominados indicadores de desempenho são: Energia de Fratura Total (Nm) e Índice de Tenacidade.

A Energia total de Fratura (EF) pode ser definida como a combinação da energia dissipada (que trinca a amostra) e a energia de tração (que deforma a

amostra), sendo calculada através da área da curva, conforme indicado na Figura 3.17.

Figura 3.17 - Obtenção da Energia de Fratura.



Fonte: Adaptado de Barman *et al.* (2017).

Por fim, define-se Índice de Tenacidade (IT) como sendo um fator adimensional que apresenta a tenacidade da região pós-pico. O índice compara a amostra utilizada no ensaio com um material elastoplástico de referência ($IT=1$), portanto, um material com $IT=0$ é considerado frágil ideal, não apresentando capacidade de carga pós-pico (HUANG *et al.*, 2005). Ou seja, é um parâmetro que descreve a tenacidade na região pós-pico, também calculado a partir dos resultados do ensaio de RT, conforme Equação (3.6) e Figura 3.18

$$IT = \frac{A\varepsilon - Ap}{\varepsilon - \varepsilon_p} \quad (3.6)$$

Em que:

IT = Índice de Tenacidade;

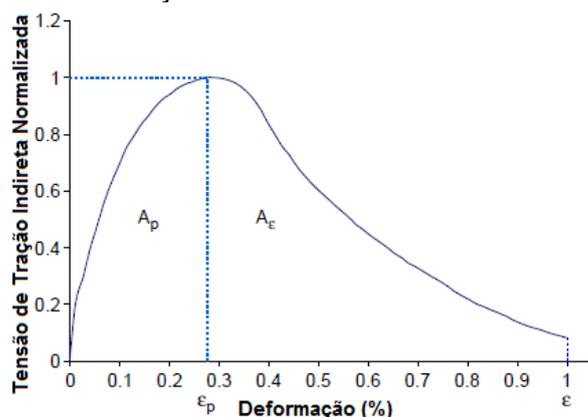
$A\varepsilon$ = Área sob a curva tensão-deformação normalizada até a deformação ε ;

Ap = Área sob a curva tensão-deformação normalizada até a deformação ε_p ;

ε = Deformação no ponto de interesse;

ε_p = Deformação correspondente à tensão máxima.

Figura 3.18 - Definição da obtenção do Índice de Tenacidade.



Fonte: Adaptado de Huang *et al.* (2005).

O *software* adaptado por Faccin (2018) visa investigar parâmetros adicionais a partir do ensaio de RTCD, buscando indicadores de desempenho em função da energia de fratura que possam vir a apresentar correlações entre os ensaios de RTCD e/ou com os resultados dos ensaios de fadiga sob compressão diametral, visando analisar a viabilidade de utilização tanto do RTCD quanto dos índices correlatos para se obter uma inferência de fadiga em misturas cimentadas.

Ainda que as pesquisas de Schuster (2018), Paniz (2018) e Boeira (2018), membros do grupo de estudos GEPPASV que utilizaram tais índices fossem direcionadas para misturas asfálticas, a presente pesquisa utilizou da adaptação do *software*, visando correlacionar os indicadores de desempenho com o comportamento à fadiga de misturas cimentadas, de maneira pioneira no grupo de estudos.

3.3.5.4. Ensaio de Fadiga à Tração por Compressão Diametral (Tração Indireta)

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) publicou em julho de 2021 a primeira normativa nacional referente ao ensaio de fadiga à tração por compressão diametral sob tensão controlada mediante utilização de materiais estabilizados quimicamente, tendo como nomenclatura DNIT-ME 434/2021. A referida norma apresenta como critério de parada de ensaio a ruptura total das amostras, frequência de aplicação de carga de 1 Hz, utilização de câmara úmida para atingir a idade de cura e coeficiente de determinação $\geq 0,8$.

A normativa também indica utilização de três corpos de prova para quatro níveis de tensão escolhidos entre 50% e 90% do valor da resultante da resistência à tração por compressão diametral da amostra, totalizando 12 CP's para o ensaio. De forma que a vida de fadiga deva ser expressa em relação às tensões aplicadas comparadas à resistência à tração estática (vide Equação (3.7) e Equação (3.8)), ou com base na deformação resiliente inicial (ε_i), todavia, para materiais estabilizados quimicamente é mais usual expressar a vida de fadiga em termos de tensões.

$$N_{FAD} = 10^{(K_1 + K_2 * \%RF)} \quad (3.7)$$

Em que:

N_{FAD} = Número de repetições de carga para ruptura da amostra;

K_1 e K_2 = Parâmetros experimentais;

$\%RF$ = Razão entre tensão de tração aplicada (σ_t) e a resistência à tração à ruptura estática do material (σ_r), ambas em MPa.

$$\sigma_t = \frac{2 * F}{\pi * d * t} \quad (3.8)$$

Em que:

σ_t = Tensão de tração aplicada, (MPa);

F = Força aplicada, (N);

d = Diâmetro do corpo de prova, (mm);

t = Espessura do corpo de prova, (mm).

Todavia, a normativa DNIT-ME 434/2021 não sugere nenhum tipo de idade de cura para o ensaio, bem como, orienta a moldagem individual dos CP's de forma a serem ensaiados em idades próximas, evitando-se a distorção na avaliação dos resultados obtidos.

Cabe salientar que a adoção dos parâmetros metodológicos da presente pesquisa, bem como a realização dos ensaios laboratoriais ocorreram anteriormente à divulgação da normativa DNIT-ME 434/2021, de forma que a adoção de tais parâmetros foram embasados na literatura internacional e nacional. Dentre as literaturas nacionais e internacionais consultadas para composição do referencial bibliográfico (pesquisas que avaliaram o mecanismo de ruptura por fadiga de

misturas cimentadas através de ensaios laboratoriais), a grande maioria apresentou metodologias de ensaios baseados na pesquisa de grande notoriedade internacional realizada por Midgley & Yeo (2008a), que foi disponibilizada pela Austroads.

Os autores desenvolveram metodologias de ensaio tanto para os ensaios de fadiga por compressão diametral, quanto para os ensaios de fadiga à flexão. Registra-se aqui alguns exemplos de literatura que utilizaram as metodologias desenvolvidas por Midgley & Yeo (2008a): Mandal (2012), Mandal *et al.* (2017) NCHRP (2014), Lopes (2016).

Os procedimentos de ensaio desenvolvidos por Midgley & Yeo (2008a) sugerem a utilização de níveis de tensão na ordem de 80% da RT do material cimentado, cura mínima igual ou superior a 3 meses, temperatura de ensaio entre $23 \pm 2^\circ\text{C}$, frequência de 2 Hz e como critério de parada a ocorrência da ruptura da amostra ou redução de 50% do módulo inicial. Sugere-se a utilização de apenas 3 amostras por curva de fadiga, essas, detentoras de um diâmetro de 100 mm e espessura de $60 \pm 1,5$ mm para granulometrias com $\text{DN} < 20$ mm.

Dentre as literaturas consultadas, as que não utilizaram os procedimentos padronizados por Midgley & Yeo (2008a), ou não apresentaram as normativas de ensaios adotadas, passando a desenvolver suas próprias metodologias de ensaio, ou utilizaram normas referentes a misturas asfálticas, podendo ser internacionais ou nacionais.

Com relação ao ensaio de fadiga em misturas asfálticas, o mesmo possui normatização brasileira (DNIT-ME 183/2018). A referida norma sugere a utilização de 4 níveis de tensão de aplicação de carga na ordem de 5% a 40% do valor da RT, uma vez que para cada tensão deva ser utilizado 3 amostras (espessura entre 40 mm e 70 mm e diâmetro de 100 mm), frequência de 1 Hz e como critério de parada a ruptura da amostra.

Isto posto, em função da presente pesquisa ter desenvolvido um estudo pioneiro no contexto do grupo de estudos e pesquisas GEPPASV, no que tange ao estudo do comportamento à fadiga em materiais cimentados, em adição à inexistências metodológicas relacionadas às configurações e parâmetros adotados para materiais cimentados no ensaio de fadiga à tração por compressão diametral pelas normativas nacionais (à época), optou-se pela reprodução dos procedimentos desenvolvidos por Midgley & Yeo (2008a), entretanto, com maior número amostral.

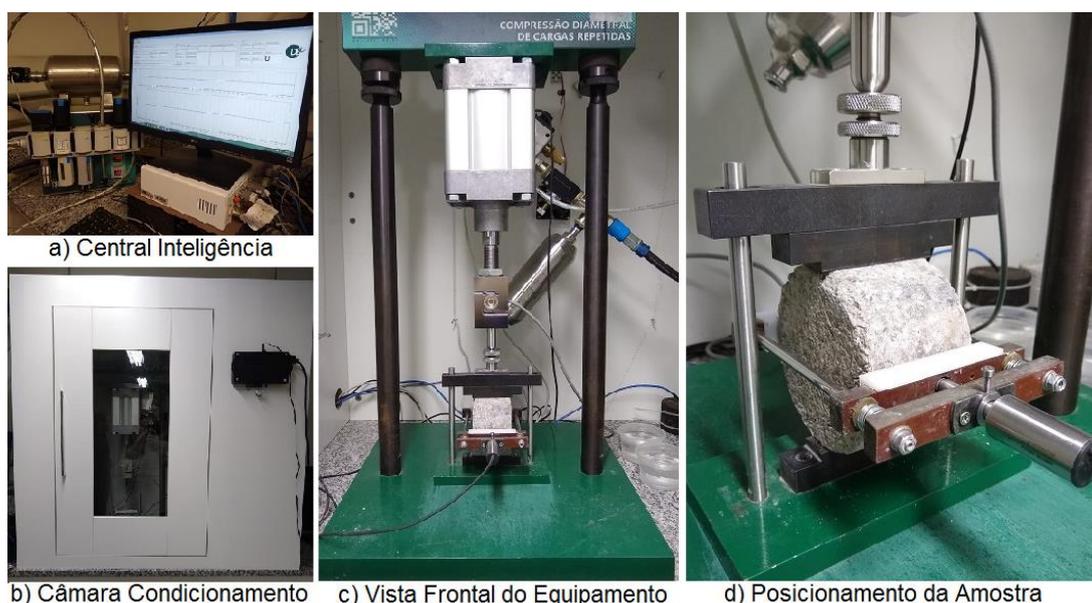
Assim, foram adotados 3 níveis de tensão de aplicação de carga, sendo utilizadas três amostras para cada tensão de aplicação, totalizando o somatório de no mínimo 9 amostras para cada uma das quatro misturas cimentadas, essas, compactadas em suas umidades ótimas.

Na tentativa de reduzir o período de ensaio, e em detrimento das conclusões obtidas por Midgley & Yeo (2008a) apresentadas no item 2.3.2 - Figura 2.9, adotou-se como critério de parada a redução de 60% do módulo de resiliência inicial. A frequência utilizada foi de 1 Hz por ser a capacidade máxima de aplicação de carga do próprio equipamento.

Salienta-se que não houve período de condicionamento das amostras, de forma a respeitar os preceitos das normativas de concreto NBR 5739/2018 e NBR 5738/2016 que recomendam que os ensaios laboratoriais sejam realizados tanto quanto possíveis na tentativa de evitar a secagem dos CP's, ratificando as diretrizes exibidas por Midgley & Yeo (2008a).

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de fadiga possui um sistema pneumático de ar comprimido responsável pela aplicação das cargas, sendo capaz de fornecer pressão de linha de 8 bar. O sistema pneumático é controlado automaticamente pelo programa *SEPAV 8200* (Sistema de Ensaio Especiais de Pavimentação) através de uma central eletrônica, como pode ser verificado na Figura 3.19.

Figura 3.19 - Prensa utilizada para a realização do ensaio de fadiga.



Após a implementação e calibração do equipamento de compressão diametral de cargas repetidas – Prensa DBI identificou-se que o mesmo possuía capacidade de aplicação de carga de 7,5 kN, de forma que seria incapaz de realizar ensaio de misturas com resistência intermediária/alta. Dessa forma, optou-se pela adoção da idade de cura de 28 dias por apresentarem resistências inferiores às amostras de 91 dias (que seriam incapazes de serem ensaiadas pela prensa DBI), trazendo uma abordagem mais conservadora em relação ao desempenho de fadiga, tendo em vista a utilização de cimento CP IV associado à baixa idade de cura.

Para o controle do decréscimo do módulo de resiliência inicial adotado como critério de parada, foi utilizado um transdutor de deslocamento do tipo LVDT posicionado transversalmente ao êmbolo de aplicação de carga de forma que as deformações eram monitorias por todo o período de ensaio e calculadas conforme a Equação (3.9).

$$MR = \frac{F}{\Delta t} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (3.9)$$

Em que:

MR = Módulo de Resiliência, (MPa);

F = Força aplicada, (N);

μ = Coeficiente de Poisson;

t = Espessura do corpo de prova, (mm);

Δ = Deslocamento resiliente do corpo de prova, (mm).

3.4. ANÁLISE MECANICISTA DOS MATERIAIS CIMENTADOS

Para englobar a análise mecânica dos pavimentos compostos por materiais cimentados nas camadas estruturais, optou-se pela utilização do sistema de dimensionamento de pavimentos compilado no MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional), que busca substituir o atual método vigente de dimensionamento de pavimentos asfálticos (DNER, 1981), puramente empírico, por uma rotina que contemple a caracterização dos materiais e o cálculo de esforços mediante simulações computacionais, calibrada também mediante observações de campo em pistas experimentais.

Neste trabalho, utilizou-se a versão 1.1.5.0 do programa MeDiNa, juntamente com a sua plataforma de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC), versão 2.4.2. A elaboração de projetos de pavimentos com a plataforma MeDiNa está regulamentada pela Instrução de Serviço IS-247 (DNIT, 2021). Os detalhes de operação do programa principal e suas ferramentas complementares estão descritos em Brasil (2020).

No que tange a utilização de camadas estabilizadas no MeDiNa, para efeito de cálculo, o programa desconsidera a deformação permanente destes materiais, por entender que, quando adequadamente construídos e mantidos ao longo do tempo, não contribuem de forma efetiva para o surgimento de afundamento em trilha de roda total da estrutura do pavimento (BRASIL, 2020). Desta forma, neste trabalho, concentraram-se as avaliações de desempenho dos materiais estabilizados apenas no mecanismo de ruptura por fadiga do pavimento, atrelado ao comportamento do módulo resiliente do material cimentado ao longo do tempo.

Deve-se ressaltar que, para fins de utilização de camadas cimentadas como componentes estruturais no MeDiNa, os materiais devem ser inseridos no programa com suas características básicas e o seu comportamento frente aos parâmetros de rigidez e danificação. Em relação às características básicas, o programa demanda o teor de cimento (%) do material, sua resistência à tração (MPa), massa específica (g/cm^3) e umidade ótima (%) obtidas do ensaio de compactação.

Tratando-se das informações de rigidez, demanda-se resultados do módulo resiliente da camada cimentada (MPa), obtidos em conformidade com a normativa DNIT 181/2018 – ME. Este documento avalia a rigidez do material por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas, porém com tensão de confinamento nula, sendo apenas a tensão axial (ou vertical) aplicada de forma repetida com o controle do pulso, duração e frequência de aplicação da carga. Neste trabalho, tendo em vista a inexistência do módulo de operação DNIT 181/2018 na prensa triaxial existente no laboratório da UFSM, optou-se por avaliar a rigidez das misturas estabilizadas conforme normativa DNIT 135/2018 – ME, com uso do equipamento de aplicação de cargas por compressão diametral (descrito previamente no item 3.3.4.1). Esta ação foi questionada ao desenvolvedor do programa MeDiNa, em curso realizado para os alunos de graduação de Engenharia Civil da UFSM no ano de 2020 (FRANCO, 2020). O desenvolvedor relatou que o uso de valores de rigidez obtidos pelo ensaio de compressão diametral não invalidaria a análise com o sistema MeDiNa.

Ainda sobre as informações de rigidez, ressalta-se que as camadas estabilizadas são tratadas no programa MeDiNa como materiais que possuem propriedades elásticas que variam ao longo da vida de serviço. Por isso, a análise é realizada mensalmente, considerando um MR que decai a cada mês, com comportamento do tipo sigmoidal, variando entre dois limites: O Limite Superior representa a camada nova, que ainda não sofreu nenhum dano de fadiga; e o Limite Inferior representa a situação em que a camada atingiu sua vida de fadiga e está totalmente trincada, com comportamento próximo a de uma camada granular (BRASIL, 2020).

O módulo inicial ou o limite superior foi adotado em conformidade com os resultados obtidos pelos ensaios em compressão diametral. O Módulo final ou o limite Inferior deve ser inferido pelo projetista. Recomenda-se, por segurança, adotar um valor de Módulo de Resiliência semelhante ao material sem o estabilizante. Adotou-se assim um módulo final típico de Britas Graduadas Simples (BGS), com rigidez de 200 MPa, com base nos trabalhos de Fernandes Jr (1994), Ribas (2014), Santos (2015), Bueno (2016) e Bueno (2019).

Neste formato de análise, adotado pelo MeDiNa, o Módulo de Resiliência das camadas com Materiais Estabilizados diminui com o acúmulo e aumento do dano de fadiga. A representação matemática utilizada no programa é por meio da função sigmoidal exposta na Equação (3.10).

$$MR = MR_{MÍN} + \frac{MR_{MÁX} - MR_{MÍN}}{1 + e^{-4+14D_i}} \quad (3.10)$$

Em que:

D_i = Dano por fadiga.

Tratando-se do comportamento específico do material frente a danificação por fadiga, o modelo de dano por fadiga considerado no programa MeDiNa é em função da relação (%RF) entre a tensão de tração na fibra inferior da camada cimentada e a resistência à RTCD do material aos 28 dias (BRASIL, 2020). A Equação (3.11) exhibe o formato matemático empregado pelo programa para avaliar o trincamento por fadiga do material. Os resultados das constantes k_1 e k_2 são oriundos do ensaio de fadiga por compressão diametral em materiais estabilizados quimicamente, em

conformidade com a normativa DNIT 434/2021 – ME, conforme detalhado previamente no item 3.3.5.4.

$$N_{fad} = 10^{(k_1 + k_2 * \%RF)} \quad (3.11)$$

Em que:

N_{fad} = Número de ciclos de carregamento;

K_1 e K_2 = Parâmetros experimentais;

$\%RF$ = Razão entre tensão de tração aplicada (σ_t) e a resistência à tração à ruptura estática do material (σ_r), ambas em MPa.

Além dos modelos de fadiga, o sistema de cálculo do MeDiNa faz outras duas checagens para aprovar a utilização de camadas cimentadas. A primeira delas refere-se à verificação comparativa entre o dano de fadiga obtido entre dois períodos de análise consecutivos. Quando o módulo de resiliência decai mais do que 25% do valor em apenas um período (1 mês), o programa, ao analisar o pavimento, emite um alerta informando que o módulo decaiu rapidamente. A segunda checagem é feita a partir da deflexão da camada posicionada abaixo da camada cimentada. Neste caso, quando a camada estimar uma deflexão teórica maior do que 70×10^{-2} mm, o sistema de dimensionamento emitirá um alerta informando que a estrutura precisa ser revista (BRASIL, 2020).

O protocolo demandado pelo programa foi seguido integralmente pelo presente trabalho para as quatro misturas cimentadas utilizadas na análise mecanicista (SJ(3,5), SJ(5,5), DP(3,5) e DP(5,5)). Desse modo, foram inseridos no sistema MeDiNa os quatro materiais com as suas características básicas e parâmetros de rigidez e danificação. A Figura 3.20 exibe as propriedades da camada com os quatro materiais desta pesquisa, inseridos no programa com o padrão MeDiNa.

Deve-se ressaltar que, na literatura nacional, são escassos os relatos de avaliação mecanicista de materiais estabilizados quimicamente com o protocolo completo de caracterização exposto na Figura 3.20. Usualmente, os materiais cimentados são analisados em plataformas mecanicistas sem informações referentes a curva de fadiga do material.

Figura 3.20 - Configuração dos parâmetros de cada mistura no software MeDiNa.

BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO (BGTC)		BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO (BGTC)	
Material	SJ (3,5) 28d	Material	DP (3,5) 28d
Parâmetros		Parâmetros	
Espessura (cm)		Espessura (cm)	
Coefficiente de Poisson	0,25	Coefficiente de Poisson	0,25
Contato	Não Aderido	Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)		Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Sigmoidal	Modelo Constituinte	Sigmoidal
Ei (MPa)	18750	Ei (MPa)	13634
Ef (MPa)	200	Ef (MPa)	200
Constante A:	-4,000	Constante A:	-4,000
Constante B:	14,000	Constante B:	14,000
Características		Características	
Descrição do Material	SJ (3,5) 28d	Descrição do Material	DP (3,5) 28d
Teor ótimo de cimento	3,5%	Teor ótimo de cimento	3,5%
Resistência à tração (MPa)	0,57	Resistência à tração (MPa)	0,41
Massa específica (g/cm³)	2,545	Massa específica (g/cm³)	2,227
Umidade Ótima (%)	6,9	Umidade Ótima (%)	8,5
Energia Compactação	Modificada	Energia Compactação	modificada
Norma ou Especificação	-	Norma ou Especificação	-
Fadiga BGTC		Fadiga BGTC	
Modelo:	$10^{(k_1 + \%RF \cdot k_2)}$	Modelo:	$10^{(k_1 + \%RF \cdot k_2)}$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	27,594	Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	21,702
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-47,806	Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-38,637
BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO (BGTC)		BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO (BGTC)	
Material	SJ (5,5) 28d	Material	DP(5,5) 28d
Parâmetros		Parâmetros	
Espessura (cm)		Espessura (cm)	
Coefficiente de Poisson	0,25	Coefficiente de Poisson	0,25
Contato	Não Aderido	Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)		Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Sigmoidal	Modelo Constituinte	Sigmoidal
Ei (MPa)	24731	Ei (MPa)	19990
Ef (MPa)	200	Ef (MPa)	200
Constante A:	-4,000	Constante A:	-4,000
Constante B:	14,000	Constante B:	14,000
Características		Características	
Descrição do Material	SJ(5,5) 28d	Descrição do Material	DP(5,5) 28d
Teor ótimo de cimento	5,5%	Teor ótimo de cimento	5,5%
Resistência à tração (MPa)	0,95	Resistência à tração (MPa)	0,80
Massa específica (g/cm³)	2,53	Massa específica (g/cm³)	2,23
Umidade Ótima (%)	7,1	Umidade Ótima (%)	7,75
Energia Compactação	Modificada	Energia Compactação	Modificada
Norma ou Especificação	-	Norma ou Especificação	-
Fadiga BGTC		Fadiga BGTC	
Modelo:	$10^{(k_1 + \%RF \cdot k_2)}$	Modelo:	$10^{(k_1 + \%RF \cdot k_2)}$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	32,185	Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	23,258
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-42,068	Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-27,534

Desde 2014, mediante Nota Técnica 123/2014 – DNIT/DPP, acórdão 1994/2013-TCU-Plenário – exige-se o uso de métodos mecanicistas/estruturais aplicados ao cálculo de pavimentos rodoviários, para tráfego superior a 5×10^7 repetições de um eixo padrão. Para tráfegos nesta magnitude, as misturas

estabilizadas são frequentemente cogitadas para avaliação em projeto ou efetiva aplicação em pista; todavia, relatos de Bueno e Santos (2021) destacam que as técnicas mecanicistas que atendem a esta exigência feita pela Nota Técnica 123/2014 são baseadas na mecânica clássica dos pavimentos, atentando-se apenas para os valores de rigidez dos materiais e as deformações de tração geradas no revestimento asfáltico, sem observar as propriedades de danificação.

Nos critérios clássicos da mecânica dos pavimentos considerando somente as tensões, deformações e deslocamentos dos pavimentos, as estruturas avaliadas são investigadas mecanicamente com observações direcionadas apenas às deformações principais de tração geradas no revestimento asfáltico (independente da base ser puramente granular ou estabilizada quimicamente).

Neste modo de avaliação, costuma-se considerar apenas os parâmetros de rigidez dos materiais, sem atentar para as condições de danificação, de forma a ignorar a possibilidade de ocorrência de fadiga na base cimentada, apenas avaliando a rigidez da camada. Tais ações resultam em interpretações relativamente rasas, que direcionam o projeto para materiais rígidos, que geram menores deformações principais de tração no revestimento.

Não é a intenção do presente trabalho desmerecer as análises mecanicistas feitas pela prática de projetos rodoviários, mas sim salutar a intenção do programa MeDiNa em direcionar também a avaliação das misturas estabilizadas quimicamente para os parâmetros de danificação, mediante incorporação da curva de fadiga do material na rotina de cálculo. No item 4.6, que tratará dos resultados desta análise, alguns comentários serão feitos acerca do formato de avaliação utilizado pelo programa, sem a existência de uma função de transferência laboratório-campo para estes materiais. Todavia, entende-se que o protocolo traçado em Brasil (2020) está no caminho correto.

Dando continuidade ao formato metodológico adotado nesta análise mecanicista, optou-se por trabalhar com dois tráfegos típicos (Tráfego 1 – 1×10^7 e Trafego 2 - 5×10^7), descritos por Ceratti *et al.* (2015) como “Alto volume de tráfego: $10^7 < N \leq 5 \times 10^7$ ” e “Muito pesado volume de tráfego: $N \geq 5 \times 10^7$ ”. Nenhuma taxa de crescimento foi atribuída ao tráfego ao longo do tempo. A opção por trabalhar com volumes desta magnitude consiste na aplicação prática dos materiais cimentados em estruturas de pavimento, uma vez que o alto valor agregado na aquisição do aglutinante (cimento) inviabilizaria a utilização destas camadas em estruturas

submetidas a tráfego moderado e baixo. As análises foram conduzidas considerando o sistema viário “Arterial Primário”, com nível de confiabilidade de 85%.

Inicialmente, procurou-se definir uma estrutura típica de referência, classificada como “Flexível”, que atendesse a cada um dos 2 níveis de tráfego avaliados neste estudo. Destaca-se novamente que apenas foram observados os critérios de trincamento por fadiga.

Para os níveis de tráfego em estudo, de acordo com Brasil (2020), é necessária a utilização de misturas asfálticas Classe 4 como material de revestimento. Deste modo, utilizou-se da mistura asfáltica Classe 4 presente na base de dados do MeDiNa para revestir as estruturas analisadas neste trabalho. Suas características estão expostas na Figura 3.21.

Figura 3.21 - Características da mistura asfáltica utilizada nas análises.

CONCRETO ASFÁLTICO	
Material	Classe 4
Parâmetros	
Espessura (cm)	
Coefficiente de Poisson	0,30
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	10492
Características	
Tipo de CAP	...
Massa específica (g/cm ³)	2,4
Norma ou Especificação	DNIT ES 31
Comentários	Este material deve ser obtido em laboratório
Curva de Fadiga	
Modelo:	$k_1 \cdot (et)^{k_2}$
Coefficiente de Regressão (k1):	1,91e-5
Coefficiente de Regressão (k2):	-1,9
Classe de Fadiga:	4
FFM (100µ a 250µ):	1,00

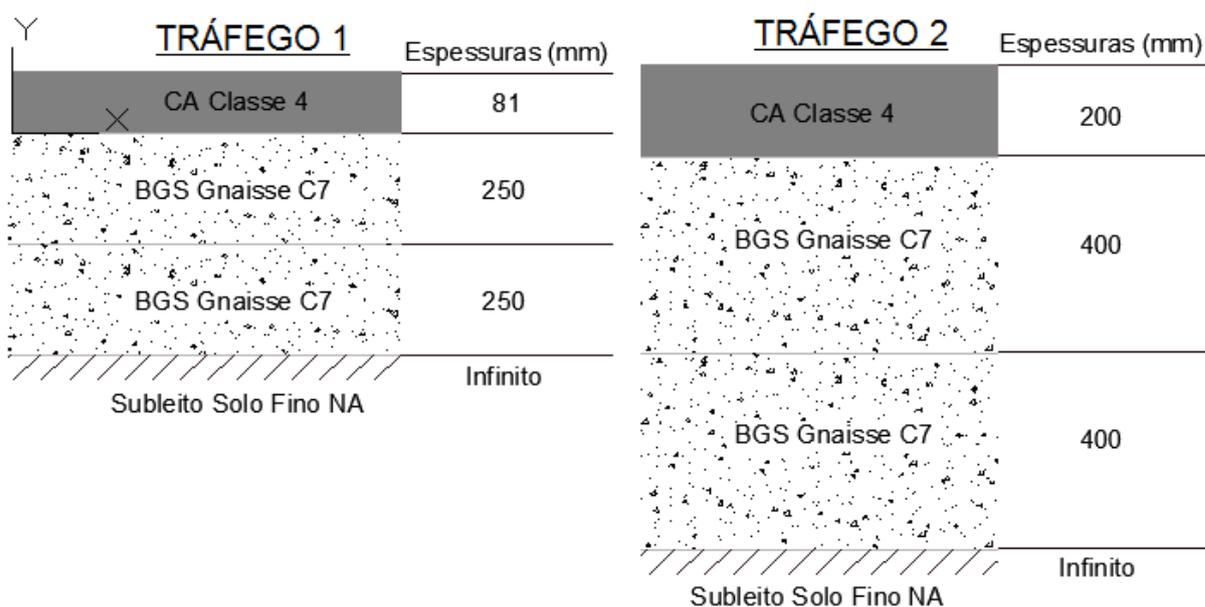
Para compor o restante do conjunto estrutural, optou-se por trabalhar com materiais constituintes da base de dados do programa. Utilizou da “Brita Graduada Gnaiss C7” para compor as camadas de base e sub-base granular e subleito de “Solo Fino NA” para representar a fundação do pavimento. A Figura 3.22 exibe as características destes materiais, presentes na base de dados do MeDiNa.

Figura 3.22 - Características da BGS e do solo utilizados nas análises.

MATERIAL GRANULAR		SUBLEITO	
Material	Brita Graduada - Gnaisse C7	Material	Solo Fino NA
Parâmetros		Parâmetros	
Espessura (cm)		Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,35	Coefficiente de Poisson	0,45
Contato	Não Aderido	Contato	-
Módulo (MPa)		Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear	Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Módulo (MPa)	350	Coefficiente de Regressão (k1):	784,88
Características		Coefficiente de Regressão (k2):	0,340
Descrição do Material	Brita Graduada	Coefficiente de Regressão (k3):	0,000
Massa específica (g/cm³)	2,244	Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
Umidade Ótima (%)	5,7	Características	
Energia Compactação	Modificada	Descrição do Material	Areia Fina de Campo Azul - MG
Abrasão Los Angeles (%)	43,0	Grupo MCT	NA
Norma ou Especificação	DNIT ES 141	MCT - Coeficiente c'	0,25
Deformação Permanente		MCT - Índice e'	1,67
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$	Massa específica (g/cm³)	1,820
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,0775	Umidade Ótima (%)	10,0
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-0,2304	Energia Compactação	Internominal
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	1,1428	Norma ou Especificação	DNIT ES 137
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,0857	Deformação Permanente	
		Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
		Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,097
		Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-1,600
		Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	1,900
		Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,063

Com os materiais definidos, foram dimensionadas duas estruturas flexíveis de referência, que atendessem as necessidades estruturais dos dois níveis de tráfego em estudo, tendo como objetivo resistir ao mecanismo de ruptura por fadiga ao longo da vida útil de projeto (10 anos). Os conjuntos estruturais resultantes do dimensionamento estão expostos na Figura 3.23.

Figura 3.23 - Resultado do Dimensionamento - Estruturas de referência.



Com os resultados dos dimensionamentos de pavimentos flexíveis, incorporados a este trabalho como estruturas de referência, objetivou-se verificar o efeito do emprego dos materiais cimentados avaliados neste trabalho em substituição às camadas de base e sub-base dos pavimentos de referência dimensionados com materiais puramente granulares, avaliando os seus efeitos na vida de fadiga do pavimento ao longo do período de projeto.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

No presente capítulo são abordados e discutidos os resultados da metodologia proposta. Inicialmente são apresentadas as curvas de compactação, seguidas pelos itens referentes aos Ensaio de Resistência, Ensaio de Rigidez e Ensaio de Fadiga. Dentro de cada um dos itens são apresentados os respectivos ensaios laboratoriais seguidos de análises de variância entre os resultados e os parâmetros propostos, e por fim, apresentam-se conclusões parciais dos referidos itens.

Após apresentação e análise do desempenho de resistência, rigidez e fadiga das misturas propostas na pesquisa, adiciona-se o item Correlação entre os ensaios laboratoriais de forma a avaliar o desempenho frente dados de misturas BGTC identificadas na literatura. Por fim, propõe-se uma análise mecanicista, demonstrando os resultados encontrados laboratorialmente em situações de campo.

4.1. COMPACTAÇÃO E POROSIMETRIA

As quatro misturas cimentadas foram submetidas ao procedimento de compactação *Proctor* modificado, de forma que a Figura 4.1 e Figura 4.2 exibem as curvas de compactação das referidas misturas, essas, apresentadas em função de sua jazida.

Figura 4.1 - Curvas de Compactação referente a Pedreira SJ

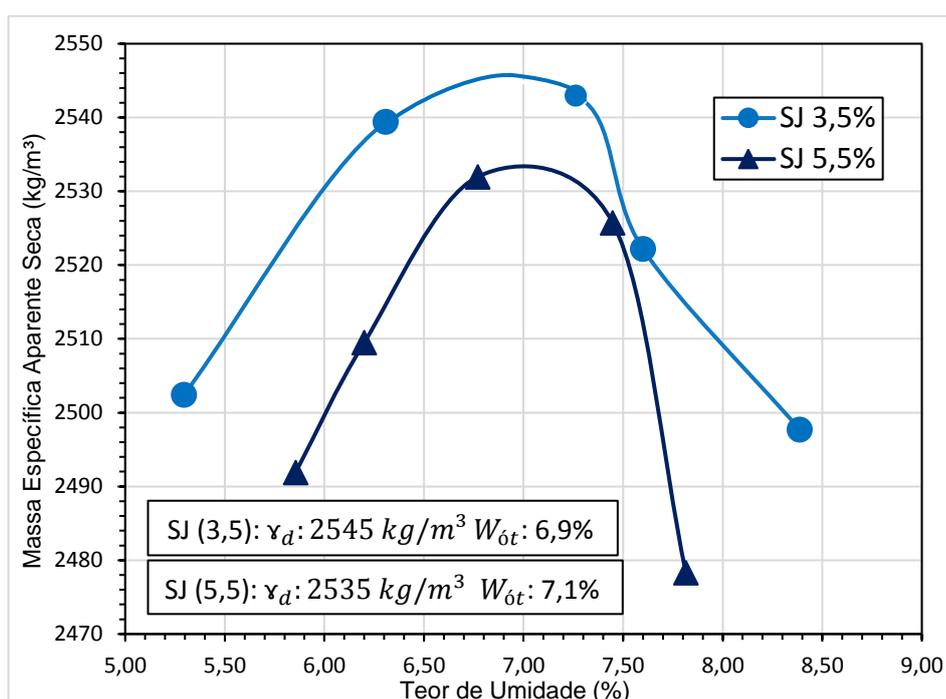
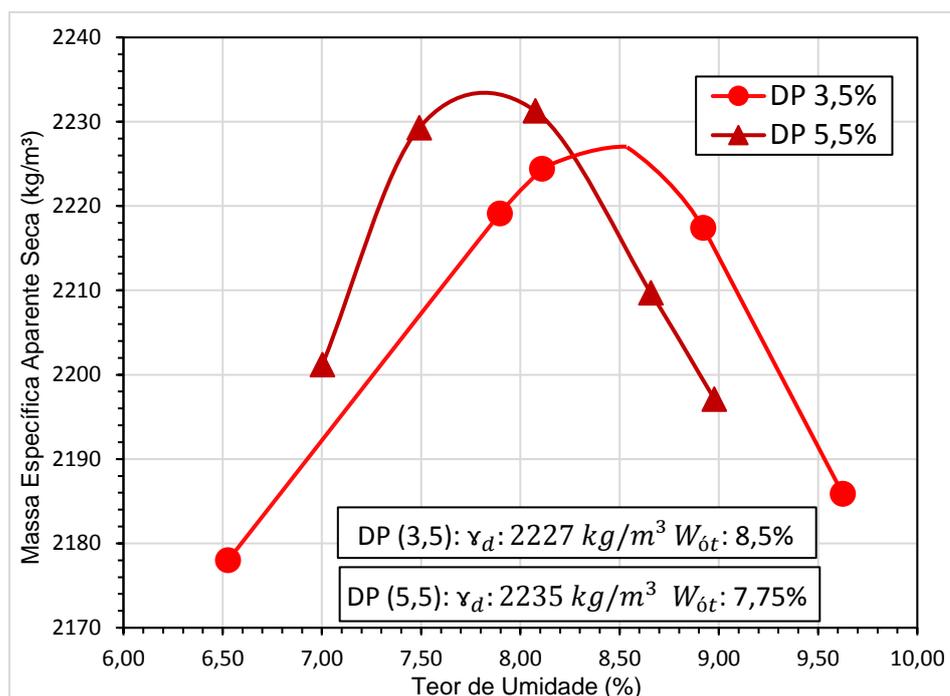


Figura 4.2 - Curvas de Compactação referente a Pedreira DP

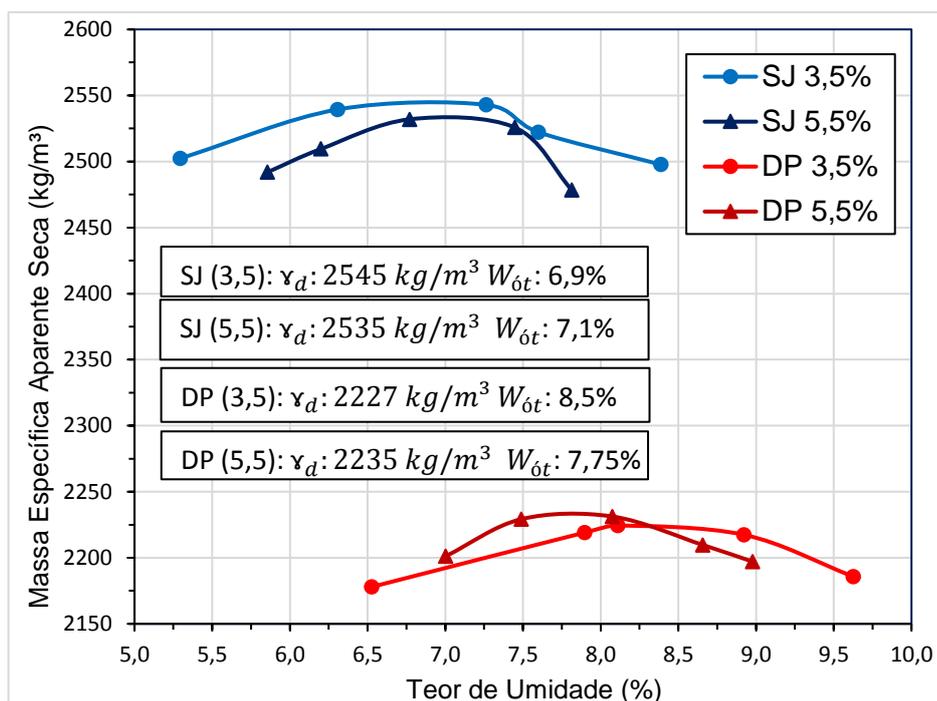


Em análise às curvas de compactação, identifica-se que cada agregado apresenta um comportamento distinto, de forma que com o incremento no teor de cimento em 2%, a pedreira SJ exibiu uma leve redução na massa específica seca máxima e um aumento no teor de umidade ($\approx 0,2\%$). Esse comportamento também foi identificado em demais literaturas, como por exemplo Yeo *et al.*, (2011a); Aranha (2013), Arteris (2015) e Prado *et al.* (2020).

Em contrapartida, o comportamento exibido por DP tende a ser atípico, de forma que o aumento no teor de cimento promoveu leve aumento na massa específica seca máxima da mistura em adição à uma considerável redução da umidade ótima. Tal comportamento atípico também foi identificado nas curvas de compactação de Britas Graduadas Simples de Sagrilo (2020), que ao empregar o mesmo material rochoso sob diferentes distribuições granulométricas, obteve curvas de compactação de forma que a detentora de maior teor de finos exibiu menor teor de umidade.

A Figura 4.3 exibe de forma comparativa as curvas de compactação das quatro misturas cimentadas.

Figura 4.3 - Imagem resumo das curvas de compactação.



Em termos numéricos, é possível identificar que o aumento do teor de cimento não exibiu tamanha alteração na massa específica aparente seca máxima para o mesmo tipo rochoso, de forma que as misturas com a rocha SJ obtiveram densidades de 2,545 g/cm³ (SJ(3,5)) e 2,535 g/cm³ (SJ(5,5)) e as misturas com a rocha DP obtiveram densidades de 2,227 g/cm³ (DP(3,5)) e 2,235 g/cm³ (DP(5,5)). Todavia, identifica-se que a maior densidade por parte da rocha SJ – Basalto (2,87 g/cm³) refletiu na densidade final das misturas cimentadas SJ(3,5) e SJ(5,5) se comparado à rocha DP – Riodacito (2,50 g/cm³), exibindo misturas que tendem a apresentar melhor desempenho mecânico, em função de suas maiores densidades.

Com relação ao teor de umidade, as misturas cimentadas também exibiram o comportamento em função de seu material rochoso, de forma que as misturas SJ(3,5) e SJ(5,5) obtiveram teores de umidade inferiores à DP(3,5) e DP(5,5), uma vez que basalto possui absorção na ordem de 1,2% enquanto o riodacito possui absorção na ordem de 2,3%.

Tendo consciência da importância dos parâmetros de umidade para o correto desempenho mecânico das BGTC, em adição a disparidade de resultados e maior dificuldade de manipulação em relação às misturas compostas pela rocha DP, optou-se por realizar um ensaio capaz de mensurar de forma direta o parâmetro de

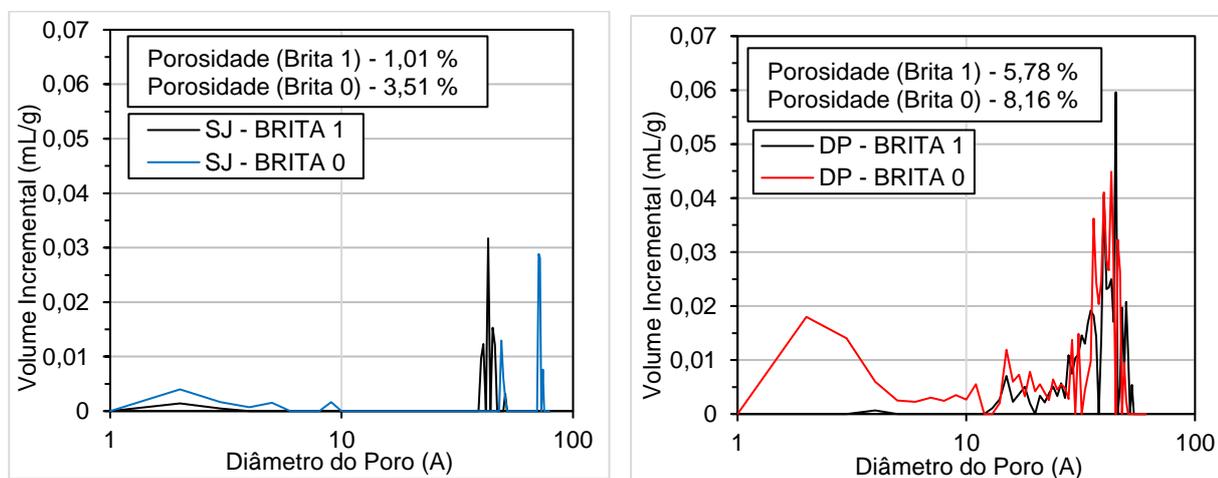
porosidade, uma vez que o ensaio de absorção exibe metodologia significativamente empírica.

Para tal, procedeu-se com o ensaio de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio em amostras cúbicas e virgens de 1 cm de aresta realizado pelo Laboratório de Tecnologias Verdes (GREENTEC) da Escola de Química da UFRJ utilizando o Porosímetro de Mercúrio Modelo Autopore IV 9500 V1.09 Serial: 1004.

Esse procedimento é um dos métodos mais tradicionais na determinação da distribuição de tamanho de poros abertos e de porosidade aparente. Neste método, o mercúrio é injetado na amostra e a pressão é aumentada durante o processo medindo-se simultaneamente o volume de mercúrio introduzido.

A Figura 4.4 exibe os resultados de porosidade das diferentes frações de rocha através da aplicação de pressão em amostras imersas em mercúrio. Identifica-se que de fato, a rocha DP exibiu maior percolação de volume de mercúrio, em especial à Brita 0, corroborando aos resultados obtidos no ensaio de absorção e, portanto, ostentando maiores valores de porosidade por parte da rocha.

Figura 4.4 - Resultados dos ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio.



4.2. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

A seguir são apresentados os resultados dos experimentos laboratoriais referentes às propriedades de resistência das BGTC seguidos por comentários e discussões acerca dos mesmos. Os ensaios estão apresentados no seguinte ordenamento: Resistência à Compressão Simples, Resistência à Tração na Flexão e

Resistência à Tração por Compressão Diametral, Índice de Tenacidade, Energia de Fratura e por fim, apresenta-se conclusões parciais das análises de resistência.

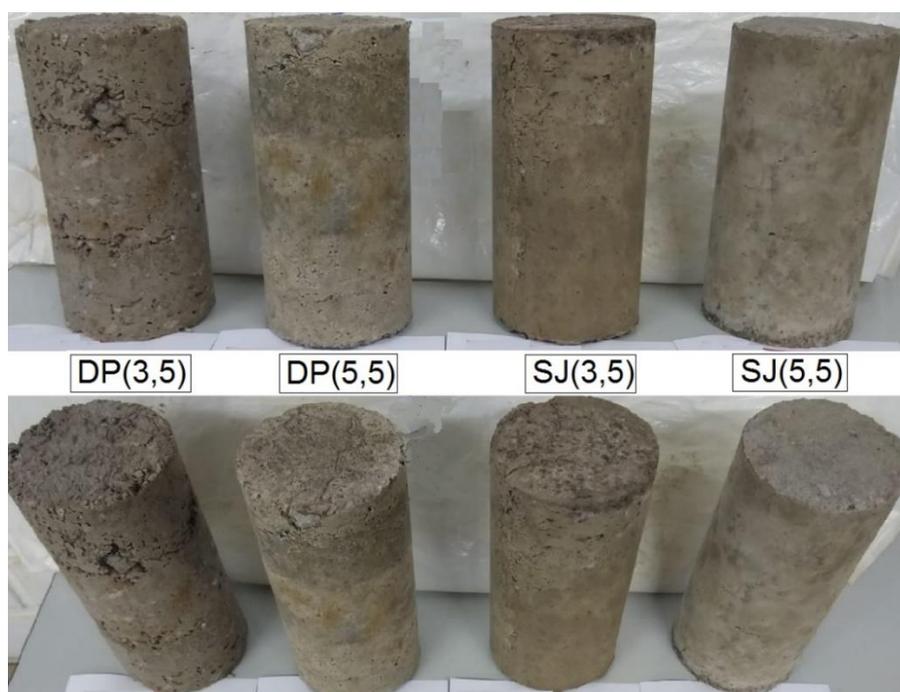
Ao final de cada ensaio laboratorial, exibe-se uma Análise de Variância dos referidos resultados em relação aos parâmetros de interesse (Teor de Cimento, Idade de Cura e Tipo de Rocha).

Em detrimento da elevada heterogeneidade nos resultados laboratoriais de BGTC e com a finalidade de garantir a correta determinação das resistências das diferentes misturas, preferiu-se os ensaios com a adoção de alto número amostral de CP (i.e., 8 amostras) de forma a manter o coeficiente de variação $\leq 10\%$, garantindo correta reprodutibilidade nas amostras e em suas resistências.

4.2.1. Resistência à Compressão Simples

A Figura 4.5 ilustra o aspecto visual das misturas pré capeamento. Identifica-se que a amostra DP(3,5) exibe maior heterogeneidade após o processo de compactação das camadas, de forma a ostentar maior porosidade/índice de vazios na matriz compactada sob aspecto visual. Todavia, tal fato não ocorreu em todas as amostras cilíndricas da referida mistura, muito embora tenha sido o material mais difícil para se trabalhar e, por vezes, com maior número de unidades expurgadas no processo de obtenção das resistências finais.

Figura 4.5 - Aspecto visual das diferentes misturas pré capeamento.



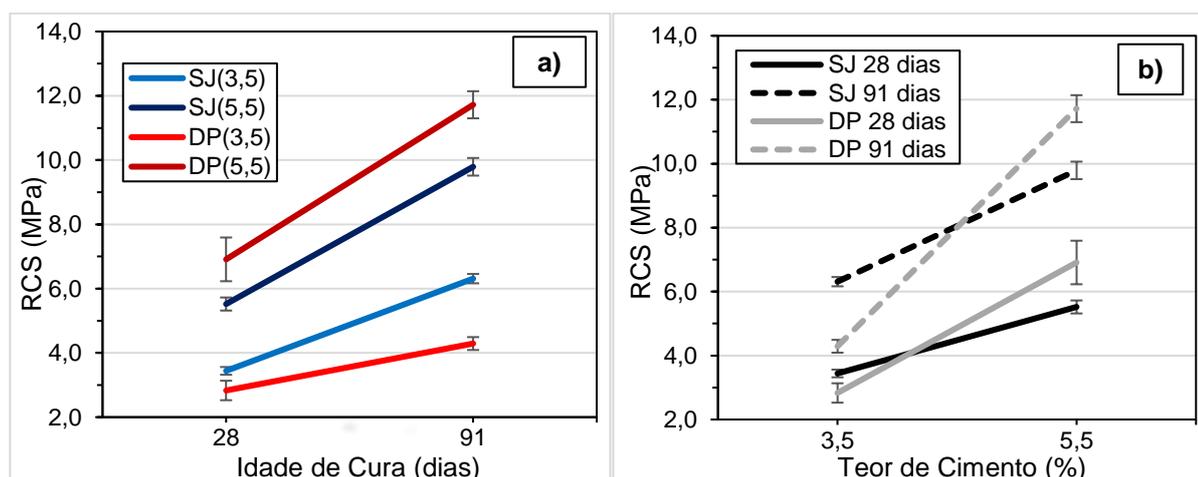
A Tabela 4.1 e Figura 4.6 apresentam os valores de RCS das diferentes misturas em função de seu teor de cimento e idade de cura. A média final da RCS foi obtida mediante confecção de 8 corpos de prova para cada mistura e para cada idade de cura, de forma que alguns dados foram expurgados quando considerados *outliers*. Para efeito de curiosidade, informações de umidade de moldagem, grau de compactação, dimensões das amostras, resistências discriminadas e unidades expurgadas encontram-se nas planilhas no Apêndice B.

Tabela 4.1 - Resistências à Compressão Simples das diferentes misturas.

Mistura	γ_d (g/cm ³)	Idade Cura (dias)	RCS Média (MPa)**	DP (MPa)	CV (%)
SJ (3,5)	2,54	28	3,44	0,120	3,50
		91	6,31	0,145	2,30
SJ (5,5)	2,53	28	5,52	0,203	3,68
		91	9,79	0,274	2,80
DP (3,5)	2,22	28	2,83	0,303	10,72
		91	4,29	0,201	4,68
DP (5,5)	2,23	28	6,91	0,681	9,85
		91	11,72	0,422	3,60

** Média obtida mediante ensaio em 8 corpos de prova.

Figura 4.6 - RCS média das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.



Conforme identificado numericamente na Tabela 4.1 e representado graficamente na Figura 4.6a), todas as misturas exibiram mesma tendência de comportamento, de forma que houve ganho de resistência com o aumento da idade de cura, bem como aumento da resistência mediante incremento no teor de cimento,

exibindo comportamento similar a White & Gnanendran (2005), Yeo *et al.* (2011) e Lv *et al.* (2019).

A mistura DP(3,5) classificou-se como a mistura detentora das menores RCS para ambas idade de cura seguida de SJ(3,5) e SJ(5,5), de forma que a mistura DP(5,5) exibiu os maiores valores de resistência, mesmo sendo a mistura com a menor massa específica seca máxima (2,22 g/cm³).

A Figura 4.6b) exhibe uma análise de ganho de resistência em função do teor de cimento, de modo que os dados que compõem a imagem são intersecções de duas misturas de uma mesma rocha para uma dada idade de cura. Por exemplo, os dados que compõem a curva SJ_{28 DIAS} são referentes a SJ(3,5) para o teor de cimento de 3,5% e SJ(5,5) para o teor de cimento de 5,5%, ambas com 28 dias de cura. É válido recordar que as misturas compostas por diferentes teores de cimento (i.e., 3,5% e 5,5%) exibem leve variação no balanço volumétrico, fazendo com que as misturas com teor de 5,5% sejam levemente mais finas, fato esse que pode vir a interferir positivamente no desempenho mecânico das misturas.

Com relação às resistências médias mínimas admissíveis à Compressão Simples exigidas pelas normativas brasileiras, as normas NBR 12261/2013 e NBR 11803/2013 classificam uma mistura BGTC como detentora de resistências iniciais entre $3,5 \text{ MPa} \leq \text{RCS}_{(7 \text{ DIAS})} \leq 8,0 \text{ MPa}$ sob energia intermediária, em contrapartida, a norma estadual para bases tratadas com cimento do DAER-ES 11/91 sugere resistência de $\text{RCS}_{(7 \text{ DIAS})} \geq 5,0 \text{ MPa}$ sob energia modificada. Ambas utilizam moldes cilíndricos de 150 mm x 300 mm e não validam o tipo de cimento utilizado.

Muito embora não foram proferidos ensaios aos 7 dias de cura, se verificado os valores normativos frente às misturas, possivelmente apenas as misturas com teores de cimento de 5,5% teriam possibilidade de exibir tais resistências mínimas aos 7 dias de cura.

A Tabela 4.2 exhibe a taxa de aumento da RCS em função da idade de cura das diferentes misturas. Identifica-se que com o aumento da idade de cura, todas as misturas exibiram elevado ganho de resistência, fato esse relativamente esperado por se tratar da utilização de cimento pozolânico CP IV.

Ademais, a Tabela 4.3 apresenta a taxa de aumento da RCS em função do incremento do teor de cimento. Destaca-se o elevado ganho de resistência na ordem de 144,2% e 173,2% de DP_{28 DIAS} e DP_{91 DIAS}, respectivamente. Esse ganho se torna

tão pronunciado uma vez que DP(3,5) é a mistura detentora das menores resistências e DP(5,5) é a mistura com o melhor desempenho axial.

Tabela 4.2 - Taxa de aumento da RCS variando idade de cura de 28 para 91 dias.

Taxa de Crescimento da RCS (%)			
SJ (3,5)	SJ (5,5)	DP (3,5)	DP (5,5)
83,4	77,3	51,6	69,9

Tabela 4.3 - Taxa de aumento da RCS variando teor de cimento de 3,5% para 5,5%.

Taxa de Crescimento da RCS (%)			
SJ 28 dias	SJ 91 dias	DP 28 dias	DP 91 dias
60,5	55,2	144,2	173,2

Na tentativa de elucidar e de justificar tais diferenças no desempenho mecânico das BGTC, cita-se Caputo (1996) o qual relata que para identificar as propriedades de um dado material é imprescindível a verificação dos índices de porosidade e teor volumétrico de cimento, uma vez que suas propriedades dependem dos seus constituintes e das proporções relativas entre eles.

Como definido por Larnach (1960), a relação vazios/cimento (razão entre o volume total de vazios de um CP e o volume total de cimento) apresenta uma correlação satisfatória com os valores obtidos nos ensaios de resistências. Foppa (2005) corrobora ao notar que a RCS pode ser avaliada com excelente grau de precisão através da relação vazios/cimento, entretanto, o autor sugere uma forma mais elegante de expressão: a relação através da porosidade (η) expressa em porcentagem, e teor volumétrico de cimento, expressa em porcentagem do volume de cimento total ($C_{\%}$), ou seja, $\eta/C_{\%}$.

Em adição, ao se analisar o desempenho mecânico de misturas cimentadas (solo-cimento) com diferentes teores de cimento (para um dado agregado e uma dada curva granulométrica) sob a perspectiva do parâmetro de porosidade, Foppa (2005) cita que a análise comparativa é melhor identificada ao se manter a mesma umidade de moldagem entre os diferentes teores de cimento, uma vez que nem sempre a mistura com maior densidade, portanto moldada na umidade ótima, é aquela que detém maior RCS.

Todavia o autor tende a subestimar o desempenho das diferentes misturas cimentadas ao fixar uma única umidade para misturas que exibem teor de cimento de 2% a 12%, de forma que algumas possam exibir ausência de água na composição e tal fato possa refletir na resistência. De forma análoga, o autor também tende a subestimar a RCS das misturas solo-cimento ao fixar uma única densidade para misturas que possuem teores de cimento de 2% a 12%, de tal forma que algumas dessas misturas possam exibir densidades maiores e assim, não exibem o desempenho máximo de tal material.

Diversas pesquisas desenvolveram metodologias para a dosagem de misturas cimentadas (Foppa (2005), Consoli *et al.* (2011, 2012b, 2012c, 2016, 2017) e Rios *et al.* (2013), Rodrigues (2018)) comprovando a existência de uma relação unívoca entre o teor de agente cimentante e a porosidade presente em misturas de diferentes tipos de solos ou agregados.

Assim, a presente pesquisa visa utilizar tais índices de análise ($\eta/C\%$) mediante confecção das BGTC sob desempenho máximo, ou seja, moldadas nas umidades ótimas e densidades máximas. As expressões utilizadas são apresentadas na Equação (4.1) e Equação (4.2).

$$\eta = 100 - \frac{100 \left\{ \left(\frac{(\gamma_d V) \left(\frac{100-c}{100} \right) \left(\frac{B1}{100} \right)}{\gamma_{s_{B1}}} \right) + \left(\frac{(\gamma_d V) \left(\frac{100-c}{100} \right) \left(\frac{B0}{100} \right)}{\gamma_{s_{B0}}} \right) + \left(\frac{(\gamma_d V) \left(\frac{100-c}{100} \right) \left(\frac{PÓ}{100} \right)}{\gamma_{s_{PÓ}}} \right) + \left(\frac{(\gamma_d V) \left(\frac{100-c}{100} \right)}{\gamma_{s_C}} \right) \right\}}{V} \quad (4.1)$$

Em que:

η = Porosidade (%);

γ_d = Massa específica aparente seca da mistura, (g/cm³);

$\gamma_{s_{B1}}$ = Massa específica aparente seca do agregado da Brita 1, (g/cm³);

$\gamma_{s_{B0}}$ = Massa específica aparente seca do agregado da Brita 0, (g/cm³);

$\gamma_{s_{pó}}$ = Massa específica aparente seca do agregado da pilho pó, (g/cm³);

γ_{s_C} = Massa específica aparente seca do cimento, (g/cm³);

V = Volume do corpo de prova, (cm³);

C = Teor de cimento, (%);

$B1$ = Relação de porcentagem de B1 utilizada, (%);

$B0$ = Relação de porcentagem de B0 utilizada, (%);

$PÓ$ = Relação de porcentagem de pó utilizada, (%);

$$C_{\%} = 100 \frac{V_C}{V} = 100 \frac{\left(\frac{M_{CP}}{1 + \frac{W}{100}} \right) \left(\frac{C}{100} \right)}{\gamma_{s_c} V} \quad (4.2)$$

Em que:

$C_{\%}$ = Teor volumétrico de cimento (%);

V_C = Volume de cimento (cm³);

V = Volume do corpo de prova (cm³);

M_{CP} = Massa do corpo de prova (g);

W = Teor de umidade do corpo de prova (%);

C = Teor de cimento (%);

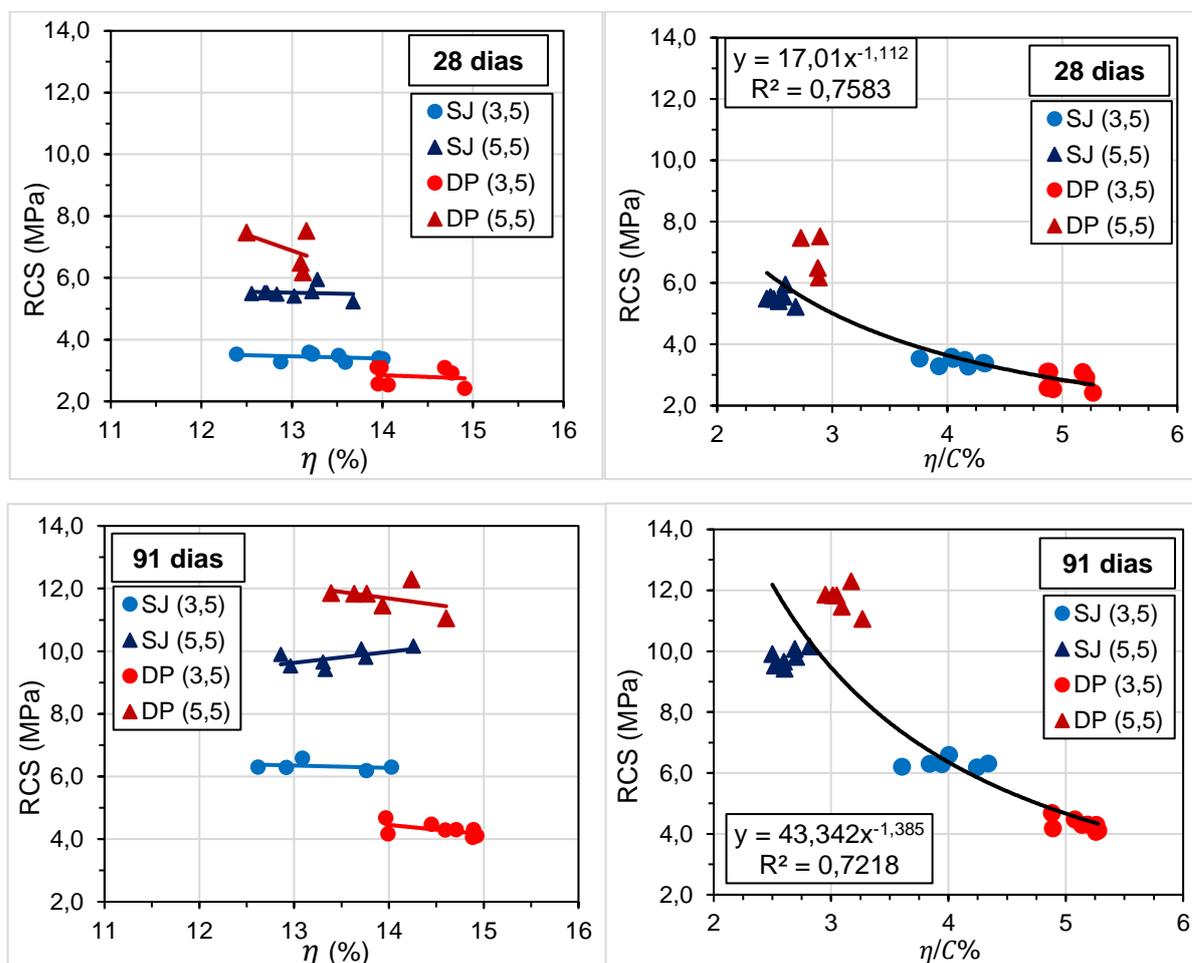
γ_{s_c} = Massa específica aparente seca do cimento (g/cm³).

É imprescindível ressaltar, que os parâmetros de porosidade e teor volumétrico de cimento ($C_{\%}$) são constantemente empregados em pesquisas que utilizam material reciclado em sua composição, de forma que tais parâmetros são significativamente eficientes em metodologias que englobam diferentes energias de compactação, umidades de moldagem, bem como, expressivas modificações granulométricas. Assim, tais parâmetros se tornam indicadores de desempenho que auxiliam na adoção da mistura detentora do melhor desempenho mecânico.

Todavia, a presente pesquisa visa utilizar o parâmetro de porosidade na tentativa de avaliar a homogeneidade em função do acomodamento volumétrico das misturas moldadas em umidade ótima com energia de compactação *proctor* modificada sob forma de vazios entre as diferentes amostras, e não utilizar tais parâmetros para desenvolver uma tendência comportamental para cada mistura.

Apresenta-se na Figura 4.7 a representação gráfica da relação entre a RCS em função da porosidade e do índice “ $\eta/C_{\%}$ ”. Tais parâmetros serão utilizados nos demais ensaios de resistência e rigidez apresentados no decorrer do presente trabalho.

Figura 4.7 – Variação da RCS em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.



É possível identificar que em termos de porosidade da matriz compactada, a mistura DP(3,5) que exibiu menores valores de RCS também ostentou maiores teores de porosidade na composição de suas amostras, para ambas idades de cura. De forma análoga, as misturas com maiores teores de cimento DP(5,5) e SJ(5,5) apresentaram níveis de porosidade muito próximos entre si, possivelmente evidenciando que ambas possuem número de vazios muito similar, e que a utilização do parâmetro porosidade não seria a única justificativa para os diferentes desempenhos mecânicos.

Também é possível identificar que a adoção do critério de aceitação de moldagem para o Grau de Compactação $\pm 2\%$ refletiu na confecção de corpos de prova que apresentaram variação de porosidade em torno de 1,5% no conjunto de amostras de uma mesma mistura, sendo considerável uma variação satisfatória em função dos baixos coeficiente de variação apresentados na Tabela 4.1. Em termos numéricos, as amostras exibiram relativamente baixa porosidade se comparados

aos dados de Rodrigues (2018), que utilizando energia de compactação *proctor* modificada e curva granulométrica distinta, exibiu misturas com porosidades na ordem de 20%.

O índice “ $\eta/C\%$ ” (porosidade/ teor volumétrico de cimento) se mostrou eficiente na avaliação da RCS, levando em consideração o nível de compactação/porosidade e cimentação das diferentes misturas, exibindo satisfatório ajuste estatístico e mantendo coerente relação entre as diferentes idades de cura. De forma análoga, tal índice também poderia ser representado em função do tipo de rocha.

4.2.1.1. *Análise de Variância dos Resultados de RCS*

Visando identificar o efeito da variação de cada parâmetro estudado no desempenho mecânico das diferentes misturas, foi utilizada a ferramenta estatística de análise de variância (ANOVA). O procedimento metodológico descrito a seguir, foi utilizado para análise de variância nos demais ensaios de resistência e rigidez das misturas BGTC, como verificado posteriormente nos demais itens.

Para o referido teste de análise, busca-se obter o valor do teste F ($F_{\text{OBSERVADO}}$), obtido pela relação da variância entre grupos e dentro de um determinado grupo. A determinação da significância dos fatores avaliados é realizada mediante comparação de $F_{\text{OBSERVADO}}$ com um valor limite de F ($F_{\text{CRÍTICO}}$), encontrado em tabelas estatísticas de acordo com o nível de significância adotado, graus de liberdade, número de grupos e observações (FIELD, 2005).

Com este tipo de análise estatística, também é possível avaliar o “valor P ” denominado como “probabilidade de significância”, definido para a presente pesquisa como 95%. Em estudos cujo nível de confiabilidade adotado seja de 95%, se o “valor P ” for maior ou igual ao nível de significância (5%, ou seja, $\alpha=0,05$), conclui-se que não é possível identificar a ocorrência de uma associação estatisticamente significativa entre os parâmetros avaliados.

De forma análoga, deve-se determinar o valor do teste F de Snedcor ($F_{\text{OBSERVADO}}$) por meio da Equação (4.3). Interpreta-se que, quando o valor do teste F de Snedcor ($F_{\text{OBSERVADO}}$) foi maior que o valor limite de F ($F_{\text{CRÍTICO}}$) – determinado por meio de tabelas de distribuição F, para um nível de significância de 5% – é

possível concluir a ocorrência de uma associação estatisticamente significativa entre os parâmetros avaliados.

Para determinação da Soma Quadrática entre grupos, basta efetuar a aplicação da Equação (4.4). Para obtenção da Soma Quadrática dentro dos grupos, realiza-se a aplicação da Equação (4.5). Já para o cálculo da Média Quadrática, entre grupos e dentro dos grupos, basta aplicar as Equações (4.6) e (4.7).

$$F_{OBSERVADO} = \frac{MQ_{EG}}{MQ_{DG}} \quad (4.3)$$

$$SQ_{EG} = n \sum_{j=1}^{gl} (\text{Média dentro do grupo} - \text{Média entre grupos})^2 \quad (4.4)$$

$$SQ_{DG} = \sum_{j=1}^{gl} (n_j - 1) * \text{Variância}_j \quad (4.5)$$

$$MQ_{EG} = \frac{SQ_{EG}}{gl} \quad (4.6)$$

$$MQ_{DG} = \frac{SQ_{DG}}{N - gl} \quad (4.7)$$

Em que:

$F_{OBSERVADO}$ = Valor do teste F de Snedcor;

MQ_{DG} = Média Quadrática dentro dos grupos;

MQ_{EG} = Média Quadrática entre grupos;

SQ_{DG} = Soma Quadrática dentro dos grupos;

SQ_{EG} = Soma Quadrática entre grupos;

gl = Graus de liberdade;

n_j = Número de dados no grupo “j”;

n = Quantidade total de dados;

Variância = Variância dentro dos grupos.

Três parâmetros foram adotados para modelar o fator de resposta ao desempenho mecânico representado pelos resultados de RCS, que são: Tipo de Rocha (Basalto e Riodacito), Teor de Cimento (3,5% e 5,5%) e Idade de Cura (28 e 91 dias). No momento da composição da análise, ao selecionar o grupo “Teor de

Cimento” foram inseridos todos os valores de RCS referentes às 4 misturas (com os dois tipos de agregados) para as duas idades de cura. De forma análoga, ao selecionar o grupo “Idade de Cura” foram inseridos os resultados de RCS das duas rochas com os dois teores de cimento, configurados para as idades de cura de 28 e 91 dias.

Na Tabela 4.4, Tabela 4.5 e Tabela 4.6 são apresentados os resultados da ANOVA em relação ao ensaio de RCS, para o nível de significância de 5% (confiabilidade= 95%).

Tabela 4.4 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	248,93	248,93	63,71	4,03	1,3E-10	Sim
DG	52	203,17	3,91				
Total	53	452,10					

Tabela 4.5 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	153,52	153,52	27,54	4,03	2,8E-06	Sim
DG	52	295,58	5,68				
Total	53	452,10					

Tabela 4.6 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	0,10	0,10	0,01	4,03	0,92	Não
DG	51	436,06	8,55				
Total	52	436,16					

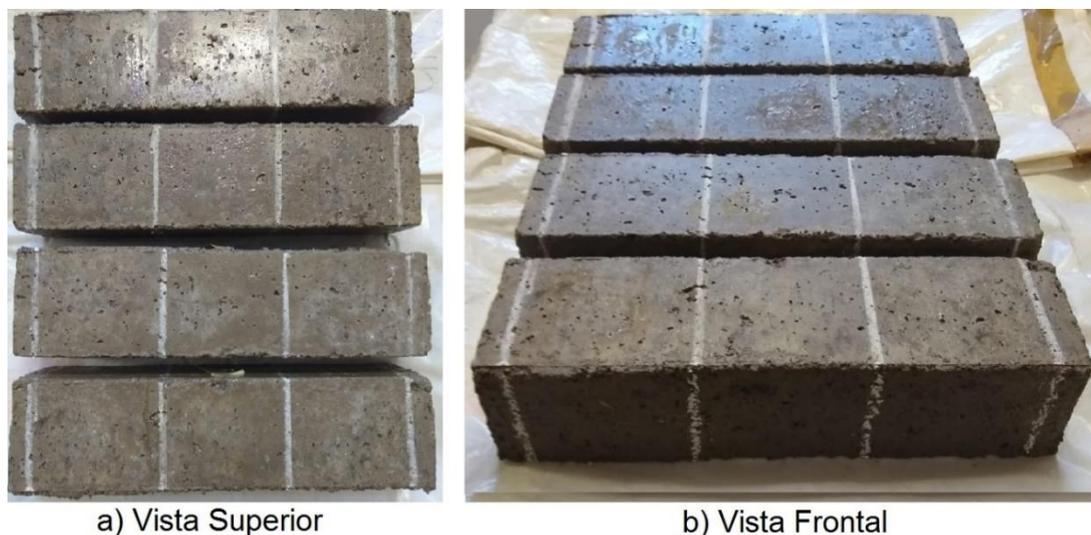
Identifica-se através das análises acima tabeladas, que não há associação significativa entre os resultados do ensaio de RCS com os diferentes tipos de rocha. Em contraponto, ambos os parâmetros Teor de Cimento e Idade de Cura exibiram associação significativa para o referido ensaio, de forma que o Teor de Cimento pode ser identificado como o fator de maior significância estatística, isto é, influente na Resistência à Compressão Simples, dado seu maior valor F_{OBSERVADO}.

4.2.2. Resistência à Tração na Flexão

A Figura 4.8 demonstra o aspecto visual de amostras prismáticas referentes à mistura SJ(3,5) sob vista frontal e superior, bem como, a Tabela 4.7 e Figura 4.9

apresentam os valores de Resistência à Tração na Flexão das diferentes misturas em função do teor de cimento e idade de cura.

Figura 4.8 - Aspecto visual das amostras prismática – mistura SJ(3,5).



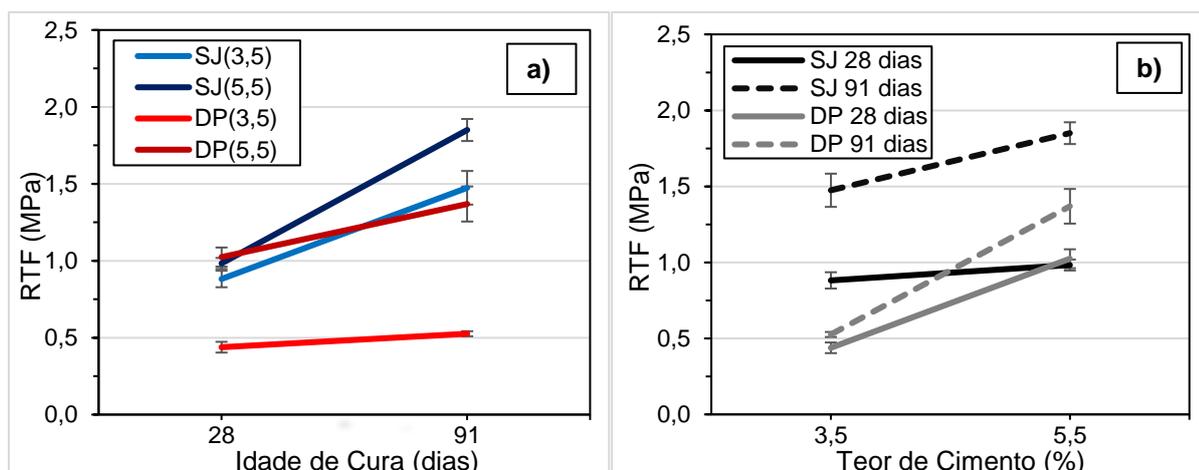
A média final da RTF foi obtida mediante confecção de 8 corpos de prova para cada mistura e para cada idade de cura, de forma que alguns dados foram expurgados quando considerados *outliers*. Para efeito de curiosidade, informações de umidade de moldagem, grau de compactação, dimensões das amostras, resistências discriminadas e unidades expurgadas encontram-se nas planilhas no Apêndice B.

Tabela 4.7 - Resistência à Tração na Flexão das diferentes misturas.

Mistura	γ_d (g/cm ³)	Idade Cura (dias)	RTF Média (MPa)**	DP (MPa)	CV (%)
SJ (3,5)	2,54	28	0,88	0,054	6,08
		91	1,47	0,109	7,42
SJ (5,5)	2,53	28	0,98	0,036	3,65
		91	1,85	0,072	3,87
DP (3,5)	2,22	28	0,44	0,035	7,99
		91	0,53	0,017	3,14
DP (5,5)	2,23	28	1,02	0,062	6,06
		91	1,37	0,114	8,32

** Média obtida mediante ensaio em 8 corpos de prova.

Figura 4.9 - RTF média das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.



Em análise aos valores de RTF médios, identifica-se que as misturas estudadas não exibiram a mesma tendência comportamental se comparadas aos resultados de RCS, de modo que a mistura SJ(5,5) foi o material detentor do melhor desempenho mecânico, enquanto que DP(3,5) continuou ostentando o pior desempenho. Em adição, SJ(3,5) exibiu elevadas resistências para ambas as idades, de tal forma que na idade de 91 dias, a referida mistura apresentou RTF média superior à mistura DP(5,5), indicando um padrão não esperado.

Em termos numéricos de resistência, as misturas exibiram valores similares aos trabalhos de Yeo (2011), Prado (2018) e Rodrigues (2018), todavia, cada qual com uma adoção distinta nos parâmetros de cura e cimento. A Tabela 4.8 e Tabela 4.9 apresentam a taxa de crescimento da RTF em função da idade de cura e do teor de cimento, respectivamente.

Tabela 4.8 - Taxa de aumento da RTF variando idade de cura de 28 para 91 dias.

Taxa de Crescimento da RTF (%)			
SJ (3,5)	SJ (5,5)	DP (3,5)	DP (5,5)
67,0	88,8	20,5	34,3

Tabela 4.9 - Taxa de aumento da RTF variando teor de cimento de 3,5% para 5,5%.

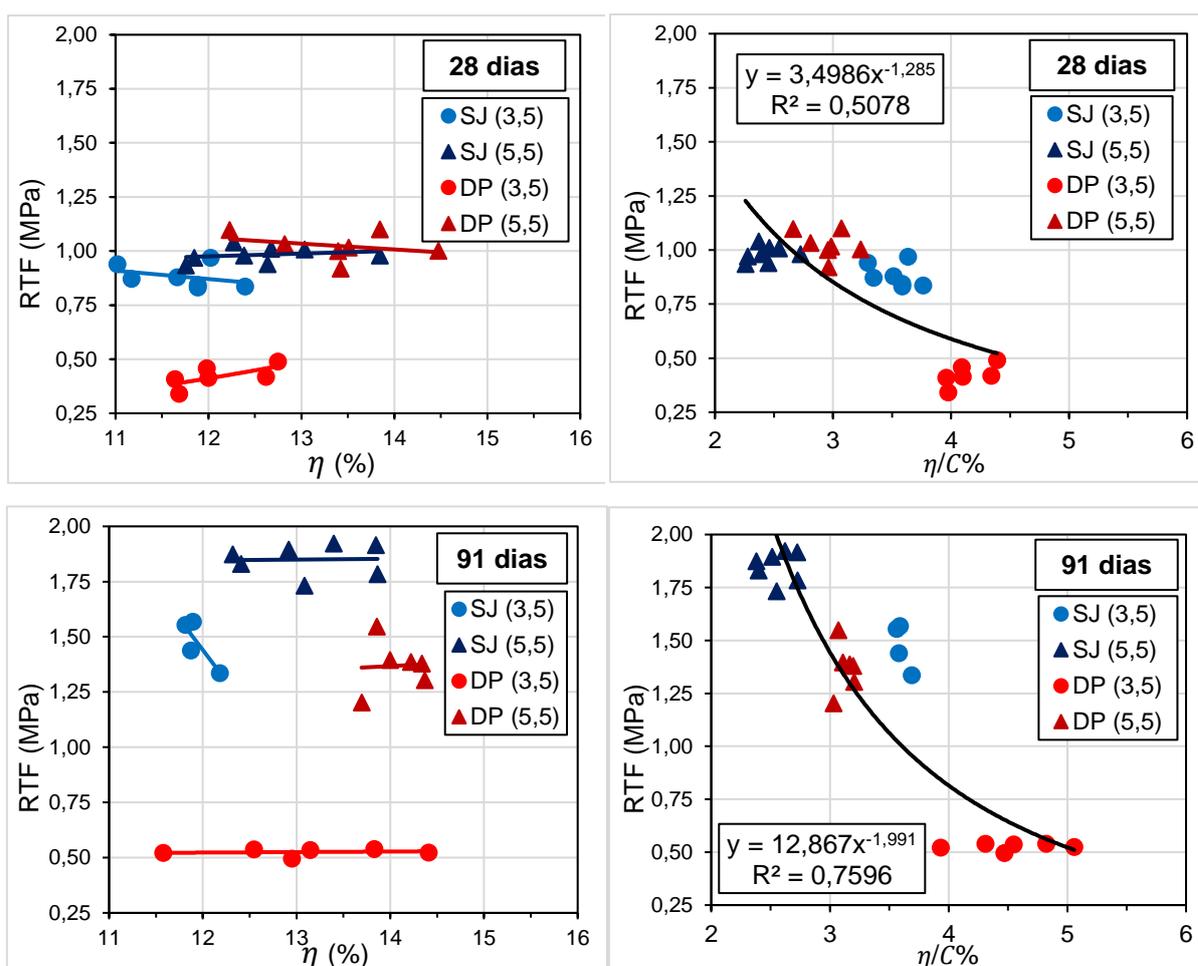
Taxa de Crescimento da RTF (%)			
SJ 28 dias	SJ 91 dias	DP 28 dias	DP 91 dias
11,36	25,9	131,8	158,5

Identifica-se que com o aumento da idade de cura, todas as misturas exibiram ganho de resistência, fato esse relativamente esperado por se tratar da utilização de cimento pozolânico CP IV, no entanto, destaca-se que as misturas compostas pela rocha Riodacito exibiram baixas taxas de ganho de resistência (20,5% e 34,3%) se comparada às misturas de rocha Basáltica (67,0% e 88,8%).

Com relação ao aumento da RTF em detrimento do incremento do teor de cimento, DP_{91 DIAS} exibiu a maior taxa de crescimento, fato justificado novamente pelo baixo desempenho exibido pela mistura DP(3,5) aos 91 dias.

Apresenta-se na Figura 4.10 a representação gráfica da relação entre a RTF em função da porosidade e do índice “ $\eta/C\%$ ” de forma a se avaliar o acomodamento volumétrico das diferentes misturas através da porosidade.

Figura 4.10 - Variação da RTF em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.



Da mesma forma que SJ(3,5) exibiu notável desempenho mecânico à flexão, seus parâmetros de porosidade corroboram para a justificativa de tal performance,

uma vez que suas amostras prismáticas exibiram melhores arranjos volumétricos, de forma a exibirem as menores porosidades, para ambas as idade. A mesma análise pode ser proferida para DP(3,5), que apresentou maior oscilação na porosidade, fato identificado no decorrer da etapa de moldagem, cuja mistura exibiu maior dificuldade e inconsistência comportamental, de forma a refletir no desempenho mecânico das amostras prismáticas, passando a ser classificada como a pior mistura.

Todavia, as amostras mantiveram a tendência de porosidade similar às apresentadas na RCS, ou seja, na ordem de 12% a 14%, muito embora seja passível de constatação a ocorrência de adversidades atrelados à etapa de moldagem, uma vez que todas as misturas exibiram maior variação de porosidade dentre suas amostras, bem como valores de coeficiente de variação mais elevados.

O índice “ $\eta/C\%$ ” (porosidade/ teor volumétrico de cimento) se mostrou eficiente na avaliação da RTF, levando em consideração o nível de compactação/porosidade e cimentação das diferentes misturas, exibindo satisfatório ajuste estatístico e mantendo coerente relação entre as diferentes idades de cura.

4.2.2.1. Análise de Variância dos Resultados de RTF

Na Tabela 4.10, Tabela 4.11 e Tabela 4.12 são apresentados os resultados da ANOVA em relação ao ensaio de RTF, para o nível de significância de 5% (confiabilidade= 95%).

Tabela 4.10 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	2,984	2,984	19,318	4,034	5,7E-05	Sim
DG	50	7,724	0,154				
Total	51	10,709					

Tabela 4.11 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	3,024	3,024	19,678	4,034	5,0E-05	Sim
DG	50	7,684	0,153				
Total	51	10,709					

Tabela 4.12 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.

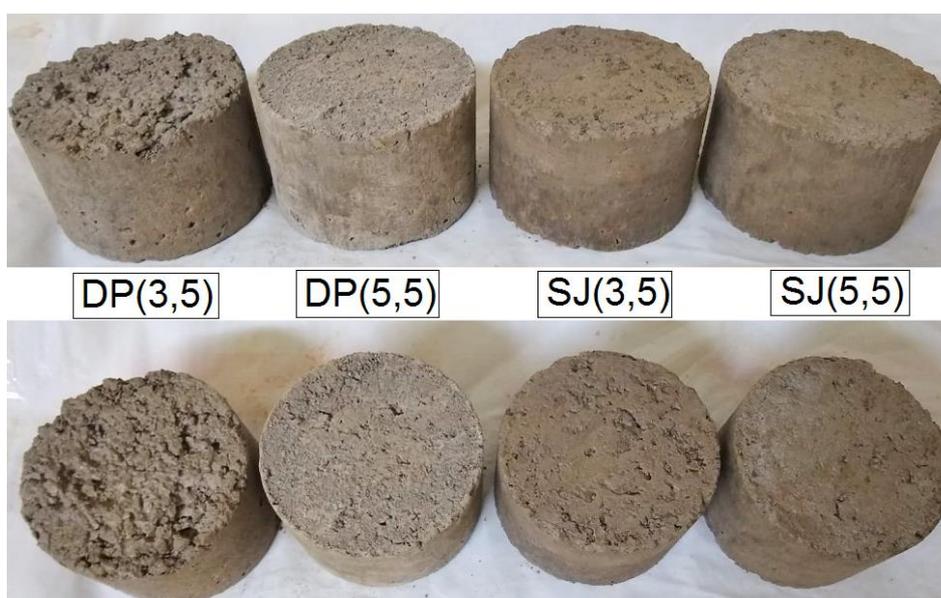
Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	2,505	2,505	15,264	4,034	2,8E-04	Sim
DG	50	8,204	0,164				
Total	51	10,709					

Identifica-se através das análises que todos os grupos (teor de cimento, idade de cura e tipo de rocha) exibiram associação significativa com os resultados de RTF, de forma que o parâmetro Idade de Cura exibiu mais associação significativa com o ensaio RTF, seguido pelo Teor de Cimento e Tipo de Rocha.

4.2.3. Resistência à Tração por Compressão Diametral

A Figura 4.11 exibe os aspectos visuais das diferentes misturas moldadas em amostras cilíndricas. Conforme descrito no item 4.2.1, a mistura DP(3,5) exibe novamente maior heterogeneidade após o procedimento de compactação, corroborando com as informações previamente citadas de que essa mistura tenha sido o material mais difícil de se trabalhar, exibindo consistência por vezes muito seca.

Figura 4.11 - Aspecto visual das diferentes misturas.



A Tabela 4.13 engloba os valores de Resistência à Tração por Compressão Diametral médio das misturas em função de seu teor de cimento e idade de cura. A média final da RTCD foi obtida mediante confecção de 8 corpos de prova para cada

mistura e para cada idade de cura, de forma que alguns dados foram expurgados quando considerados *outliers*. Para efeito de curiosidade, informações de umidade de moldagem, grau de compactação, dimensões das amostras, resistências discriminadas e unidades expurgadas encontram-se nas planilhas no Apêndice B.

Identifica-se na tabela a adição de uma terceira idade de cura (120 dias). Esse fato ocorreu uma vez que tais amostras foram moldadas para serem ensaiadas à Fadiga por Compressão Diametral, entretanto, em função de problemas atrelados à funcionalidade do equipamento tais amostras seriam descartadas e, dessa forma, optou-se por utilizá-las para o presente ensaio.

Tabela 4.13 - RTCD das diferentes misturas.

Mistura	γ_d (g/cm ³)	Idade Cura (dias)	RTCD Média (MPa)**	DP (MPa)	CV (%)
SJ (3,5)	2,54	28	0,56	0,026	4,66
		91	1,05	0,026	2,46
		120	1,09	0,020	1,81
SJ (5,5)	2,53	28	0,95	0,034	3,57
		91	1,48	0,101	6,82
		120	1,75	0,098	5,59
DP (3,5)	2,22	28	0,41	0,048	11,54
		91	0,59	0,034	5,71
		120	0,47	0,019	4,02
DP (5,5)	2,23	28	0,80	0,057	7,08
		91	1,27	0,061	4,79
		120	1,55	0,092	5,90

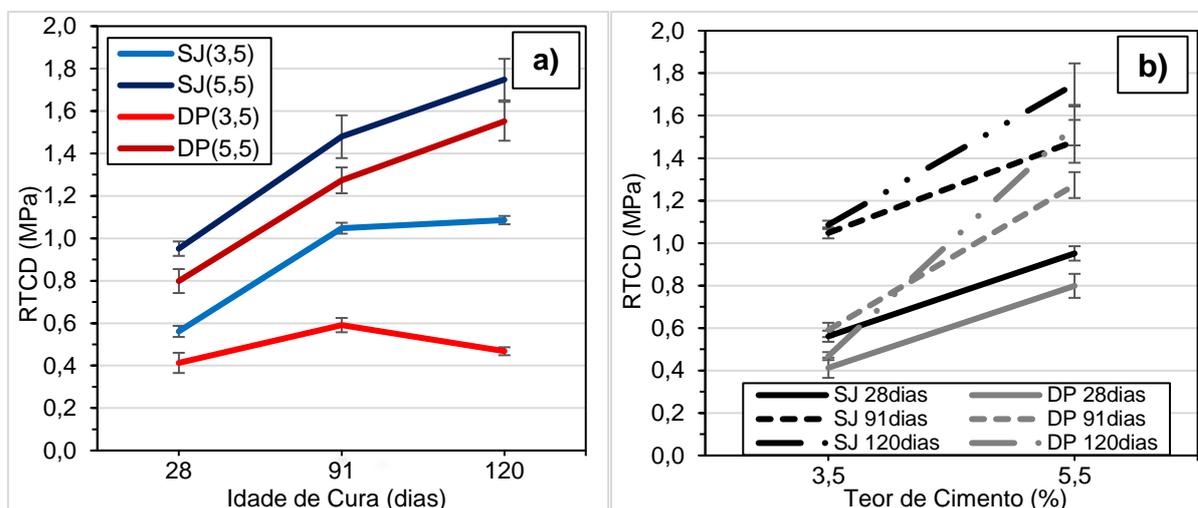
** Média obtida mediante ensaio em 8 corpos de prova.

As misturas apresentam uma tendência de classificação de resistência muito similar a apresentada na RCS, no entanto, das misturas compostas por teor de cimento de 5,5% SJ exibiu resistências superiores a DP, fato contrário ao ocorrido na RCS. Dessa forma, classificação as misturas em relação à RTCD na ordem crescente de resistência: DP(3,5), SJ(3,5), DP(5,5) e SJ(5,5). A Figura 4.12 apresenta de forma gráfica o aumento da RTCD em função da idade de cura e do teor de cimento.

É possível identificar altas taxa de crescimento da RTCD nas idades iniciais para todas as misturas, com exceção de DP(3,5). Ademais, para as misturas SJ(5,5) e DP(5,5) identifica-se ganho de resistência de 91 dias para 120 dias, denotando um processo de hidratação de cimento ainda ativo, fato esse não identificado nas

misturas SJ(3,5) e DP(3,5), já que as mesmas exibiram estabilização nas suas respectivas resistências.

Figura 4.12 - RTCD média das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.



É imprescindível mencionar que DP(3,5) exibiu uma leve redução de RTCD de 91 dias para 120 dias (0,59 MPa para 0,47 MPa) exemplificando tamanha sensibilidade e heterogeneidade de se trabalhar com BGTC. Cabe ressaltar que cada conjunto de 8 amostras confeccionadas para cada ensaio foram oriundas de uma única betonada na tentativa de reduzir ocorrência de heterogeneidade nos dados. Comprovando assim, a dificuldade de reprodutibilidade das resistências adotadas inclusive sob condições laboratoriais.

A Tabela 4.14 apresenta de forma numérica a taxa de crescimento ou redução em função da idade de cura. A mistura SJ(3,5) exibiu maior taxa de crescimento de RTCD de 28 dias para 91 dias evidenciando um total de 87,5% de crescimento, sendo seguida por DP(5,5), SJ(5,5) e DP(3,5). Com relação ao crescimento de 91 para 120 dias, apenas as misturas de maior teor de cimento exibiram leve taxa de crescimento, na ordem de 20%.

Tabela 4.14 - Taxa de crescimento/redução da RTCD variando idade de cura.

Cura (dias)	Taxa de Crescimento/Redução da RTCD (%)			
	SJ (3,5)	SJ (5,5)	DP (3,5)	DP (5,5)
28 - 91	87,5	55,8	44,0	58,75
91 - 120	3,8	18,2	-20,33	22,1
28 - 120	94,6	84,2	14,6	93,7

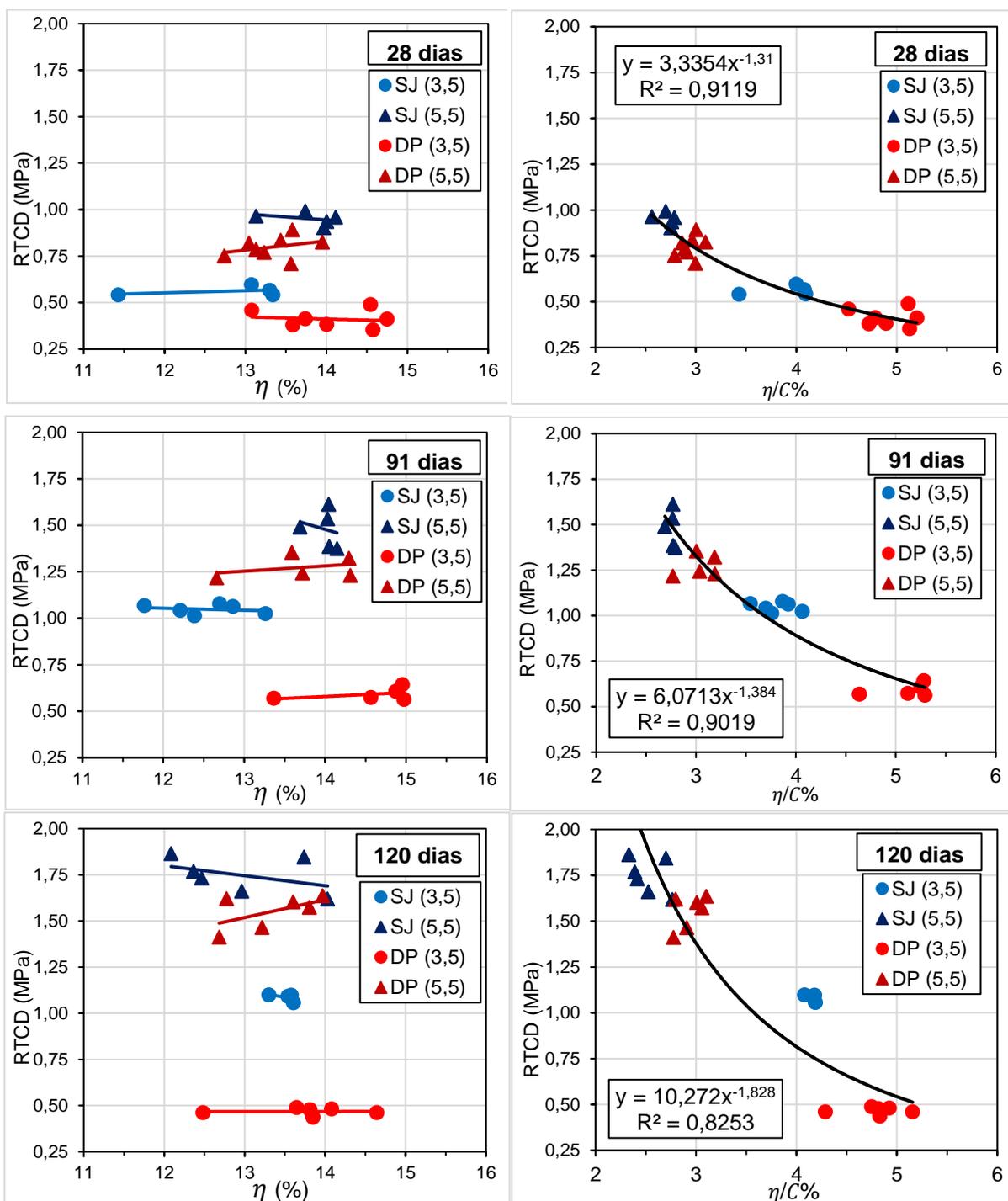
De forma complementar, Tabela 4.15 apresenta o crescimento da RTCD em função do acréscimo de cimento. Destaca-se as altas porcentagens apresentadas por DP, que tende a possuir tais valores em função do baixo desempenho mecânico apresentado pela mistura DP(3,5) em todas as idades de cura. De forma que tal acréscimo de RTCD não esteja diretamente relacionado ao incremento do teor de cimento, mas sim, em possíveis ineficiências metodológicas atreladas à mistura DP(3,5).

Tabela 4.15 - Taxa de aumento da RTCD variando teor de cimento de 3,5% para 5,5%.

Taxa de Crescimento da RTCD (%)					
SJ 28 dias	SJ 91 dias	SJ 120 dias	DP 28 dias	DP 91 dias	DP 120 dias
69,6	40,9	60,5	95,1	115,2	229,8

Apresenta-se na Figura 4.13 a representação gráfica da relação entre a RTCD em função da porosidade e do índice “ $\eta/C\%$ ”. Em relação ao parâmetro de porosidade, as misturas tendem a exibir a mesma ordem de porcentagem dentre as diferentes idades de cura, da mesma forma que suas respectivas porcentagens são compatíveis com as porosidades apresentadas no item referente à RCS. O índice “ $\eta/C\%$ ” exibiu excelentes ajustes estatísticos de tendência potencial para todas as idades de cura.

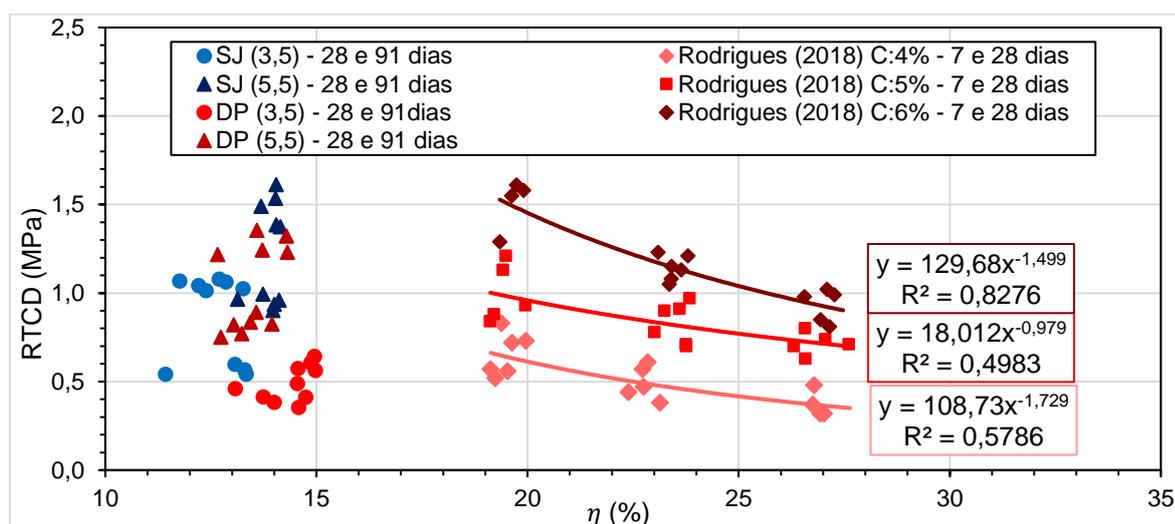
Figura 4.13 - Variação da RTCD em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.



Na tentativa de justificar a utilização dos parâmetros de porosidade e índice “ $\eta/C\%$ ”, exibe-se na Figura 4.14 e Figura 4.15 dados elaborados por Rodrigues (2018), que objetivou o estudo do desempenho mecânico de misturas BGTC e RAP com incorporação de cimento. O referido autor utilizou procedimentos metodológicos similares aos estudos de Consoli *et al.* (2011, 2012b, 2012c, 2016, 2017) e Rios *et*

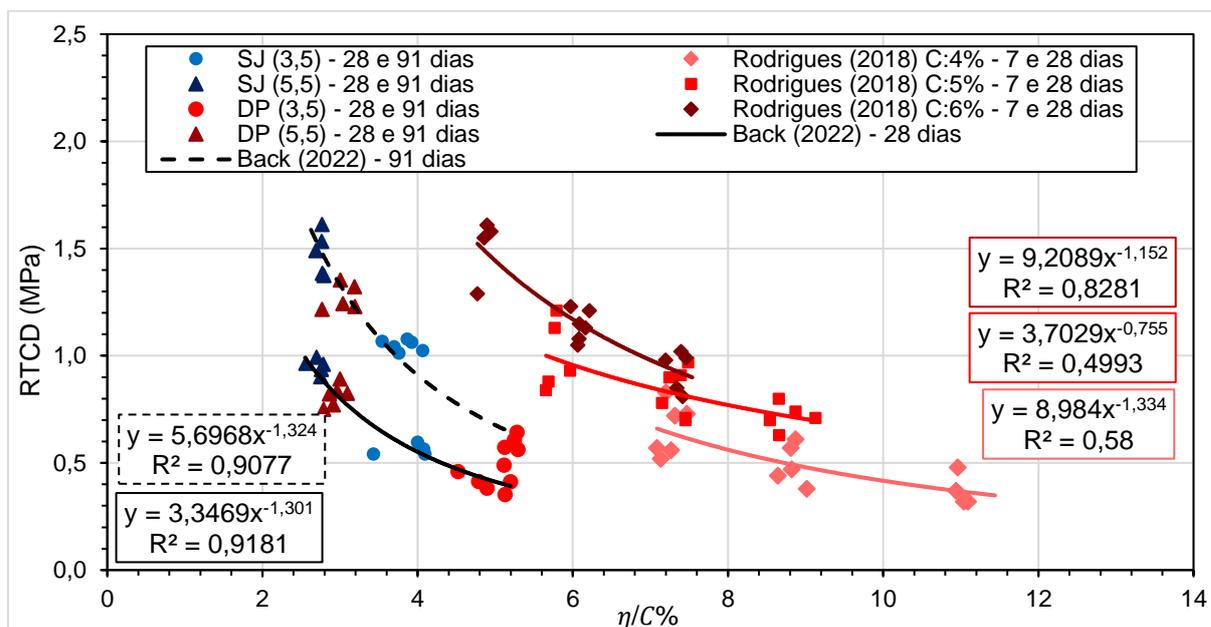
al. (2013) de forma que uma mistura BGTC com 4% de teor de cimento foi moldada sob três níveis distintos de energia para uma mesma umidade, de forma que a mistura passou a exibir três densidades distintas e conseqüentemente três níveis de porosidade.

Figura 4.14 - Tendência apresentada na relação RTCD e Porosidade.



Tais distinções de porosidade são facilmente identificáveis na Figura 4.14. Todavia, o presente trabalho confeccionou as diferentes misturas apenas na umidade ótima com energia *proctor* modificada, de forma que cada mistura apresentou apenas uma densidade e conseqüentemente porosidade. Assim, embora o parâmetro de porosidade seja de extrema valia, conforme relatado por Balbo (2006) e Ricci & Balbo (2009), não há tendência de ajuste para a porosidade como há para Rodrigues (2018), sendo apenas pertinente a análise da porosidade dentre as diferentes amostras e misturas.

Dessa forma, opta-se por utilizar o índice “ $\eta/C\%$ ”, conforme Figura 4.15, uma vez que os dados passam a exibir satisfatório ajuste estatístico, em conformidade com os dados de Rodrigues (2018), de forma a validar o parâmetro de porosidade de cada amostra, bem como de utilizá-lo como indicador de desempenho para auxílio na adoção de misturas detentoras de melhores desempenhos mecânicos.

Figura 4.15 - Tendência apresentada na relação RTCD e $\eta/C\%$.

As tendências do presente trabalho são exibidas em função da idade de cura (englobando diferentes teores de cimento dentro da tendência) dada a ausência de variação de porosidade. Ademais, identifica-se padrão de comportamento e desempenho constate entre as misturas em função das duas idades de cura, de forma que a mistura SJ(5,5) se destaca com o melhor desempenho.

Em contrapartida, as tendências exibidas por Rodrigues (2018) são apresentadas em função do teor de cimento das misturas (englobando diferentes idades de cura e níveis de porosidade dentro da tendência), cuja mistura com melhor desempenho se identifica como C:6% (vermelho escuro). Todavia, o mesmo tipo de representação utilizado nos dados do presente trabalho poderia ter sido atribuído aos dados de Rodrigues (2018).

4.2.3.1. Análise de Variância dos Resultados de RTCD

Na Tabela 4.16, Tabela 4.17 e Tabela 4.18 são apresentados os resultados da ANOVA em relação ao ensaio de RTCD, para o nível de significância de 5% (confiabilidade= 95%). Novamente identifica-se através das análises que todos os grupos (teor de cimento, idade de cura, e tipo de rocha) exibiram associação significativa com o ensaio de RTCD, de forma que o Teor de Cimento exibe maior associação significativa dentre os parâmetros analisados, seguido pela Idade de Cura e Tipo de Rocha.

Tabela 4.16 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	6,110	6,110	57,686	3,988	1,5E-10	Sim
DG	65	6,885	0,106				
Total	66	12,995					

Tabela 4.17 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	2	3,779	1,889	13,124	3,14	1,6E-05	Sim
DG	64	9,215	0,144				
Total	66	12,995					

Tabela 4.18 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	2,073	2,073	12,337	3,988	8,1E-04	Sim
DG	65	10,921	0,168				
Total	66	12,994					

4.2.4. Índice de Tenacidade e Energia Total de Fratura

A quantificação dos parâmetros de energia de fratura com base na curva força *versus* deslocamento determinada a partir do ensaio de RTCD apresenta aplicações com sucesso tanto no ramo das misturas asfálticas quanto para materiais cimentados, de forma a serem utilizados para constituir critérios adicionais a fim de definir os teores ideais de aglutinante melhorando o processo geral de dosagem de tais misturas, como destacado nos trabalhos de Ortiz *et al.* (2011) e Huang *et al.* (2005).

A energia de fratura pode ser definida como a combinação da energia dissipada (que trinca a amostra) e a energia de tração (que deforma a amostra), sendo calculada através da área da curva até a deformação de tração no momento da ruptura (tensão máxima).

De forma análoga, a obtenção do índice de tenacidade (IT) à tração indireta mediante ensaio de RTCD exibe elevada notoriedade internacional através das publicações de Huang *et al.* (2005), Anurag *et al.* (2009), Huang *et al.* (2009) e Modarres & Bengar (2017). Os autores definem tal parâmetro como a capacidade de um material de absorver energia e se deformar sem ocorrer o fraturamento, de forma a ser considerado um indicador de flexibilidade do material.

Huang *et al.* (2005) define índice de tenacidade como sendo um fator adimensional que apresenta a tenacidade da região pós-pico da curva força *versus* deslocamento. O índice compara a amostra utilizada no ensaio com um material elastoplástico de referência (IT=1), portanto, um material com IT=0 é considerado frágil ideal, não apresentando capacidade de carga pós-pico.

A Tabela 4.19 apresenta os valores de índice de tenacidade médio e energia de fratura média das diferentes misturas sob diferentes idades de cura. Também se identifica os valores de RTCD médio para cada mistura, visando a comparação entre os dados de tenacidade e resistência. É válido ressaltar que as amostras ensaiadas são os mesmos 8 CP's do ensaio de RTCD e MR, todavia, visando baixar a variação dos dados para uma maior assertividade nos índices, houve elevado número de amostras expurgadas (vide Apêndice B), de forma que os índices foram compostos mediante utilização de 3 a 5 CP's.

Tabela 4.19 - Índice de tenacidade e energia de fratura total das diferentes misturas.

Mistura	γ_d (g/cm ³)	Idade Cura (dias)	RTCD Média (MPa)	Índice Tenacidade Médio**	DP	CV (%)	EnergyTotal Média (J)**	DP (J)	CV (%)
SJ (3,5)	2,54	28	0,56	0,2267	0,025	11,05	8,09	0,555	6,86
		91	1,05	0,1279	0,029	22,88	9,69	0,744	7,67
		120	1,09	0,0884	0,007	7,71	10,86	1,608	14,80
SJ (5,5)	2,53	28	0,95	0,1584	0,020	12,66	8,51	0,508	5,96
		91	1,48	0,0325	0,002	5,21	11,54	1,891	16,38
		120	1,75	-	-	-	19,02	-	-
DP (3,5)	2,22	28	0,41	0,2130	0,020	9,35	5,60	1,153	20,60
		91	0,59	0,1957	0,032	16,19	8,21	0,397	4,84
		120	0,47	0,1864	0,022	12,03	4,81	1,198	24,90
DP (5,5)	2,23	28	0,80	0,1731	0,010	5,90	6,93	1,714	24,72
		91	1,27	0,1301	0,029	22,39	12,76	0,837	6,56
		120	1,55	-	-	-	14,75	-	-

** Média entre 3 a 5 corpos de prova.

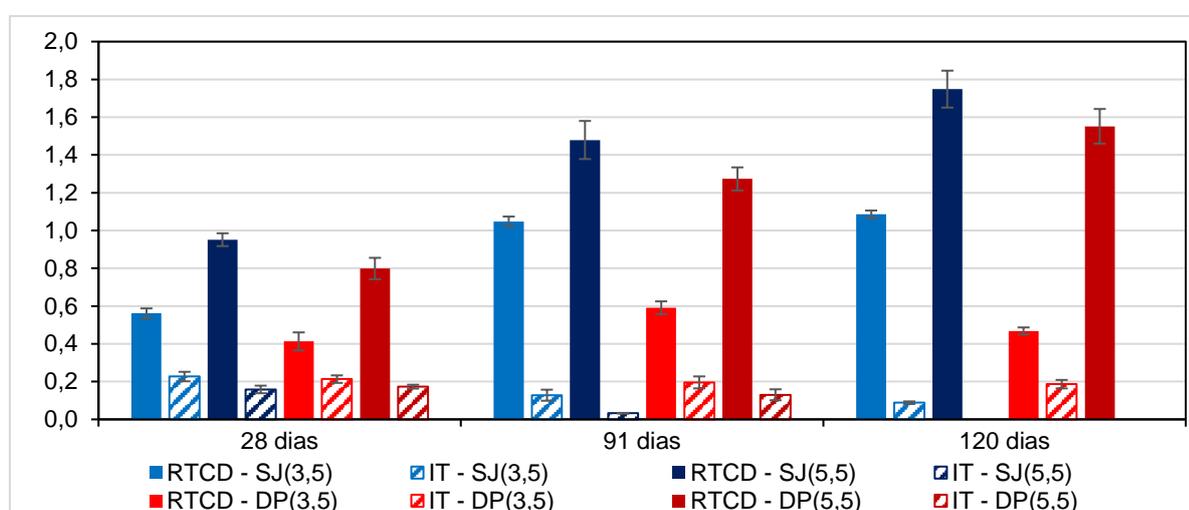
Quanto maior a resistência mecânica do material, maior tende ser a sua energia de fratura total, uma vez que é a energia requerida para a ocorrência do colapso. Tal relação pode ser verificada na tabela supracitada, de forma que quanto maior a idade de cura, maior a energia requerida. Destaca-se a mistura SJ(5,5) que aos 120 dias exibiu maior RTCD, sendo justamente a mistura que apresentou maior energia de fratura.

Com relação à RTCD e o Índice de Tenacidade, a prerrogativa tende a ser inversa, de forma que misturas detentoras de elevada resistência mecânica tendem a exibir baixo índice de tenacidade, configurando uma alta fragilidade por parte da

mistura de forma a aguentar por menos tempo pós carga de pico, apresentando uma baixa flexibilidade, ou seja, menor absorção de energia.

Tal informação pode ser verificada numericamente na Tabela 4.19, todavia, a Figura 4.16 apresenta de forma visual a relação entre as resistências e os índices de tenacidade. As misturas SJ(3,5) e DP(3,5) por apresentarem menores resistências, passam a exibir os maiores índices de tenacidade, configurando uma menor fragilidade das misturas, em especial aos 28 dias de cura.

Figura 4.16 - Relação entre Resistência à Tração por Compressão Diametral e Índice de Tenacidade das diferentes misturas.



Balbo (2006) cita que se verifica comportamento quase-frágil em misturas BGTC, sendo que durante seu processo de fratura há liberação de energia de plastificação antes da fratura propriamente dita, de forma que o material resguarda deformação plástica antes de fissurar por completo, exibindo fluência no decorrer do carregamento.

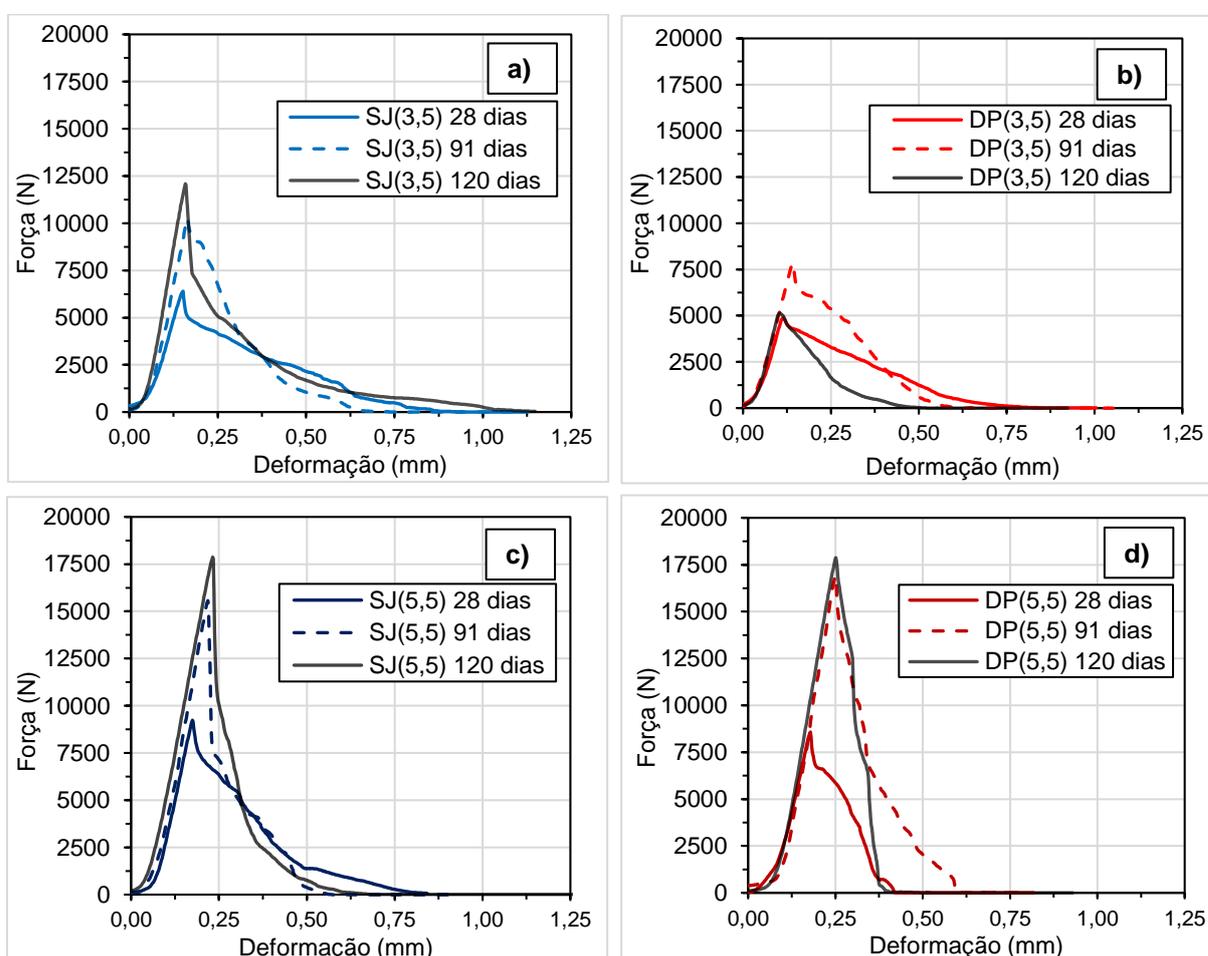
Todavia, as misturas SJ(5,5) e DP(5,5) na idade de 120 dias não apresentaram valores de índice de tenacidade, evidenciando que tais materiais já não estavam sob regime dúctil e passaram a apresentar comportamento frágil, não possuindo capacidade de carga pós-pico, segundo interpretação do *software*. A Figura 4.17 exhibe as curvas força *versus* deformação para cada mistura cimentada em função das diferentes idades de cura.

Tomando-se como exemplo para análise a mistura SJ(3,5) referente à Figura 4.17a), com o aumento da idade de cura há aumento da respectiva resistência e consequentemente maior a força necessária para promover a ruptura da amostra.

Com relação ao índice de tenacidade, identifica-se no gráfico que quanto menor a resistência (menor idade de cura), maior é a capacidade da mistura de absorver energia e se deformar sem ocorrer o fraturamento, evidenciando uma menor fragilidade e conseqüentemente maior índice de tenacidade.

Os dados inseridos na Figura 4.17 não são valores médios, de forma que se tomou como referência os IT médios de cada mistura em cada condição de cura, e foi selecionado uma amostra para cada idade que possuísse o valor de IT mais próximo da média geral da mistura.

Figura 4.17 - Curvas força versus deformação para as diferentes misturas.

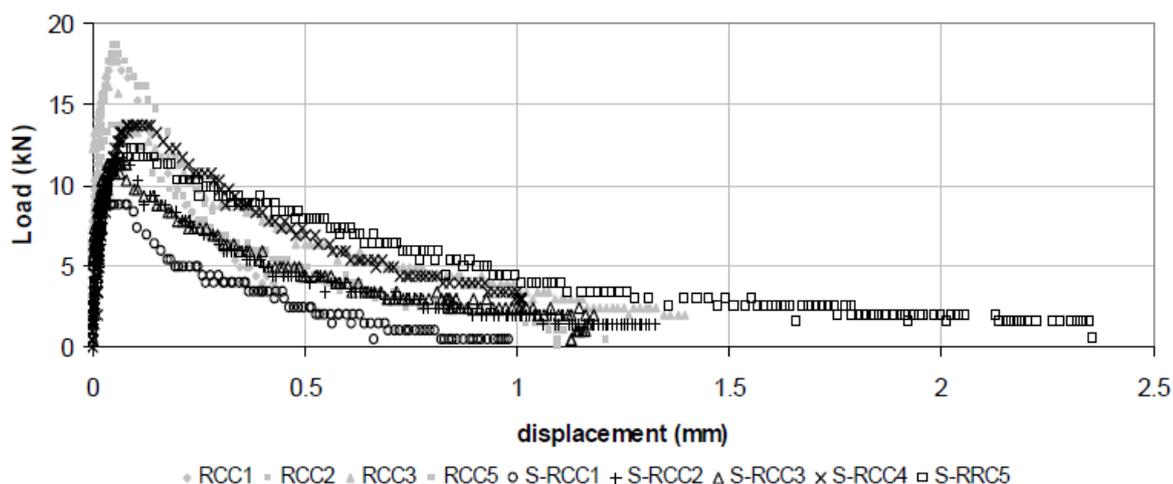


A Figura 4.17c) e Figura 4.17d) para a idade de 120 dias, exibem as curvas referentes as misturas que não apresentaram valores de índices de tenacidade, de forma a não possuir capacidade de carga pós-pico, sendo classificadas com comportamento frágil segundo interpretação do *software*.

Para uma análise comparativa entre a capacidade de carga pós pico de misturas BGTC e CCR, apresenta-se na Figura 4.18 dados referentes à tenacidade

de misturas CCR sob diferentes composições, obtidas a partir do ensaio em amostras prismáticas de flexão três pontos realizado de acordo com a metodologia descrita em Albuquerque *et al.* (2011).

Figura 4.18 - Curvas força versus deslocamento para CCR compostos por areia industrial e Escória de Alto Forno (conteúdo de cimento de 100 kg/m³).



Fonte: Albuquerque *et al.* (2011)

Mediante análise dos dados de BGTC e CCR é de fácil percepção a melhor capacidade pós-pico por parte das misturas CCR, de forma a absorver energia e se deformar sem promover o fraturamento. Tal comportamento promove uma menor fragilidade por parte da mistura cimentada CCR e muito provavelmente melhores desempenhos à ruptura por fadiga, uma vez que exhibe maior flexibilidade e menor velocidade na revolução do processo de trincamento.

4.2.4.1. Análise de Variância dos Resultados de IT

Na Tabela 4.20, Tabela 4.21 e Tabela 4.22 são apresentados os resultados da ANOVA em relação Índice de Tenacidade, para o nível de significância de 5% (confiabilidade= 95%). De forma análoga, na Tabela 4.23, Tabela 4.24 e Tabela 4.25 são exibidos os resultados de associação entre os parâmetros adotados e a Energia de Fratura. Para a composição de tais análises de significância, não foram utilizados dados referentes às idades de cura de 120 dias, uma vez que tais valores de IT não passaram nos critérios de aceitação do software de Faccin (2018).

No que tange aos parâmetros que exibiram associação significativa ao IT identifica-se como o parâmetro que exerce maior associação, isto é, maior influência

no índice de tenacidade sendo: Idade de Cura, seguida pela Teor de Cimento. O parâmetro Tipo de Rocha não exibiu associação significativa para IT.

Tabela 4.20 - Análise de Significância do IT para grupo: Teor de Cimento.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	0,023	0,023	10,144	4,183	3,4E-03	Sim
DG	29	0,067	0,002				
Total	30	0,090					

Tabela 4.21 - Análise de Significância do IT para grupo: Idade de Cura.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	0,025	0,025	11,367	4,183	2,1E-03	Sim
DG	29	0,065	0,002				
Total	30	0,090					

Tabela 4.22 - Análise de Significância do IT para grupo: Tipo de Rocha.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	0,008	0,008	3,005	4,183	0,093	Não
DG	29	0,082	0,002				
Total	30	0,090					

Com relação à análise ANOVA da EF, têm-se novamente que Idade de Cura exerce maior influência, indicando que variações das idades de cura afetam diretamente a EF de BGTC, seguida pelo Teor de Cimento. O parâmetro Tipo de Rocha não exibiu associação significativa para EF.

Tabela 4.23 - Análise de Significância da EF para grupo: Teor de Cimento.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	23,278	23,278	5,049	4,182	3,2E-02	Sim
DG	29	133,705	4,610				
Total	30	156,983					

Tabela 4.24 - Análise de Significância da EF para grupo: Idade de Cura.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	61,132	61,132	18,495	4,182	2,0E-04	Sim
DG	29	95,85	3,305				
Total	30	156,98					

Tabela 4.25 - Análise de Significância da EF para grupo: Tipo de Rocha.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P	Significativo
EG	1	9,706	9,706	1,911	4,182	0,177	Não
DG	29	147,277	5,078				
Total	30	156,983					

4.2.5. Conclusões Parciais das Análises de Resistência

A partir das análises e discussões dos resultados de resistência, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas mediante análise de variância (teor de cimento, idade de cura e tipo de rocha) sobre a resistência mecânica das quatro misturas BGTC, as seguintes conclusões parciais são obtidas:

- a) De forma geral, o incremento de 2% no teor de cimento (3,5% para 5,5%) promoveu aumento de resistência para todos os ensaios realizados. Considerando as resistências médias dentre as idades de cura (28, 91 e 120 dias), conclui-se que: para o ensaio de RCS o incremento de cimento promoveu para as misturas SJ um aumento de $\approx 58\%$ e DP $\approx 159\%$; para o ensaio de RTF o incremento de cimento promoveu aumento de $\approx 19\%$ para SJ e $\approx 145\%$ para DP; e para o ensaio de RTCD $\approx 57\%$ para SJ e $\approx 147\%$ para DP. Destaca-se que os elevados valores de incremento de resistência das misturas DP são justificados pelo insatisfatório desempenho exibido pela mistura DP(3,5). O baixo valor incremental nas resistências exibido por SJ (em especial na RTF) fundamenta-se pelo fato que SJ(3,5) revelou excelente desempenho mecânico;
- b) De forma geral, o incremento na idade de cura (de 28 pra 91 dias) promoveu aumento de resistência para todos os ensaios realizados. Considerando a média entre os dois teores de cimento (3,5% e 5,5%), conclui-se que: para o ensaio de RCS as misturas SJ exibiram média de aumento incremental de resistência de $\approx 80\%$ e DP $\approx 60\%$; para o ensaio de RTF houve aumento de $\approx 78\%$ para SJ e $\approx 27\%$ para DP; para ensaio de RTCD identificou-se incremento de $\approx 72\%$ para SJ e $\approx 50\%$ para DP. Mediante ensaio de RTCD realizados com 120 dias de cura, identificou-se aumento de RTCD de $\approx 20\%$

para DP(5,5) e SJ(5,5) em relação às resistências aos 91 dias, denotando um processo de hidratação de cimento ainda ativo;

- c) Salienta-se tamanha sensibilidade e heterogeneidade de comportamento, bem como a dificuldade de reprodução dos valores de resistência obtidos, conforme evidenciado no ensaio RTCD para DP(3,5) que exibiu leve redução 0,59 MPa para 0,47 MPa de 91 para 120 dias, mesmo se trabalhando com média amostral de 8 unidades oriundas de uma mesma betonada, comprovando dificuldade de reprodutibilidade das resistências adotadas inclusive sob condições laboratoriais;
- d) Acredita-se que o insatisfatório desempenho exibido por DP(3,5) esteja vinculado à elevada porosidade da rocha e potencializado pelo baixo teor de cimento, de forma que parte da água e do cimento disponíveis no conjunto sejam absorvidos pelo agregado, tornando o corpo de prova frágil, heterogêneo e com baixa cimentação. Tal comportamento não foi identificado de forma pronunciada na mistura DP(5,5) em função da maior cimentação e pelo maior teor de finos disponível na mistura.
- e) Os indicadores Índice de Tenacidade e Energia de Fratura Total obtidos por intermédio do ensaio de RTCD através do software de Faccin (2018), exibiram coerência mediante análise comparativa entre os parâmetros, as resistências e informações identificadas na literatura, de forma a concluir que as BGTC estudadas são misturas com baixas resistências à fratura, sendo altamente suscetíveis a processos de trincamento em virtude de sua matriz heterogênea que geram poros e descontinuidades e elevado número de nucleações de vazios, conforme identificado por Balbo (2006);
- f) Com relação ao parâmetro porosidade, obtido através da Equação (4.1), identifica-se que a adoção do critério de aceitação de moldagem para o Grau de Compactação $\pm 2\%$ refletiu na confecção de corpos de prova que apresentaram variação de porosidade de $\approx 1,5\%$. Todavia, as amostras prismáticas referentes ao ensaio de RTF exibiram variação na porosidade mais pronunciada, fato possivelmente atrelado à etapa de moldagem realizada mediante energia dinâmica através de uma camada, de forma que o procedimento de compactação era finalizado uma vez que a amostra atingia a altura requerida;

g) A utilização do índice $\eta/C\%$ em misturas confeccionadas na umidade ótima e densidade máxima exibiram relação satisfatória, de forma a se tornar um indicador de desempenho capaz de auxiliar na adoção de misturas detentoras do melhor desempenho mecânico, conforme sugerido por Foppa (2005). Segundo o autor, a referida relação também pode ser muito útil no controle da execução da camada cimentada, de forma que constatada compactação deficiente, o projetista poderá recalcular a relação $\eta/C\%$ atingida em campo e estimar a perda da resistência decorrente desse fato e, conseqüentemente, tomar medidas corretivas. Em adição, a curva tendência do índice $\eta/C\%$ foi exibida mediante intercessão dos dados de todas as misturas sob variação da idade de cura (uma vez que possuíam mesma granulometria), todavia, a representação dos dados também poderia ser realizada em função dos diferentes tipos de rocha;

h) A Tabela 4.26 exhibe o resumo da Análise de Variância dos dados apresentando o nível de relevância das associações significativas dos grupos em função de cada ensaio. Para o ensaio RCS, identifica-se o Teor de Cimento como o grupo de maior relevância seguido pela Idade de Cura, fato passível de identificação ao se analisar os dados de RCS, de forma que o incremento de cimento promoveu aumento de $\approx 58\%$ SJ e $\approx 159\%$ DP enquanto que o incremento da idade de cura promoveu aumento $\approx 80\%$ SJ e $\approx 60\%$ DP.

Tabela 4.26 - Nível de relevância das associações significativas dos grupos em função dos ensaios.

	Teor de Cimento (%)	Idade de Cura (dias)	Tipo de Rocha
RCS (MPa)	1	2	-
RTF (MPa)	2	1	3
RTCD (MPa)	1	2	3
IT	2	1	-
EF (Nm)	2	1	-

- = Não foi identificado significância

4.3. ENSAIOS DE RIGIDEZ

Nos itens que seguem, são apresentados os resultados dos experimentos laboratoriais referentes as propriedades de rigidez das BGTC, seguidos por comentários e discussões acerca dos mesmos. Os ensaios apresentados seguem a ordem a seguir: Módulo de Resiliência, Módulo Estático de Elasticidade à Compressão e por fim, apresenta-se conclusões parciais das análises de rigidez.

Ao final de cada ensaio laboratorial, exibe-se uma Análise de Variância dos referidos resultados e os parâmetros de interesse (Teor de Cimento, Idade de Cura e Tipo de Rocha).

Em detrimento da elevada heterogeneidade nos resultados laboratoriais de BGTC e com a finalidade de garantir a correta determinação da rigidez das diferentes misturas, proferiu-se com a adoção de alto número amostral de CP (i.e., 8 amostras) de forma a manter o coeficiente de variação $\leq 10\%$, garantindo correta reprodutibilidade nas amostras.

4.3.1. Módulo de Resiliência

A Tabela 4.27 engloba os valores de Módulo de Resiliência Diametral médio das misturas em função de seu teor de cimento e idade de cura. A média final do MR foi obtida mediante utilização dos mesmos 8 corpos de prova utilizados no ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral, de forma que alguns dados foram expurgados quando considerados *outliers*. Para efeito de curiosidade, informações de umidade de moldagem, grau de compactação, dimensões das amostras, resistências discriminadas e unidades expurgadas encontram-se nas planilhas no Apêndice B. Para tornar a análise dos dados mais completa, foi adicionado na referida tabela os dados referentes à RTCD de cada mistura.

As misturas apresentam tendência de classificação de desempenho muito similar àquela apresentada na RTCD, de forma que a classificação por desempenho em ordem crescente é: DP(3,5), SJ(3,5), DP(5,5) e SJ(5,5). Em contrapartida aos dados de RTCD que exibiram acréscimo de aproximadamente 20% de resistência para DP(5,5) e SJ(5,5) aos 120 dias, para os dados de MR tais tendências não foram verificadas, de forma que o MR de todas as misturas apresentaram estabilização aos 91 dias de cura.

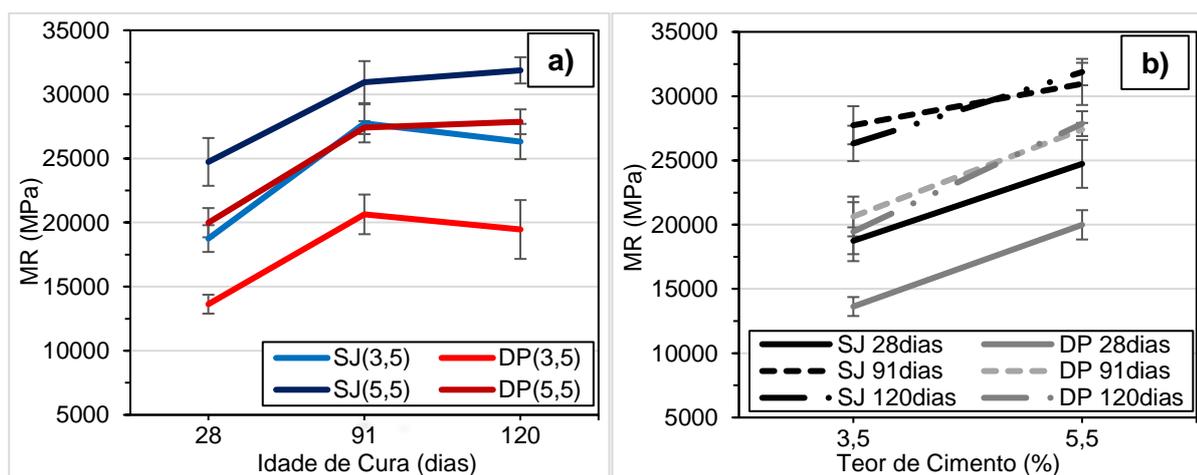
Tabela 4.27 - Módulo de Resiliência das diferentes misturas.

Mistura	γ_d (g/cm ³)	Idade Cura (dias)	RTCD Média (MPa)**	MR Médio (MPa)**	DP (MPa)	CV (%)
SJ (3,5)	2,54	28	0,56	18750	1044	5,57
		91	1,05	27738	1483	5,35
		120	1,09	26322	1377	5,23
SJ (5,5)	2,53	28	0,95	24731	1865	7,54
		91	1,48	30955	1641	5,30
		120	1,75	31874	1025	3,22
DP (3,5)	2,22	28	0,41	13634	736	5,40
		91	0,59	20638	1547	7,49
		120	0,47	19459	2294	11,79
DP (5,5)	2,23	28	0,80	19990	1141	5,71
		91	1,27	27407	510	1,86
		120	1,55	27861	967	3,47

** Média obtida mediante ensaio em 8 corpos de prova.

A Figura 4.19 exibe de forma gráfica o aumento do MR em função da idade de cura e do teor de cimento. Novamente é possível identificar o satisfatório desempenho em termos de rigidez de SJ(3,5) ao atingir valores de módulo muito próximos a DP(5,5), bem como, o baixo desempenho de rigidez por parte de DP(3,5). Ademais, a estabilização do MR aos 91 dias de cura pode ser facilmente identificada através da Figura 4.19b).

Figura 4.19 - MR médio das BGTC em função: a) Idade de cura. b) Teor de cimento.



Novamente identifica-se uma leve redução do MR para as misturas DP(3,5) e SJ(3,5) de 91 para 120 dias, na ordem de 5% do MR conforme apresentado na Tabela 4.28, evidenciando a pronunciada sensibilidade de reprodutibilidade dos resultados para esse tipo de mistura cimentada, todavia, para essa condição de

ensaio, tais diferenças nos valores se encontram dentro do desvio padrão dos resultados.

Tabela 4.28 - Taxa de crescimento/redução do MR variando idade de cura.

Taxa de Crescimento/Redução do MR (%)				
Cura (dias)	SJ (3,5)	SJ (5,5)	DP (3,5)	DP (5,5)
28 - 91	48,0	25,1	51,4	37,1
91 - 120	-5,1	3,0	-5,7	1,7
28 - 120	40,4	28,9	42,7	39,4

A Tabela 4.29 engloba a taxa de crescimento do MR em função da variação do teor de cimento, de forma complementar à Figura 4.19b). Em termos de taxa de crescimento mediante incremento de 3,5% para 5,5% de teor de cimento, as misturas compostas pela rocha Riodacito (DP) exibiram maiores taxas de crescimento, todavia, as misturas compostas pelo Basalto (SJ) apresentaram maiores valores de MR, especialmente a mistura com teor de cimento 3,5%.

Tabela 4.29 - Taxa de crescimento do MR variando teor de cimento.

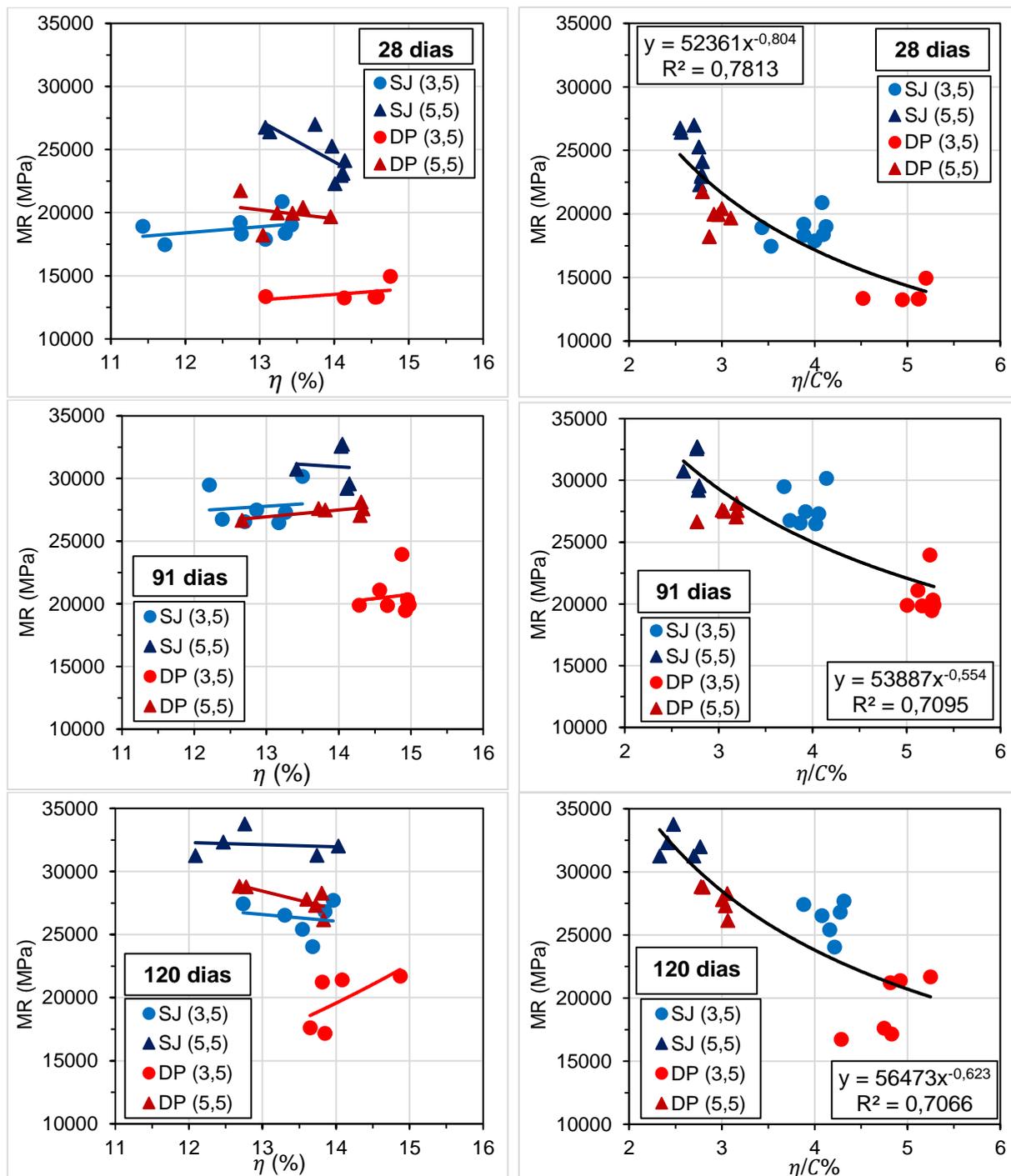
Taxa de Crescimento do MR (%)					
SJ 28 dias	SJ 91 dias	SJ 120 dias	DP 28 dias	DP 91 dias	DP 120 dias
31,9	11,6	21,1	46,6	32,8	43,2

Apresenta-se na Figura 4.20 a representação gráfica da relação entre a MR em função da porosidade e do índice “ $\eta/C\%$ ”. Da mesma forma que SJ(3,5) exibiu notável desempenho no MR, seus parâmetros de porosidade corroboram para a justificativa de tal performance, exibindo menores porosidades dentre as misturas, especialmente aos 28 e 91 dias. A mesma análise pode ser proferida para DP(3,5), que apresentou maior oscilação na porosidade, passando a ser classificada como a pior mistura.

Todavia, as misturas tendem a exibir a mesma ordem de porosidade dentre as diferentes idades de cura, da mesma forma que suas respectivas porcentagens são compatíveis com as porosidades apresentadas ao longo da análise dos resultados. O índice “ $\eta/C\%$ ” novamente se mostrou eficiente na avaliação do MR, levando em consideração o nível de compactação/porosidade e cimentação das

diferentes misturas, exibindo satisfatório ajuste estatístico e mantendo coerente relação entre as diferentes idades de cura.

Figura 4.20 - Variação do MR em relação à porosidade e $\eta/C\%$ para diferentes idades de cura.



4.3.1.1. Análise de Variância dos Resultados de MR

Na Tabela 4.30, Tabela 4.31 e Tabela 4.32 são apresentados os resultados da ANOVA em relação ao ensaio de MR, para o nível de significância de 5% (confiabilidade= 95%).

Tabela 4.30 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{Obs.}	F _{Crí.}	P	Significativo
EG	1	566816927	566816927	27,75	3,97	1,3E-06	Sim
DG	73	1490637545	20419692				
Total	74	2057454472					

Tabela 4.31 - Análise de Significância para grupo: Idade de Cura.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{Obs.}	F _{Crí.}	P	Significativo
EG	2	705201763	352600881	18,77	3,12	2,7E-07	Sim
DG	72	1352252709	18781287				
Total	74	2057454472					

Tabela 4.32 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{Obs.}	F _{Crí.}	P	Significativo
EG	1	356998581	356998581	15,32	3,97	2,0E-04	Sim
DG	73	1700455890	23293916				
Total	74	2057454472					

Identifica-se associação significativa para todos os grupos analisados, sendo que a ordem decrescente de significância é: Teor de Cimento, Idade de Cura e Tipo de Rocha, ou seja, variações nos níveis desses fatores afetam diretamente no comportamento mecânico das BGTC estudadas na presente pesquisa, no que tange ao desempenho no ensaio de MR.

4.3.2. Módulo Estático de Elasticidade à Compressão

A Tabela 4.33 apresenta os valores de Módulo de Elasticidade das diferentes misturas em função de seu teor de cimento para a idade de cura de 28 dias. A média final do ME foi obtida mediante confecção de 4 corpos de prova para cada mistura, de forma que algumas amostras foram expurgadas quando consideradas *outliers*, mais informações são encontradas no Apêndice B.

Tabela 4.33 - Módulo de Elasticidade das diferentes misturas.

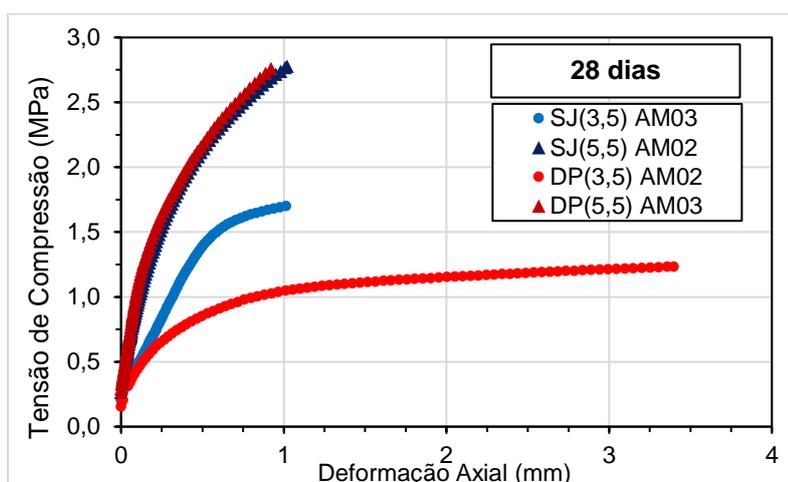
Mistura	γ_d (g/cm ³)	Idade Cura (dias)	ME Médio (GPa)**	DP (GPa)	CV (%)
SJ (3,5)	2,54	28	2,37	0,218	9,18
SJ (5,5)	2,53	28	4,45	0,116	2,61
DP (3,5)	2,22	28	1,01	0,013	1,24
DP (5,5)	2,23	28	3,99	0,222	5,56

** Média obtida mediante ensaio em 4 corpos de prova.

Conforme identificado numericamente na Tabela 4.33, a classificação em termos de desempenho das misturas também se manteve constante para o ensaio de ME, de forma que SJ(5,5) exibiu novamente a melhor performance. Cabe recordar que nos dados apresentados para o ensaio de RCS, a mistura DP(5,5) exibiu a maior resistência dentre as misturas, para ambas idades de cura, fato que não foi identificado em termos de módulo de elasticidade, muito embora ambos ensaios sejam preferidos em amostras cilíndricas de dimensões 100 x 200 mm. Entretanto, a mistura DP(3,5) novamente exibiu o pior desempenho.

A Figura 4.21 exibe de forma ilustrativa o diagrama tensão *versus* deformação de diferentes misturas. Os dados inseridos não são valores médios, de forma que se tomou como referência o ME médio de cada mistura e selecionou-se uma amostra que obtivesse o ME mais próximo da média geral da mistura.

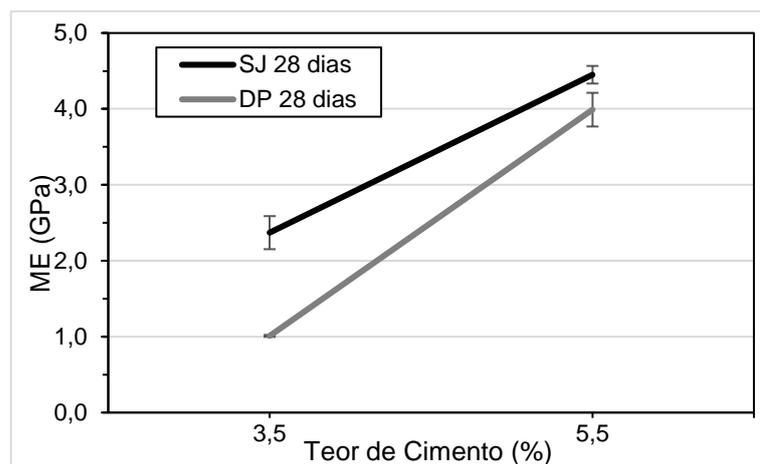
Figura 4.21 - Diagrama tensão versus deformação para diferentes misturas.



Em detrimento da ausência de demais idades de cura, a Figura 4.22 exibe análise de ganho de resistência em função do teor de cimento para idade de 28 dias.

A taxa de crescimento do ME para a mistura SJ_{28 DIAS} consiste em 87,8% mediante incremento de 2% de cimento, de forma que para a mistura DP_{28 DIAS} seja definida em 295%. Destaca-se aqui novamente a elevada porcentagem por DP em detrimento do baixo desempenho da mistura DP(3,5), fato esse também ocorrido nos demais ensaios.

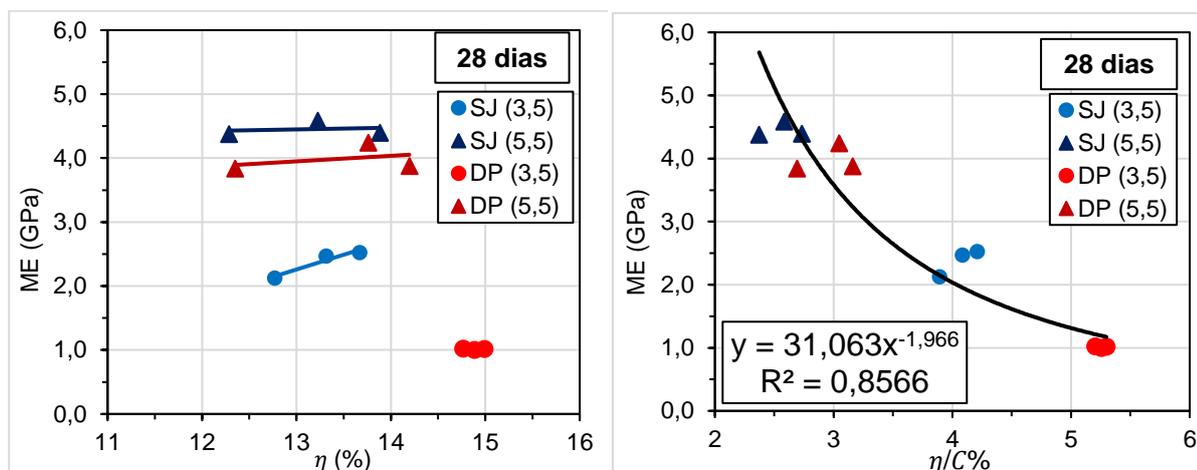
Figura 4.22 - ME médio das BGTC em função do teor de cimento.



Na pesquisa desenvolvida por Ricci & Balbo (2009) visando o estudo do módulo de elasticidade ultrassônico (dinâmico) em CCR utilizando amostras prismáticas, os autores concluem que o ME apresenta estrita relação com a porosidade e com a massa específica do CCR, de tal forma que uma redução da massa específica na ordem de 12% (24,25 kN/m³ para 21,36 kN/m³) gerou redução do ME em 55% (31 GPa para 17 GPa). Ademais, a mistura detentora de maior densidade e ME, apresentou porosidade de 11,2%, enquanto que a outra mistura exibiu porosidade na ordem de 18,4%.

Seguindo a relação apresentada e aplicando tais relações para o ensaio monotônico, ao se comparar as misturas SJ(5,5) e DP(5,5) identifica-se uma redução de massa específica de 11,86% para uma redução de ME de 10,34%. Enquanto que ao se analisar as misturas SJ(3,5) e DP(3,5) constata-se uma redução de massa específica de 12,6% para uma redução de ME de 42,61%.

Todavia as misturas BGTC não exibem tamanha variação no parâmetro de porosidade (vide Figura 4.23) em especial as misturas com teor de 5,5% que exibem porosidades muito similares. No tocante das misturas com teor de 3,5% apresentam oscilação de porosidade entre as misturas, na ordem de 2%.

Figura 4.23 - Variação do ME em relação à porosidade e $\eta/C\%$.

4.3.2.1. Análise de Variância dos Resultados de ME

Na Tabela 4.34 e Tabela 4.35 são apresentados os resultados da ANOVA em relação ao ensaio de ME, para o nível de significância de 5% (confiabilidade= 95%). Vale ressaltar que não houve possibilidade de realização de ANOVA para o grupo Idade de Cura, uma vez que o ME foi realizado apenas aos 28 dias de cura.

Tabela 4.34 - Análise de Significância para grupo: Teor de Cimento.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{Obs.}	F _{Crí.}	P	Significativo
EG	1	19,131	19,131	57,700	4,964	1,8E-05	Sim
DG	10	3,315	0,331				
Total	11	22,447					

Tabela 4.35 - Análise de Significância para grupo: Tipo de Rocha.

Fonte da Variação	gl	SQ	MQ	F _{Obs.}	F _{Crí.}	P	Significativo
EG	1	2,496	2,496	1,251	4,964	0,298	Não
DG	10	19,951	1,995				
Total	11	22,447					

Identifica-se que o grupo Teor de Cimento exibiu associação significativa ao ensaio de ME, enquanto que o grupo Tipo de Rocha não exibiu associação. Inicialmente essa informação parece duvidosa, pois conforme identificado na Tabela 4.33 é possível verificar que as misturas de rocha Basáltica (SJ(3,5) e SJ(5,5)) exibem melhor desempenho mecânico, para ambos teores de cimento. Todavia, a análise de variância utilizando os dados globais sugere que ao se analisar a

associação significativa do parâmetro Tipo de Rocha em resultados de ensaios de ME que englobam diferentes teores de cimento conclui-se que não há associação significativa no ME mediante alteração de rocha.

A ocorrência dessa insignificância possivelmente pode estar atrelada à maior significância por parte do Teor de Cimento, de forma que a influência da variação do Teor de Cimento na significância do ME seja tão reinante, de tal forma que a variação do ME em virtude da mudança de rocha não seja identificada pela análise.

4.3.3. Conclusões Parciais das Análises de Rigidez

A partir das análises e discussões dos resultados de rigidez, bem como da avaliação da influência das variáveis investigadas mediante análise de variância (teor de cimento, idade de cura e tipo de rocha) sobre as propriedades de deformabilidade das quatro misturas BGTC, as seguintes conclusões parciais são obtidas:

- a) De forma geral, o incremento de 2% no teor de cimento (3,5% para 5,5%) promoveu melhora na rigidez de todos os ensaios realizados. Para o ensaio de MR, considerando a média entre as idades de cura (28, 91 e 120 dias), conclui-se que o incremento do cimento promove aumento de módulo de $\approx 22\%$ para SJ e $\approx 41\%$ para DP. Enquanto que pra o ME (considerando idade de 28 dias) houve aumento de $\approx 88\%$ para SJ e $\approx 295\%$ para DP. Destaca-se novamente a elevada porcentagem de DP justificada pelo baixo desempenho de DP(3,5) no ME.
- b) Na tentativa de justificar o insatisfatório desempenho nos ensaios de rigidez por parte da mistura DP(3,5), soma-se às conclusões citadas previamente nos ensaios de resistência, a hipótese de que a alta porosidade identificada na rocha Riodacito esteja sendo potencializada em detrimento da maior cubicidade identificada nos agregados (SJ – Brita 1= 0,88; Brita 0= 0,59; DP – Brita 1= 0,91; Brita 0= 0,67), de forma a aumentar a absorção por parte da rocha em função da maior área superficial nas partículas da brita.
- c) De forma geral, o incremento na idade de cura (de 28 pra 91 dias) promoveu aumento de rigidez para o MR na ordem de $\approx 37\%$ para SJ e $\approx 44\%$ para DP, considerando a média entre os dois teores de cimento (3,5% e 5,5%). No

tocante das amostras ensaiadas aos 120 dias, as misturas SJ(3,5) e DP(3,5) que exibiram estagnação da RTCD (em relação aos 91 dias), apresentaram leve decréscimo do MR em 5%, evidenciando novamente a heterogeneidade e sensibilidade de tais materiais cimentados. Em adição, as amostras SJ(5,5) e DP(5,5) que exibiram incremento de $\approx 20\%$ na RTCD (em relação aos 91 dias), não exibiram aumento nos valores de MR.

- d) A mistura detentora do melhor desempenho de RCS foi identificada como DP(5,5), entretanto, tal mistura não exibiu o melhor desempenho no ensaio de ME, de forma que SJ(5,5) ostentou os melhores valores.
- e) A Tabela 4.36 exibe o resumo da Análise de Variância dos dados apresentando o nível de relevância das associações significativas dos grupos em função de cada ensaio. Para o ensaio MR identifica-se o Teor de Cimento como o grupo de maior relevância seguido pela Idade de Cura, fato passível de identificação ao se analisar os dados de MR, de forma que o incremento de cimento promoveu aumento de $\approx 22\%$ SJ e $\approx 41\%$ DP (considerando as 3 idades de cura), enquanto que o incremento da idade de cura de 28 para 91 dias promoveu aumento $\approx 37\%$ SJ e $\approx 44\%$ DP, de forma que para 120 dias não houve incremento no MR, indicando que variações no teor de cimento exibe mais associação a resultado do MR do que variações na idade de cura.

Tabela 4.36 - Nível de relevância das associações significativas dos grupos em função dos ensaios.

	Teor de Cimento (%)	Idade de Cura (dias)	Tipo de Rocha
MR (MPa)	1	2	3
ME (GPa)	1	*	-

- = Não foi identificado significância; * = Não foram realizados ensaios variando idade de cura.

4.4. ENSAIO DE FADIGA

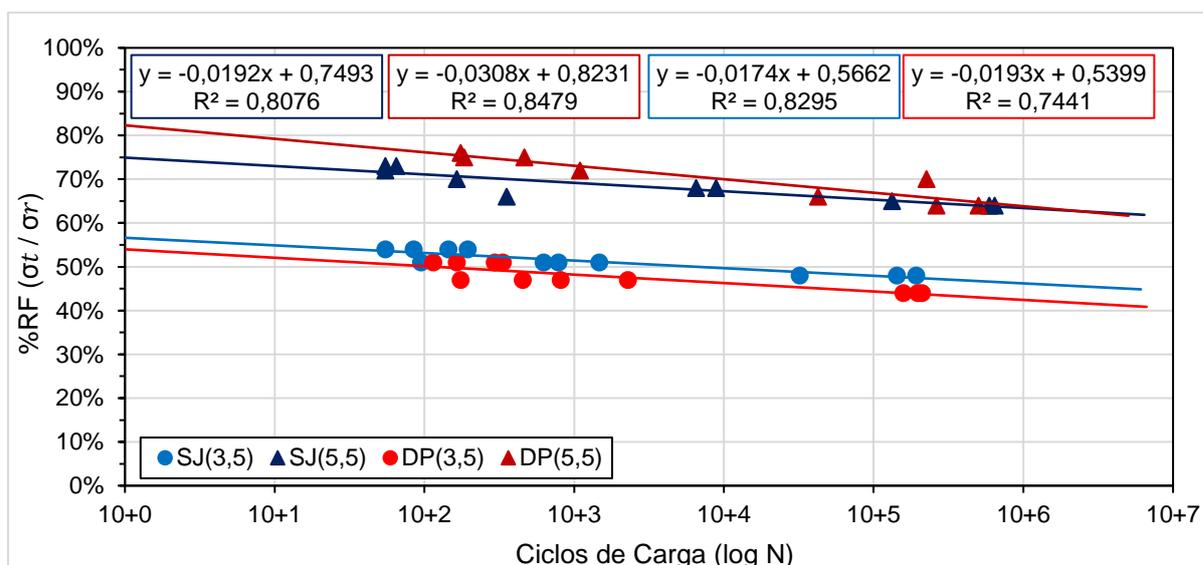
O mecanismo de ruptura por fadiga caracteriza-se pela redução dos parâmetros de rigidez de um material cimentado, sendo originado através do acúmulo de dano em locais de menor homogeneidade, mediante formação de fraturas progressivas na estrutura interna do material, de forma que o processo de degradação por fadiga tem na resistência à tração na flexão sua principal forma de ocorrência.

A normativa DNIT-ME 434/2021 indica que a vida de fadiga deve ser expressa em relação as tensões aplicadas comparadas à resistência a tração estática (%RF), ou com base na deformação resiliente inicial (ϵ_i), todavia, para materiais estabilizados quimicamente é mais usual expressar a vida de fadiga em termos de tensões.

No ensaio de fadiga foi determinado o número N que, para o presente trabalho, representa a quantidade de ciclos necessários para ocorrer a redução de 60% do $MR_{INICIAL}$, indicando a vida de fadiga e/ou o início do trincamento. Os níveis de tensões utilizados nos ensaios para as amostras de 3,5% de teor de cimento foi 44% até 54%, enquanto que para as misturas de 5,5% de teor de cimento foi 64% até 76%.

Os valores de fadiga foram representados em curvas de formato semilogarítmico, que correlacionam o número de ciclos para redução do 60% do $MR_{INICIAL}$ e o percentual de relação entre tensões, vide Figura 4.24, e em relação à Tensão de Tração, vide Figura 4.25. Os dados referentes às deformações resilientes iniciais não exibiram satisfatório ajuste estatístico e, dessa forma, não serão apresentados no texto.

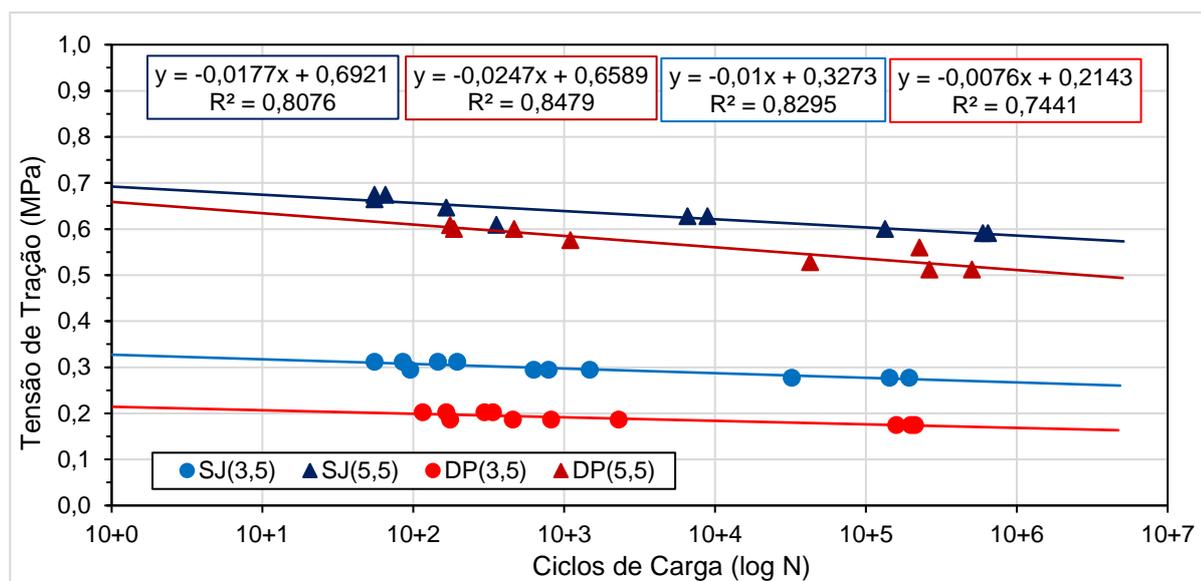
Figura 4.24 - Vida de Fadiga em função da Relação entre Tensões.



Utilizando como referência os critérios de vida de fadiga adotado pela Austroads (2008), que indica que 1.000.000 de ciclos é o valor alvo que uma mistura BGTC deva atingir como valor efetivo de fadiga, foi identificado que para as misturas

SJ(3,5) e DP(3,5) este patamar é alcançado para um %RF 46% e 42%, respectivamente, enquanto que para SJ(5,5) e DP(5,5) é 64% para ambas. Ou seja, se a BGTC estiver submetida a um %RF menor que este, alcançara a vida de fadiga efetiva esperada.

Figura 4.25 - Vida de Fadiga em função da Tensão de Tração.



No tocante à análise do desempenho à fadiga das misturas em função da Tensão de Tração, é possível identificar através da Figura 4.25 que o patamar de 1.000.000 de ciclos é atingido para tensão de aproximadamente 0,169 MPa para DP(3,5) (41% da RTCD); 0,267 MPa para SJ(3,5) (48% da RTCD); 0,510 MPa para DP(5,5) (64% da RTCD) e 0,586 MPa para SJ(5,5) (62% da RTCD). Assim, conforme modelos obtidos de forma laboratorial, se as misturas estiverem submetidas a valores de tensões inferiores aos citados, as camadas cimentadas irão suportar o número de 1.000.000 de ciclos, tidos como referência para a vida de fadiga efetiva.

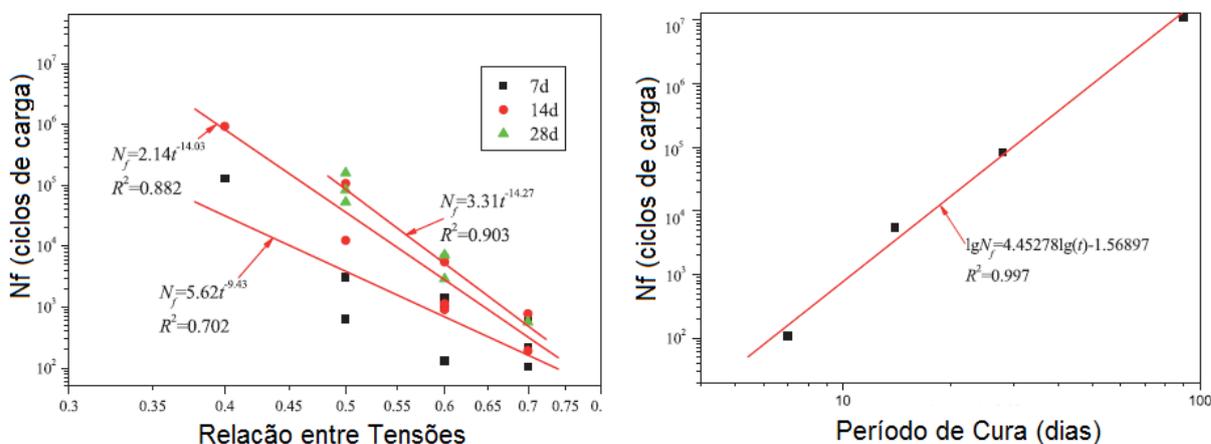
O comportamento de degradação acelerada exibido pelas misturas, em especial às misturas com menores teores de cimento, em adição à baixa capacidade de suporte de forma a suportar tensões máximas durante o ensaio de fadiga na ordem de 55% está relacionado a pequena quantidade de pasta de cimento, incapaz de causar o envolvimento completo de grande parte do agregado, de forma que somado à estrutura de nucleação de vazios, exibem acelerada propagação de fissuras.

Todavia, acredita-se que o fator reinante no desempenho aquém de tais materiais localiza-se na idade de cura de 28 dias em detrimento da utilização de cimento CP IV. Conforme identificado no item 4.2.3, o processo de hidratação do cimento ainda se mostrou ativo aos 120 dias, com ganhos pronunciados de resistência, de tal forma que SJ(5,5) exibiu ganho de resistência de 84% entre 28 dias e 120 dias (0,95 MPa para 1,75 MPa), enquanto que DP(5,5) apresentou o incremento de 94% de resistência (0,80 MPa para 1,55 MPa).

Cabe salientar, que a idade de cura de 28 dias foi adotada em detrimento da capacidade de carga que o equipamento possuía, de maneira que o sistema pneumático de ar comprimido não possuía capacidade de carga disponível para ensaiar amostras sob resistências de 91 dias. Contudo, a normativa DNIT-ME 434/2021 não sugere nenhum tipo de idade de cura para realização do ensaio, todavia, o *software* MeDiNa trabalha com a idade de cura de 28 dias para materiais estabilizados com cimento.

Conforme estudos de fadiga flexural em misturas cimentadas publicadas por Sountharajah *et al.* (2018) e Lv *et al.* (2019), a partir dos resultados dos ensaios de resistência em materiais cimentados sob diferentes períodos de cura, pode-se observar que a resistência tendeu à estabilização após 90 dias (para utilização de cimento GP - alto ganho de resistência inicial), de forma que o aumento do período de cura promoveu melhora substancial no desempenho à fadiga sob o mesmo nível de tensão aplicada, de modo a simular a mesma carga de tráfego para diferentes períodos de cura, conforme identificado através da Figura 4.26.

Figura 4.26 - Vida de fadiga em função dos dias de cura.

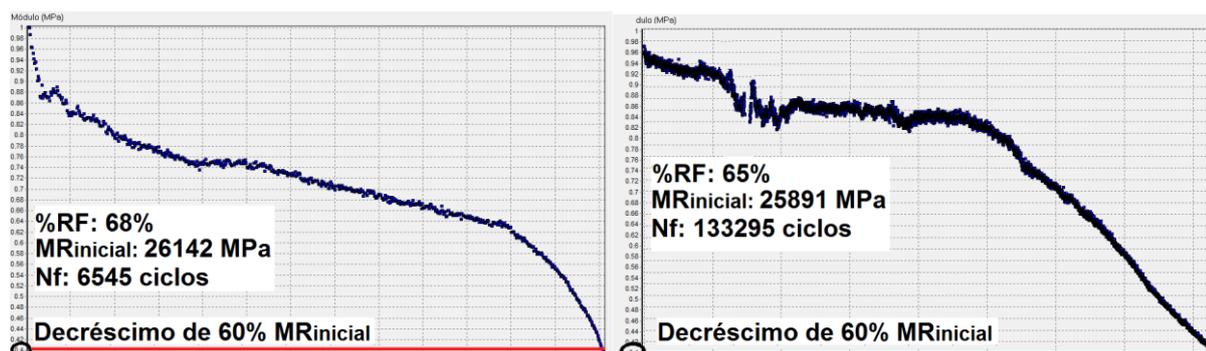


Fonte: Adaptado de Lv *et al.* (2019).

Pela abordagem tradicional do fenômeno de fadiga, avalia-se a degradação mediante redução do $MR_{INICIAL}$. A Figura 4.27 ilustra o comportamento do decréscimo do $MR_{INICIAL}$ identificado para misturas BGTC da presente pesquisa, similares às ilustrações apresentadas por Sounthararajah *et al.* (2018) e Midgley & Yeo (2008a) na Revisão Bibliográfica (item 2.3.2 - Figura 2.8 e Figura 2.9). Tais ilustrações são dados de saída presentes na interface do software *SEEPAV 8200*.

Conforme identificado por Theyse *et al.* (1996), é possível identificação de três fases diferentes para o trincamento por fadiga: a fase pré-fissurada (exibe redução do módulo em grande velocidade), fase de vida efetiva de fadiga (diminuição do módulo em uma taxa relativamente mais lenta) e a fase de equivalente granular (módulo exibe drástica redução de forma que a amostra tende a falhar após algumas centenas de ciclos adicionais).

Figura 4.27 - Comportamento do decréscimo do $MR_{INICIAL}$ em função do número de ciclos identificado nas misturas cimentadas para a redução de 60% do $MR_{INICIAL}$.



Através das análises dos ensaios laboratoriais de redução de 50% do $MR_{INICIAL}$, a literatura indica (Midgley & Yeo (2008), Lopes (2016), Mandal *et al.* (2017), Sounthararajah *et al.* (2018)) que o número de ciclos de carga até obtenção de tal decréscimo do MR seja de fato uma definição adequada para a vida em fadiga laboratorial, de tal forma, que logo após atingir metade do módulo, as amostras tipicamente entram em ruptura. Em adição, identifica-se na Figura 4.28, a ocorrência do início de fissuração na amostra da mistura SJ(5,5) após a ocorrência do ensaio de fadiga com o critério de parada de decréscimo de 60% do $MR_{INICIAL}$.

Figura 4.28 - Amostra da mistura SJ(5,5) com identificação de fissura após redução de 60% MRi.

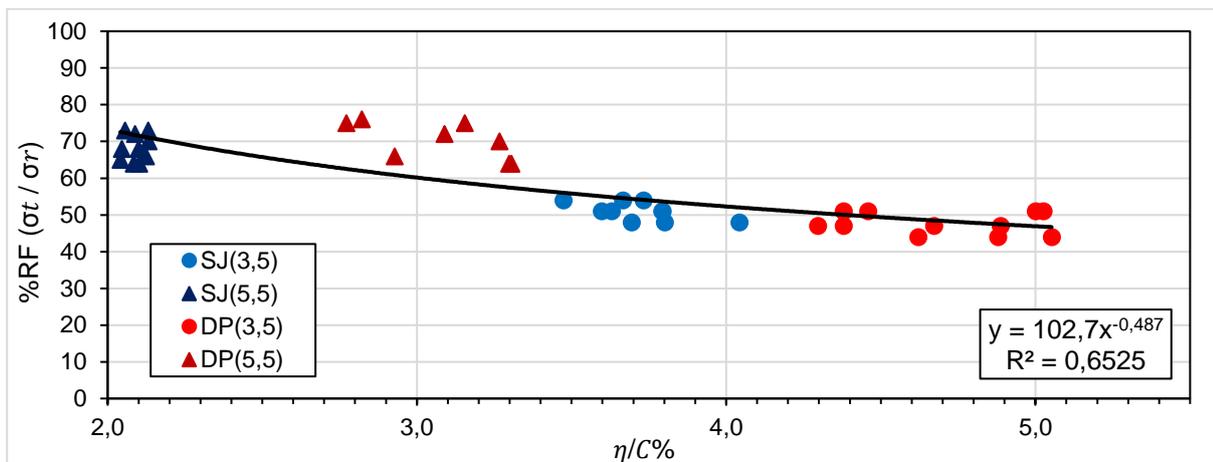


Ademais, Austroads (2012) indica que a mistura tende a entrar em equivalente granular com redução de aproximadamente 80% $MR_{INICIAL}$, de forma que a primeiras rupturas das amostras ensaiadas tendem a ocorrer perto da redução de 50% $MR_{INICIAL}$.

Ricci & Balbo (2009) dissertam sobre o comportamento à fratura do CCR, de forma que o processo de fratura e propagação de fissuras é muito dependente dos vazios preexistentes, de maneira que quanto maior presença de fissuras e vazios, maior a probabilidade de fratura precoce. Mediante reflexão dos autores optou-se por analisar a relação do índice $\eta/C\%$ das amostras ensaiadas à fadiga em função de seus respectivos desempenhos.

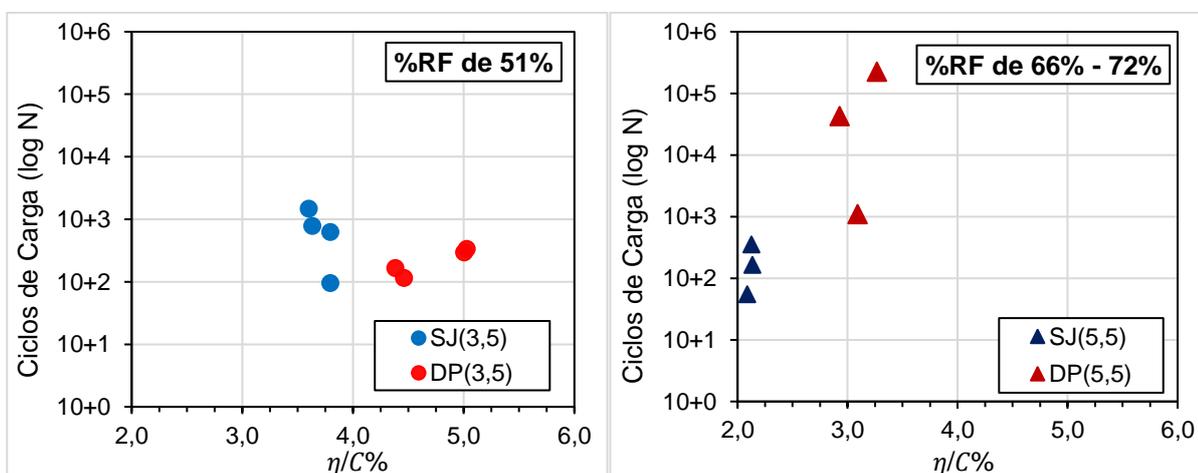
A Figura 4.29 exhibe a comparação entre o índice $\eta/C\%$ e a relação entre tensões (tensão de tração/tensão de ruptura por compressão diametral) das diferentes misturas. A priori identifica-se coerente relação e ajuste estatístico intermediário, de forma que amostras com menor $\eta/C\%$ de fato exibiram melhores desempenhos mecânicos, conforme identificado nos diversos ensaios.

Figura 4.29 - Utilização do índice $\eta/C\%$ em função da %RF.



Todavia, visando uma análise focada na vida de fadiga, identifica-se tensões compatíveis entre as misturas de forma a realizar uma análise mais profunda. Toma-se como parâmetro de análise a tensão 51%, compatível para as misturas DP(3,5) e SJ(3,5) e tensão na ordem de 66% a 71% compatível para misturas SJ(5,5) e DP(5,5), tais relações são apresentadas na Figura 4.30.

Figura 4.30 - Utilização do índice $\eta/C\%$ para análise da vida de fadiga.



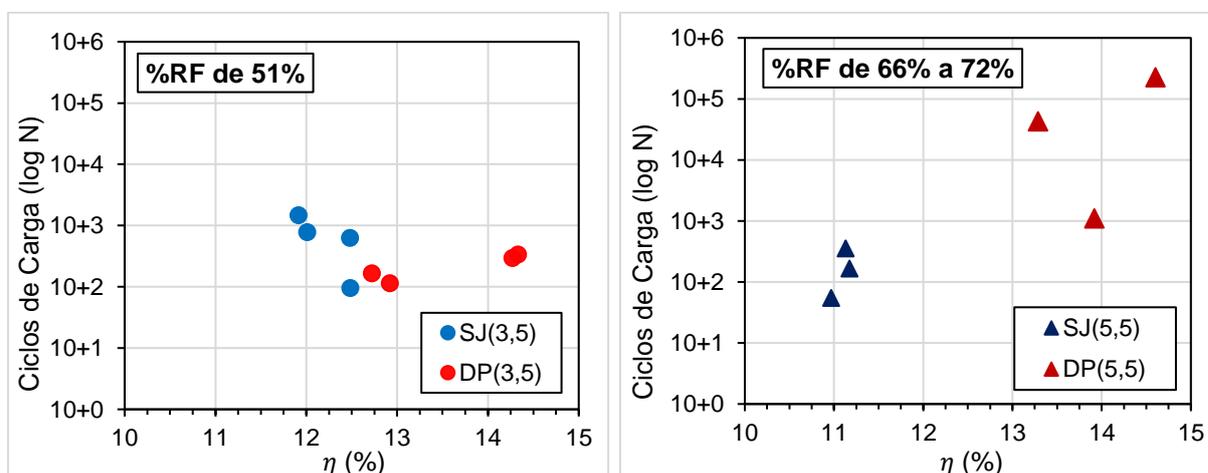
Ao contrário do que foi identificado na relação %RF versus $\eta/C\%$, na figura supracitada é possível identificar que amostras da DP(5,5) exibiram desempenho substancialmente superiores no número de ciclos de carga (Nf) em comparação às amostras SJ(5,5), mesmo possuindo valores de $\eta/C\%$ superiores. Assim, conclui-se que embora o índice $\eta/C\%$ seja de grande valia na previsão do desempenho de

misturas cimentadas, exibe limitação no que tange ao desempenho à fadiga, de forma a ser melhor empregado em desempenhos atrelados às resistências.

Tal conclusão contradiz Venson (2015) que ao desenvolver estudo de fadiga por compressão diametral em areia artificialmente cimentada evidenciou que existe de fato uma relação potencial entre o $\eta/C\%$ e a vida de fadiga de uma areia artificialmente cimentada, e que esse parâmetro pode ser utilizado na previsão ao longo prazo deste solo quando submetido a carregamentos cíclico. Todavia, a pesquisa de Venson (2015) foi direcionada para amostras com variações do índice $\eta/C\%$ entre 92 a 8, e dessa forma, as amostras com menor índice de fato apresentaram melhor N_f , em detrimento do melhor arranjo volumétrico do corpo de prova.

De forma a complementar a análise, Balbo (2006) disserta que uma das possíveis maneiras de minimizar o fenômeno da fadiga seria a redução da porosidade na estrutura interna do material, através da energia de compactação e da compactação do material no ramo seco. Assim, Figura 4.31 apresenta uma análise da vida de fadiga em função da porosidade das amostras.

Figura 4.31 - Utilização da porosidade para análise da vida de fadiga.



Através da ilustração acima, é passível de identificação que apenas valores inferiores de porosidade não determinam melhor desempenho à fadiga. Em adição, denota-se nas misturas DP(5,5), SJ(5,5) e DP(3,5) que para uma mesma mistura, a diminuição da porosidade entre seus exemplares também não é garantia de melhor desempenho à fadiga, de tal forma que ao analisar os dados de DP(5,5), identificamos o exemplar com porosidade de 13,2% para o número de ciclos de

42.600, enquanto que uma segunda amostra exibiu porosidade de 14,60% e Nf de 225.316 ciclos.

Ou seja, a heterogeneidade dos dados e do comportamento desse tipo de material cimentado mediante performance à fadiga é de tamanha disparidade e complexidade, que possíveis sugestões paliativas não são capazes de promover tamanha melhora no desempenho da mistura, de forma que a mesma continuará inexoravelmente aberta e heterogênea, bastante suscetível à fratura, conforme identificado por Balbo (2006).

4.4.1. Conclusões Parciais das Análises de Fadiga

A configuração do ensaio de fadiga por Tração indireta é amplamente conhecida e utilizada para caracterização do comportamento a fadiga dos materiais asfálticos, no entanto, tal ensaio não exhibe tamanha utilização para avaliação do desempenho de materiais estabilizados com cimento, e segundo Gnanendran & Piratheepan (2010), tal fato se justifica pela dificuldade em obtenção de resultados coerentes.

O ensaio de fadiga flexural ainda é o mais utilizado em função da melhor associação às condições de campo, no entanto, devido às dificuldades na preparação e manipulação de amostras prismáticas de materiais estabilizados, bem como, no manejo e por vezes facilidade de extração de amostras cilíndricas, o método de tração indireta é sugerido como uma alternativa possível para obtenção das características de rigidez de forma econômica e confiável. Entretanto, é passível de crítica a dificuldade de obtenção de relações estatística satisfatórias nos dados referentes às deformações resilientes iniciais, em especial nas misturas com menores teores de cimento.

No tocando da adoção do critério de parada de decréscimo de 60% do $MR_{INICIAL}$, entende-se que possa ser uma alternativa para diminuição de horas de ensaio, sendo uma perspectiva conservadora de adoção do número de ciclos, no entanto, percebe-se que a perda de rigidez das misturas cimentadas a partir do decréscimo de 60% $MR_{INICIAL}$ ocorre de forma pronunciada.

Em relação ao desempenho obtido pelas diferentes misturas cimentadas, entende-se que a adoção de idade de cura mais avançada seria uma melhor alternativa, de modo que o comportamento à fadiga ficou aquém do esperado.

Conforme estudos de fadiga em misturas cimentadas publicadas por Sounthararajah *et al.* (2018) e Lv *et al.* (2019), pode-se observar que o aumento do período de cura promoveu melhora substancial no desempenho à fadiga, e acredita-se que o mesmo fato ocorreria para as misturas ensaiadas na presente pesquisa.

Com relação à performance das misturas cimentadas, percebe-se que DP(5,5) exibiu o melhor desempenho frente ao trincamento por fadiga dentre todas as misturas, contrariando os padrões identificados nos ensaios de resistência (com exceção do RCS) e rigidez, seguida pela mistura SJ(5,5), SJ(3,5) e DP(3,5).

4.5. CORRELAÇÕES ENTRE ENSAIOS LABORATORIAIS

Este item possui como finalidade a apresentação de correlações existentes entre os diferentes ensaios laboratoriais mediante utilização de dados disponíveis na literatura, como forma de avaliação de desempenho das misturas cimentadas propostas na presente pesquisa com demais misturas cimentadas, em especial BGTC, sob diferentes teores de cimento e idades de cura.

As análises foram proferidas baseando-se em três grandes ensaios laboratorial que são: Resistência à Compressão Simples, Resistência à Tração por Compressão Diametral e Fadiga por Compressão Diametral. A adoção de tais ensaios teve como prerrogativa a importância dos mesmos ao cenário de misturas cimentadas e ao estudo dessas como material para composição de pavimentos rodoviários, bem como sua relevância ao escopo da pesquisa.

4.5.1. Resistência à Compressão Simples

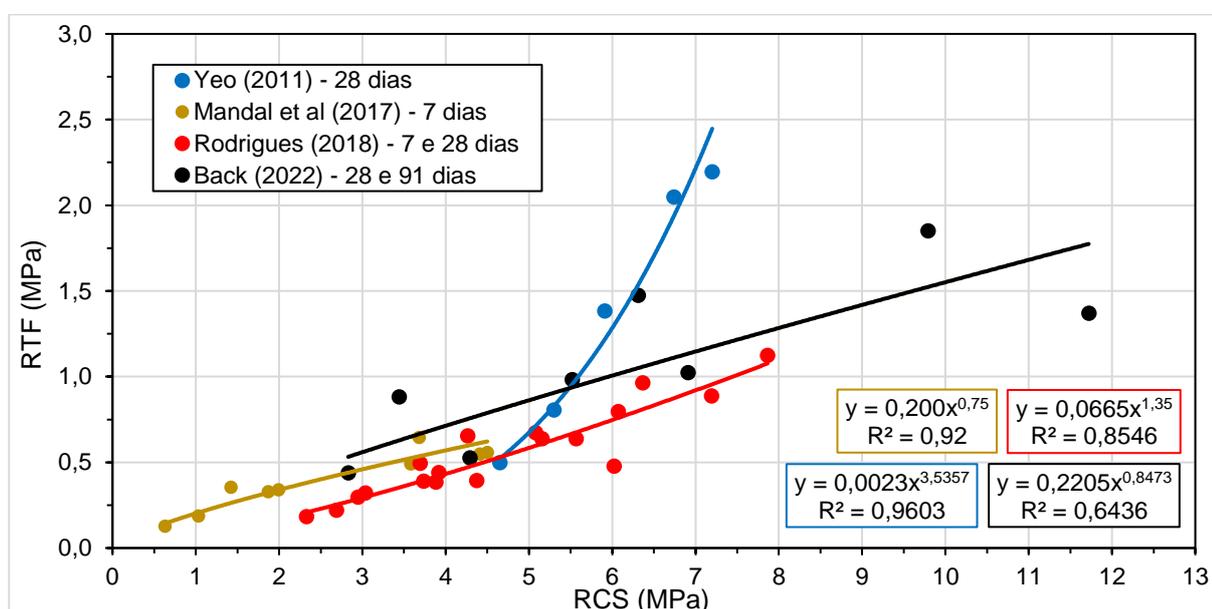
O critério de classificação mundial para se avaliar a resistência de misturas cimentadas sob uma abordagem simplificada para a definição do grau de ligação é através da RCS. A RCS é utilizada em função da sua familiaridade com a indústria da construção, baixo custo, praticidade e alta disponibilidade de tal forma que segundo relatório da AASHTO (2014) a maioria das agências rodoviárias estaduais utilizam o ensaio de RCS para confecção de projetos de misturas cimentadas, bem como para garantia e controle de qualidade.

Apesar de potencialmente quantificar o grau de ligação cimentada de BGTC, esse ensaio não serve ao propósito de avaliar o mecanismo de ruptura de tais

misturas, que é baseado no trincamento por fadiga. Todavia o referido ensaio ainda é o parâmetro mais referenciado como critério de dosagem de materiais cimentados utilizado no meio rodoviário.

As propriedades flexurais são parâmetros críticos para a análise do pavimento no tocante da obtenção do comportamento tensão *versus* deformação e, portanto, previsão de desempenho do pavimento. A Figura 4.32 exibe a relação entre a RTF e RCS de diferentes materiais cimentados englobando diferentes idades de cura.

Figura 4.32 - Relação entre RTF versus RCS.



A inclinação da curva de Yeo (2011) exibe grande destaque mediante primeira leitura da imagem, de forma que o autor exibiu elevados valores de RTF para um ganho não tão expressivo de RCS. A referida pesquisa utilizou rochas características da Austrália e cimento identificado como *GP*, suas amostras cilíndricas e prismáticas foram moldadas em umidade ótima e mantidas em câmara úmida por 28 dias. Os pontos indicados no gráfico são valores médios obtidos de 3 corpos de prova de forma que o autor utilizou os teores de cimento de 2%, 4% e 6% e interpolou os dados para teores de 1%, 3% e 5%.

Sua respectiva tendência exibe satisfatório ajuste estatístico, muito embora discrepante das demais, de forma que as misturas com maiores teores de cimento exibiram uma relação de RTF de 30% da RCS enquanto que as misturas de menores teores de cimento apresentaram a relação de 12% da RCS.

Ademais, Yeo (2011) apresenta uma análise crítica ao extrapolar sua curva de dados do gráfico “RCS versus %Cimento” para a coordenada (0,0) de forma a tornar sua mistura com 0% de cimento, onde o material exibiu magnitude de 4 MPa de RCS, passando a questionar a confiabilidade do ensaio de RCS uma vez que exibe nível de ambiguidade com magnitudes grosseiramente superiores aos valores esperados e não fornece nenhuma evidência mecânica para o projeto estrutural do pavimento, acentuando sua falta de confiabilidade como mecanismo de classificação.

A pesquisa de Mandal *et al.* (2017) englobou o estudo de 9 misturas levemente estabilizadas compostas por 4 tipos distintos de materiais (areia, cascalho, argila e silte) e 4 aglutinantes (cimento, cal e 2 tipos de cinza volante), de forma a serem ensaiadas aos 7 dias de cura. A relação encontrada entre ambos ensaios pode ser verificada na imagem supracitada, de forma que para as nove misturas, a RTF foi aproximadamente 17% da RCS.

Os dados de Rodrigues (2018) são referentes a misturas BGTC detentoras de 4%, 5% e 6% de teor de cimento, compostas por uma rocha Riodacito, cimento CP V- ARI e rompidas com 7 e 28 dias de cura. O autor utilizou três níveis distintos de energia de compactação para cada teor de cimento, totalizando 9 misturas, de forma que cada ponto inserido no gráfico corresponde à média de 3 amostras.

No que tange à relação encontrada em seus dados, têm-se que as misturas com teor de cimento de 4%, 5% e 6% exibiram a relação de 9% da RCS, 12% da RCS e 14% da RCS, respectivamente.

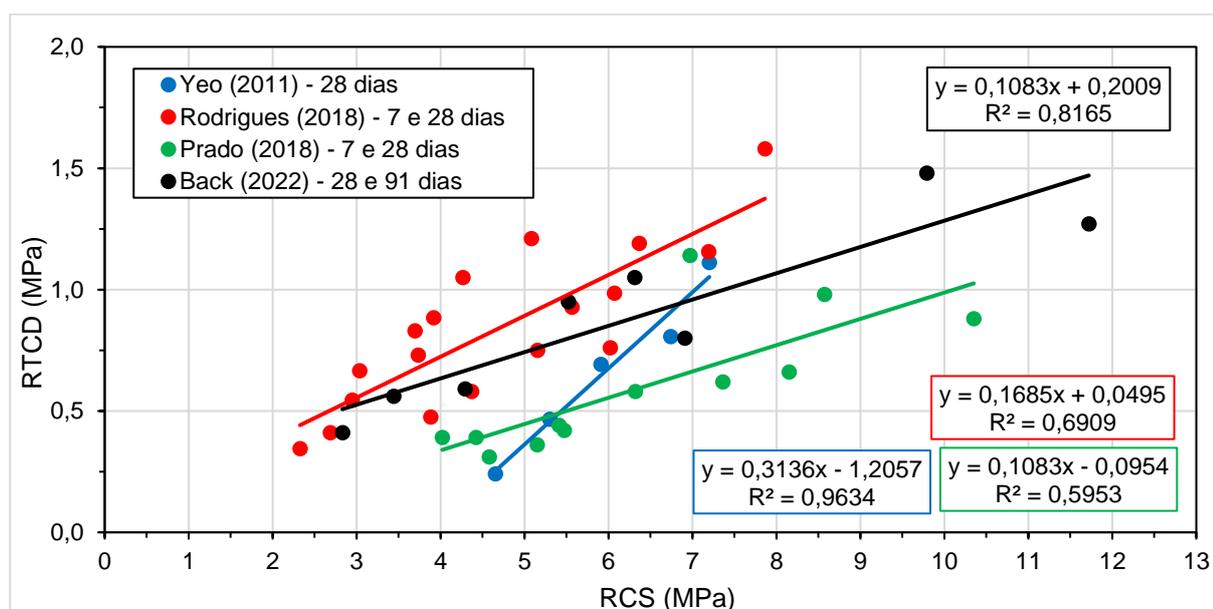
Os dados da presente pesquisa são identificados no gráfico através da coloração preta, de forma que cada ponto experimental representa a média obtida de 8 amostras, sendo que cada mistura exibe duas idades de cura. A relação encontrada entre os ensaios é definida em 24% da RCS, 18% da RCS, 13% da RCS e 12% da RCS, respectivamente para as misturas SJ(3,5) SJ(5,5) DP(3,5) e DP(5,5).

Para fins de comparação, conforme TRH (1985) a RTF de materiais cimentados é cerca de 30% da RCS para materiais de baixa estabilidade e cerca de 20% da RCS para materiais com maiores teores de cimento. Ademais, de acordo com o Manual de Caracterização de Misturas Cimentadas para Diferentes Camadas de Pavimentos - AASHTO (2014b) a RTF pode ser estimada como 14% da RCS.

A Figura 4.33 exibe as relações encontradas entre a RCS e RTCD. Identifica-se novamente a elevada inclinação da curva por parte de Yeo (2011) em detrimento

dos elevados valores de RTCD, de forma a apresentar relação da RTCD na ordem de 6% da RCS para misturas com baixo teor de cimento (i.e., 1% e 2%) e 13% da RCS para misturas de 4% - 5% de cimento. Em conformidade aos valores apresentados, AASHTO (2014b) indica a utilização da relação de 10% da RCS.

Figura 4.33 - Relação entre RTCD versus RCS.



Dentre as RTCD apresentadas acima, as misturas de Rodrigues (2018) exibiram os maiores valores juntamente das misturas do presente trabalho. Vale ressaltar que em detrimento do cimento CP-V utilizado por Rodrigues (2018) e também identificado em seu trabalho, suas respectivas misturas passam a exibir estabilização da resistência aos 28 dias, fato não identificado para as misturas com teor de cimento de 5,5% da presente pesquisa, que exibiram incremento de RTCD aos 120 dias.

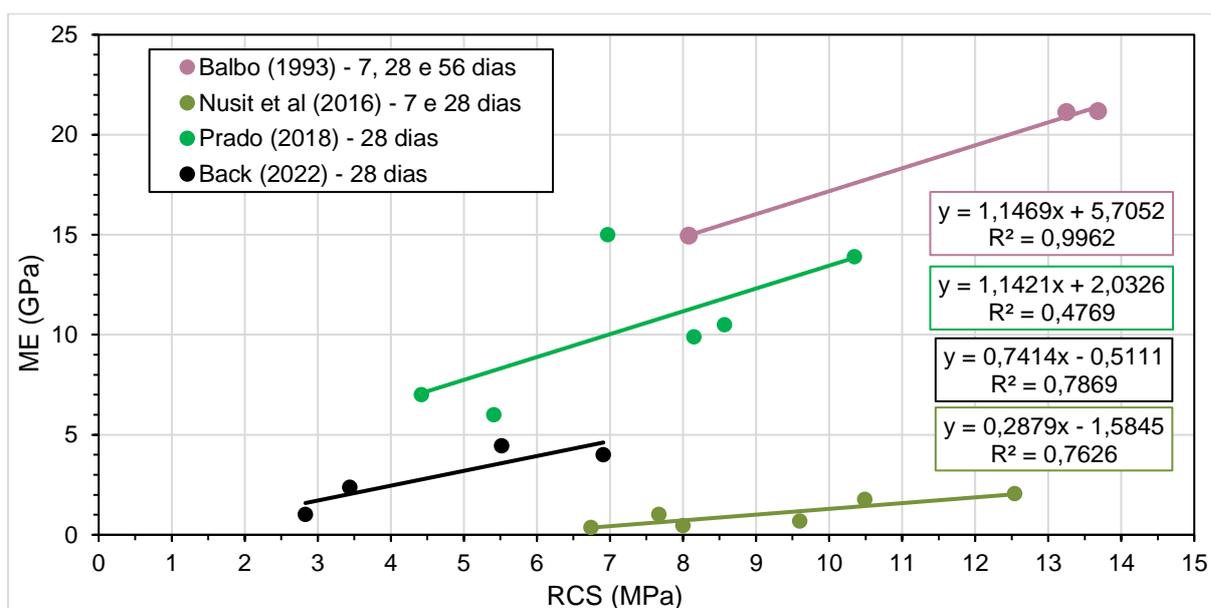
Para as misturas de Rodrigues (2018), identifica-se a relação entre os ensaios de 14% da RCS, 19% da RCS e 21% da RCS para os teores de cimento de 4%, 5% e 6%, de forma que para os dados da presente pesquisa identifica-se os valores de relação da RTCD em função da RCS na ordem de 16% para SJ(3,5) e SJ(5,5) e 12,5% para DP(3,5) e DP(5,5). Cabe ressaltar que os pontos experimentais de Rodrigues (2018) são compostos da média de 3 amostras enquanto que os da presente pesquisa são compostos por 8 amostras.

Os dados referentes a Prado (2018) compõem uma pesquisa que objetiva o estudo de um critério de dosagem para melhoria de desempenho de BGTC, de

forma que a autora utilizou duas curvas granulométricas distintas, uma vez que cada curva foi ensaiada com teores de cimento de 3%, 4% e 5% para idades de cura de 7 e 28 dias, o agregado mineral utilizado foi classificado como Gnaiss e cimento CP II-Z-32 RS. Das relações encontrada pela autora, os dados apresentam uma coerente relação de 9% da RCS, para todas as misturas, granulometrias e idades de cura, de forma que cada ponto experimental corresponde à média de 2 amostras.

A Figura 4.34 exibe a relação entre o domínio da ruptura, representado pela RCS e o domínio da deformação, representado pelo módulo estático de elasticidade tangente à compressão. Os dados da presente pesquisa exibem o pior desempenho em termos de RCS, todavia, cabe salientar que foi utilizada apenas a idade de cura aos 28 dias, e conforme dissertado no item 4.2.1, identifica-se incremento de resistência para amostras aos 91 dias.

Figura 4.34 - Relação entre ME versus RCS.



Os dados provenientes de Balbo (1993) são referentes a mistura BGTC moldada sob teor de 4% de cimento, cimento CP II E32, massa específica aparente seca de aproximadamente 2,20 g/cm³, umidade de 4,5% (ramo seco da curva de compactação), agregado granítico e curva granulométrica Faixa "B" da ABNT NBR 11803/2013, ensaiadas sob idade de cura de 7, 28 e 56 dias.

Ademais, os dados indicam que aos 7 dias de cura, a BGTC exibiu 70% do ME final e 60% da RCS final de forma que aos 28 dias a mistura já exibia ganho

máximo de desempenho. Ainda, considerando as misturas exibidas na Figura 4.34, àquela elaborada por Balbo (1993) exibe a melhor performance.

A pesquisa de Nusit *et al.* (2016) objetivou caracterizar uma mistura estabilizada com cimento no que tange ao desempenho da resistência e evolução de dano sob condições de carregamento estático e dinâmico. O agregado utilizado foi classificado como Granítico, teor de cimento adotados de 4%, 5% e 6% compactados na umidade ótima e ensaiados aos 7 e 28 dias. Cada ponto experimental exposto na imagem supracitada corresponde à média de 3 amostras para RCS e para ME.

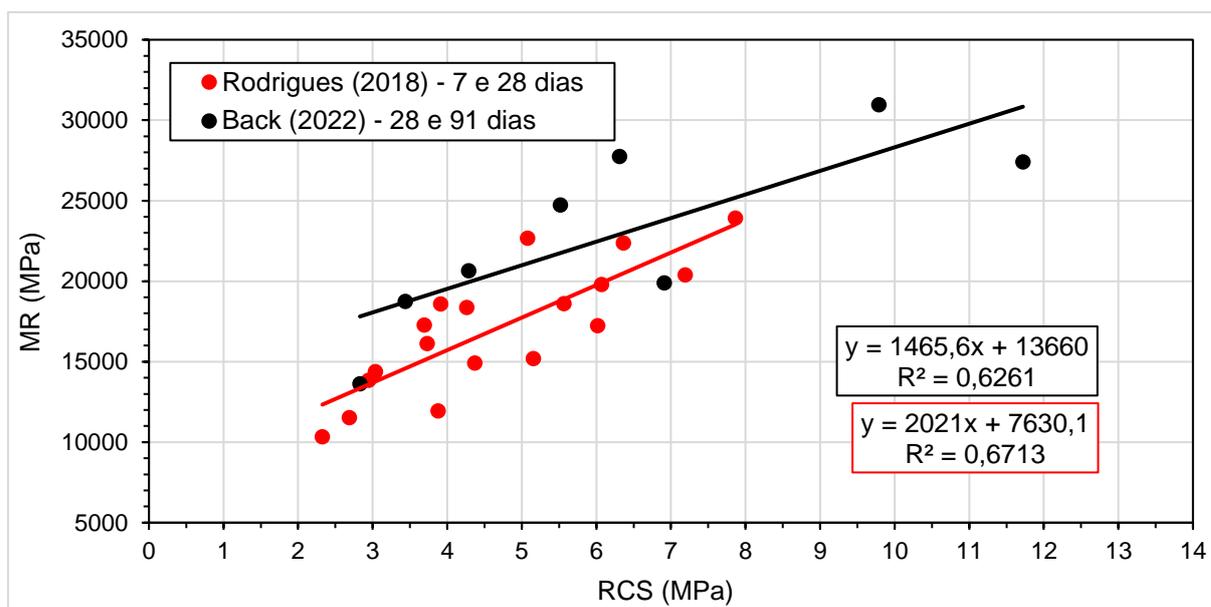
Correlações entre resistências das misturas cimentadas de Nusit *et al.* (2016) em termos de RCS a partir do ME estático indicam que o ME de 28 dias é aproximadamente 1,5 vezes maior do que o ME aos de 7 dias. Denota-se excelente performance da mistura no domínio da ruptura, de forma a exibir elevada RCS, em contrapartida, pobre desempenho no domínio da rigidez, exibindo baixos valores de ME.

A utilização de parâmetros de dimensionamento derivados dos ensaios laboratoriais de carregamento estático denota certa preocupação em função das diferenças no comportamento intrínseco de misturas cimentadas sob carregamentos estáticos e dinâmicos, conforme identificado por Nusit *et al.* (2016).

Sob condições reais de análise dos pavimentos, a utilização de parâmetros provenientes do domínio da rigidez mediante condições de carregamento dinâmico, tendem a exibir maior reprodutividade no tocante da simulação do tráfego de veículos. Um dos ensaios de carregamento cíclico mais difundidos se define pelo Módulo de Resiliência, assim, a Figura 4.35 apresenta a relação entre RCS e MR.

Os dados de Rodrigues (2018) compõem o total de 18 pontos de análise, de forma que cada ponto experimental corresponde à média de 3 amostras para obtenção da RCS e 3 amostras para obtenção do MR, ensaiadas para 7 e 28 dias. Ao se analisar os dados do autor para a mistura de maior densidade ($2,2 \text{ g/cm}^3$), moldada com teores de 4%, 5% e 6%, a taxa de ganho de desempenho de 7 para 28 dias, a taxa de crescimento da RCS se configura em 38%, 30% e 24% para um aumento de MR em 16%, 10% e 6%.

Figura 4.35 - Relação entre RCS versus MR.



De forma análoga, cada ponto experimental de dados de Back (2022) corresponde à média de 8 amostras para cada ensaio, sob idade de cura de 28 e 91 dias. Analisando ambos os ensaios em termos de taxa de crescimento dos parâmetros (de 28 para 91 dias), o aumento da RCS em 83%, 77%, 52% e 70% promove uma taxa de crescimento do MR em 48%, 25%, 51% e 37% respectivamente para as misturas SJ(3,5), SJ(5,5), DP(3,5) e DP(5,5).

Conforme relatado no item 2.2 da Revisão Bibliográfica e em conformidade com os dados apresentados, o efeito de parâmetros tais como teor de tipo de cimento, curva granulométrica, idade de cura e origem do agregado mineral influenciam diretamente no desempenho dos diferentes tipos de misturas cimentadas frente aos ensaios, em especial a RCS.

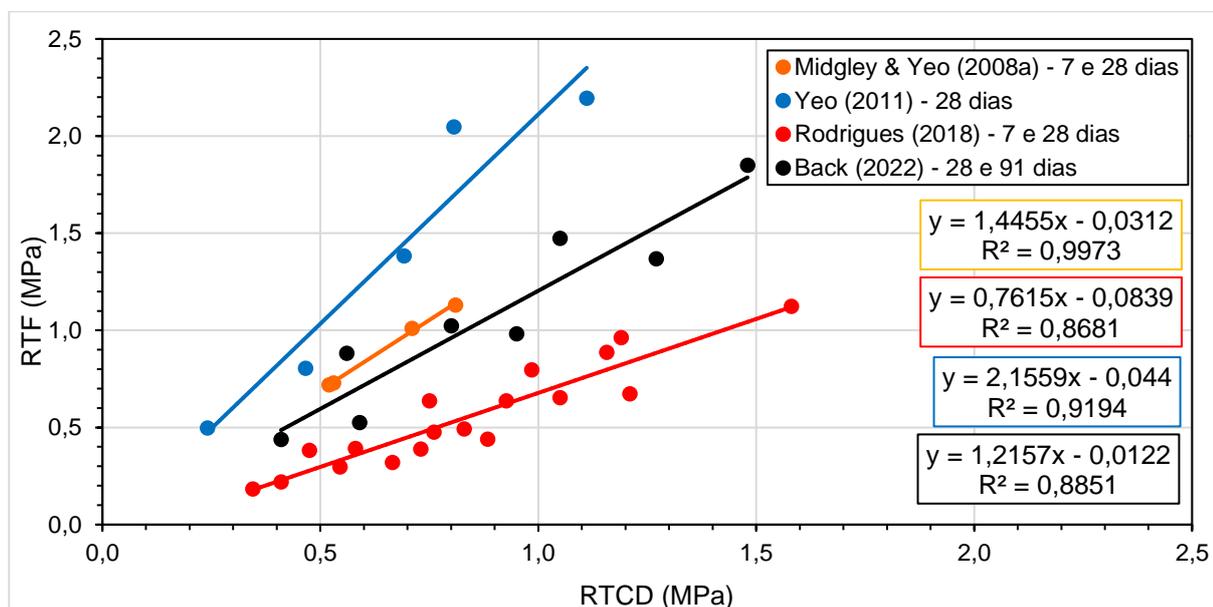
Embora a tendência geral sugira que a rigidez e a resistência aumentam com o aumento do teor de cimento, o incremento do teor de cimento também promove maior adição de água que por sua vez causa maior retração ao conjunto, em adição ao aumento do custo em detrimento do cimento.

Assim, define-se uma linha tênue na adoção de misturas cimentadas entre custo e desempenho laboratorial, não somente ao ensaio de RCS, que embora ostente extrema notoriedades internacional e nacional no tocante de parâmetro de dosagem, exibe extrema limitação para a avaliação do principal modo de ruptura de tais materiais.

4.5.2. Resistência à Tração por Compressão Diametral

A identificação das propriedades flexurais e resilientes de materiais estabilizados com cimento são parâmetros críticos e de extrema valia para a correta análise de tensão/deformação das camadas estabilizadas e, portanto, a previsão de desempenho do pavimento. Assim, a Figura 4.36 apresenta a relação entre RTCD e RTF de materiais encontrados na literatura.

Figura 4.36 - Relação entre RTCD versus RTF.



Midgley & Yeo (2008a) avaliaram as propriedades de duas BGTC, de forma que a primeira era composta por rocha metamórfica (Hornfels), teor de cimento de 3%, cimento *GP*, massa específica aparente seca máxima de 2,325 g/cm³ e umidade ótima de 6,1%. A segunda mistura era composta por rocha sedimentar (siltito), teor de cimento de 4%, cimento *GP*, massa específica aparente seca máxima de 2,07 g/cm³ e umidade ótima de 8,0%, ambas foram ensaiadas aos 7 e 28 dias de cura.

A resistência flexural das amostras prismáticas do siltito foram significativamente maiores em comparação à rocha metamórfica, para todas as idades de cura. Ademais, o autor exibiu resultados de RTF superiores a RTCD, de tal forma que para todas as misturas e idades de cura, o autor identificou que os valores de RTCD possam ser previstos como 70% da RTF.

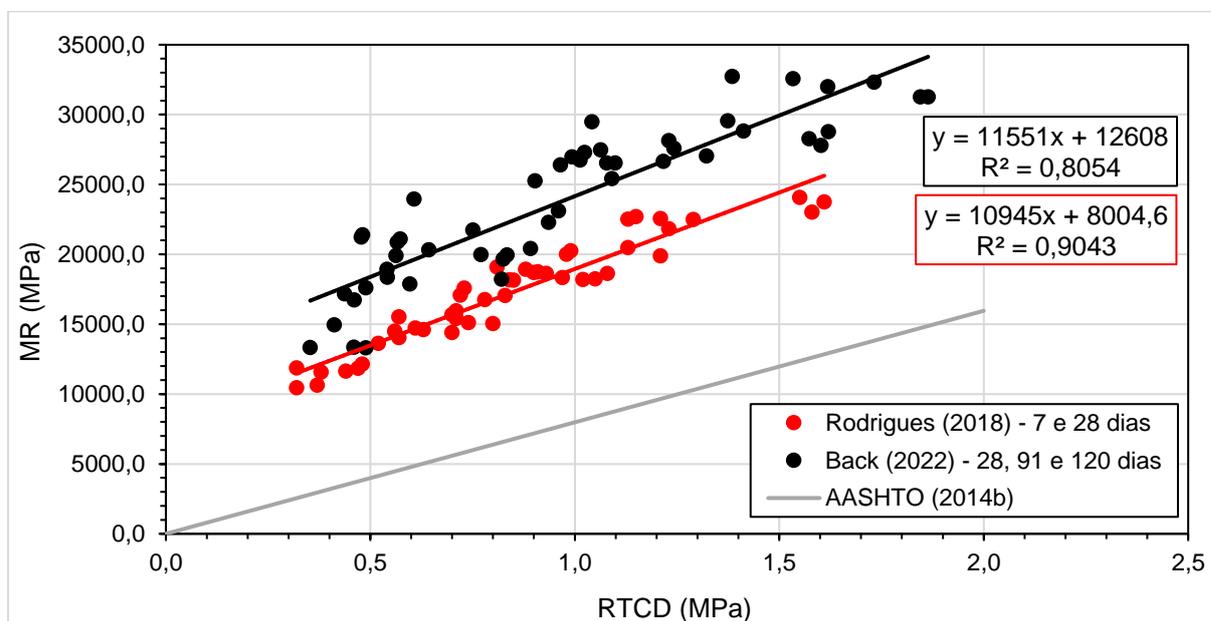
Ao comparar os resultados de Yeo (2011), pode-se verificar que a RTCD é 40%-60% da RTF de forma que não foi possível identificar padrão de entendimento entre os diferentes teores de cimento.

Os dados do presente trabalho também exibiram comportamentos similares, de modo que a relação apresentada seja fragmentada para cada mistura, validando a idade de cura de 28 e 91 dias, de forma que a RTCD seja 64-70% da RTF para mistura SJ(3,5), 80-97% da RTF para mistura SJ(5,5) e 78-93% da RTF para mistura DP(5,5).

As relações apresentadas por Rodrigues (2018) diferem das demais tendências encontradas pelos autores, ao passo que suas misturas exibiram maiores valores de RTCD que RTF na ordem de 30 a 60%.

A seguir, a Figura 4.37 ilustra a relação entre MR e RTCD. A curva tendência de Rodrigues (2018) é composta de 46 pontos experimentais. O conjunto de pontos engloba 2 idades de cura (7 e 28 dias), três teores de cimento (4%, 5% e 6%) e diferentes níveis de energia *proctor*.

Figura 4.37 - Relação entre RTCD versus MR.



Ao se analisar os dados do autor de forma a ser selecionada a mistura de maior densidade (moldada sobre energia *proctor* modificada) aos 28 dias de cura (idade com a qual foi identificada estabilização da resistência), ao se analisar o incremento de resistência das misturas de 4% e 5% de cimento identifica-se um ganho de RTCD de 43% por parte da mistura de 5% enquanto que o incremento do

MR foi de 14%. A mesma tendência foi identificada para a relação entre as misturas com teores de 5% e 6%, que apresentou incremento de 44% de RTCD para um ganho de módulo de 20%.

Os dados da presente pesquisa compõem a tendência através de 67 pontos experimentais. Ao empregar o mesmo raciocínio proposto nos dados de Rodrigues (2018), no entanto, para 120 dias de cura (estabilização do ganho de resistência), ao se analisar SJ(3,5) e SJ(5,5) identifica-se ganho de RTCD por parte da segunda mistura de 60% enquanto que de MR o ganho identificado foi 20%. Da mesma forma que para DP(3,5) e DP(5,5) o ganho de RTCD foi de 230% para ganho de módulo de 44%.

Cabe dissertar que os dados de DP(3,5) exibem indicativos de uma mistura com desempenho insatisfatório dentre os vários ensaios apresentados, de forma que esse ganho de resistência identificado seja passível de descarte. No entanto, mantém-se o raciocínio proposto na análise ao evidenciar que embora ocorra aumento pronunciado de resistência mediante incremento de cimento, tais valores numéricos pronunciados não são identificados no ensaio de módulo de resiliência.

Para fins de curiosidade, o Manual de Caracterização de Materiais Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimento Rodoviários identificado por AASHTO (2014b) sugere a relação que segue na Equação (4.8).

$$MR = 7980,1 * RTCD \quad (4.8)$$

Em que:

MR= Módulo de Resiliência, (psi);

RTCD= Resistência à Tração por Compressão Diametral, (psi).

4.5.3. Fadiga por Compressão Diametral

A Tabela 4.37 apresenta uma compilação de referências nacionais e internacionais cujos dados são alusivos à ensaios de fadiga por Compressão Diametral sob Tensão Controlada de misturas BGTC, de forma a permitir análise dos resultados obtidos no presente trabalho com demais valores encontrados na literatura, de forma que tais parâmetros foram obtidos conforme Equação (4.9).

$$\%RF = K_1 + K_2 * \log Nf \quad (4.9)$$

Em que:

N_f = Número de repetições de carga para ruptura da amostra;

K_1 e K_2 = Parâmetros experimentais;

%RF = Razão entre tensão de tração aplicada (σt) e a resistência à tração à ruptura estática do material (σr).

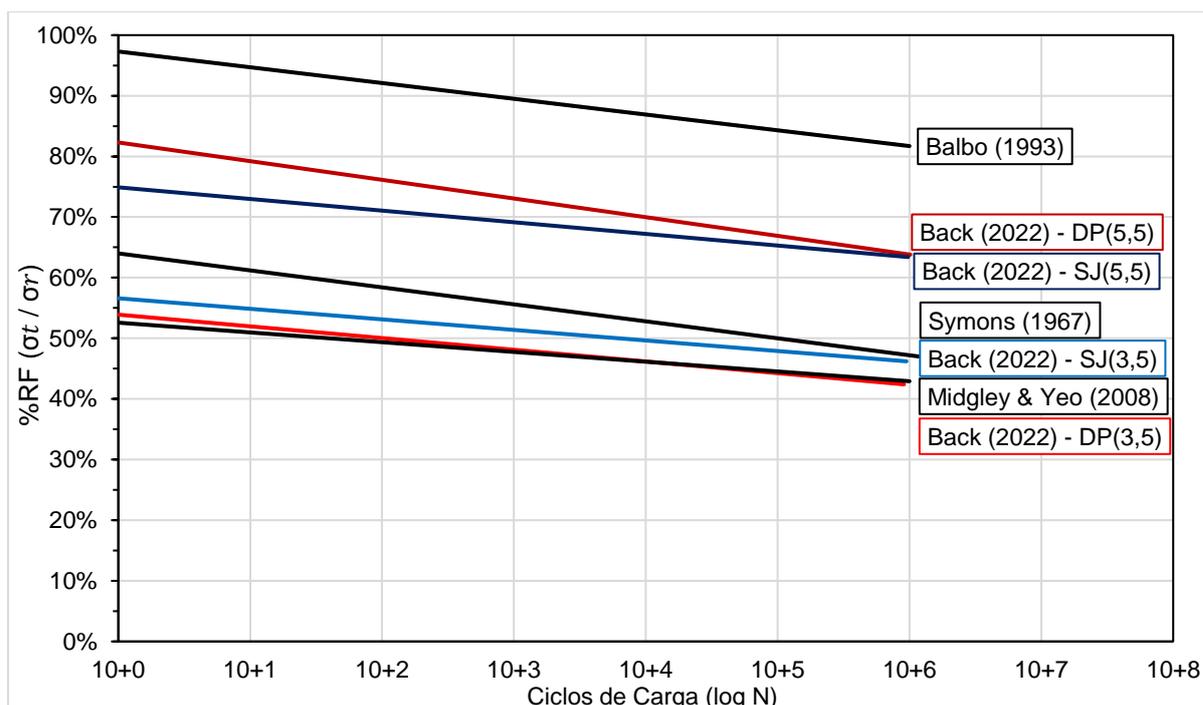
Tabela 4.37 - Constantes para as relações de Fadiga.

Identificação	K_1	%RF**	K_2	Referência
1	0,640	47,00%	-0,028	Symons (1967)
3	0,973	81,70%	-0,026	Balbo (1993)
4	0,5258	42,92%	-0,0161	Midgley & Yeo (2008)
5	0,539	42,41%	-0,0193	Back (2022) - DP(3,5)
6	0,566	46,18%	-0,0174	Back (2022) - SJ(3,5)
7	0,823	63,83%	-0,0308	Back (2022) - DP(5,5)
8	0,749	63,41%	-0,0192	Back (2022) - SJ(5,5)

** Para obtenção de 1.000.000 de ciclos;
 Fonte: Adaptado de Balbo & Cintra (1996)

De forma análoga, a Figura 4.38 ostenta a representação gráfica das diversas curvas, sob forma de relação de tensão *versus* número de ciclos de carga. Salienta-se que Midgley & Yeo (2008) utilizaram como critério de parada a redução de 50% do MR_{INICIAL}.

Figura 4.38 - Curvas de Fadiga para BGTC conforme diversos autores.



Fonte: Adaptado de Balbo & Cintra (1996).

Identifica-se na imagem supracitada diversos tipos comportamentais e tendências de curvas, tais comportamentos podem ser explicados pelas dispersões inerentes aos ensaios de fadiga, diferentes tipos de técnicas de moldagem, curvas granulométricas, teores de cimento, tipos de cimento, idades de cura, bem como, diferentes qualidades nos materiais rochosos.

Toma-se como exemplo a curva de Midgley & Yeo (2008), cuja mistura foi composta por rocha metamórfica, teor de cimento de 3%, energia modificada e idade de cura de 56 dias. O referido material exibiu valores médios de RCS= 8,2 MPa; RTCD= 0,75 MPa; RTF= 1,01 MPa e MR diametral = 24260 MPa, todos para a idade de cura de 56 dias.

Em comparação com a mistura SJ(3,5) cujos dados são: RCS= 3,44 MPa; RTCD= 0,56 MPa; RTF= 0,88 MPa e MR diametral = 18750 MPa para a idade de 28 dias. Tal análise comparativa indica que, ostentar satisfatória resistência axial, não necessariamente sugere que a mistura cimentada irá exibir bom desempenho à fadiga e/ou retração.

4.5.4. Conclusões Parciais das Correlações entre Ensaios

As análises dos resultados laboratoriais de diversos tipos de misturas BGTC induzidas a distintas condições de carregamento e configurações de aplicações de carga permitem a elaboração das seguintes conclusões parciais:

- a) Conforme relatado no item 2.2 da Revisão Bibliográfica e em conformidade com os dados apresentados, o efeito de parâmetros tais como teor e tipo de cimento, curva granulométrica, idade de cura e origem do agregado mineral, influenciam diretamente no desempenho dos diferentes tipos de misturas cimentadas frente aos ensaios, em especial a RCS. Embora a tendência geral sugira que a rigidez e a resistência aumentam com o aumento do teor de cimento, o incremento do teor de cimento também promove aumento do custo. Identifica-se assim uma linha tênue entre custo e desempenho laboratorial, não somente ao ensaio de RCS, que embora ostente extrema notoriedades internacional e nacional no tocante de parâmetro de dosagem, exibe extrema limitação para a avaliação do principal modo de ruptura de tais materiais, conforme identificado nas curvas de Wohler de Midgley & Yeo (2008) e SJ(3,5).

- b) Identifica-se que as resistências flexurais tendem a ser superiores aos ensaios de tração indireta, todavia, alguns aspectos tendem a influenciar nos resultados e desempenho das misturas, como o limite elástico, geometria do corpo de prova, bem como, o método de moldagem (dinâmico, estático, mecânico).
- c) No que tange a comparação entre os ensaios RTCD e MR, identifica-se que ainda que ocorra aumento pronunciado de resistência mediante incremento de cimento, tais valores numéricos pronunciados não são identificados no ensaio de módulo de resiliência. Ademais, as misturas SJ(5,5) e DP(5,5) que exibiram incremento de RTCD de 20% entre as idades de 91 dias para 120 dias não ostentaram incremento no desempenho de MR para as referidas idades.
- d) Os resultados de MR obtidos através da configuração de compressão diametral tendem a prover altos valores numéricos, inclusive para misturas que contém baixos teores de cimento, de forma a superestimar o desempenho das diferentes misturas cimentadas. Conforme apontado na literatura através do MR Flexural em adição aos levantamentos de trechos monitorados de Andrade (2017), Albuquerque & Mendonça (2017) e Nascimento & Albuquerque (2018), os MRs obtidos pelos autores tendem a ser substancialmente inferior aos encontrados no presente trabalho.

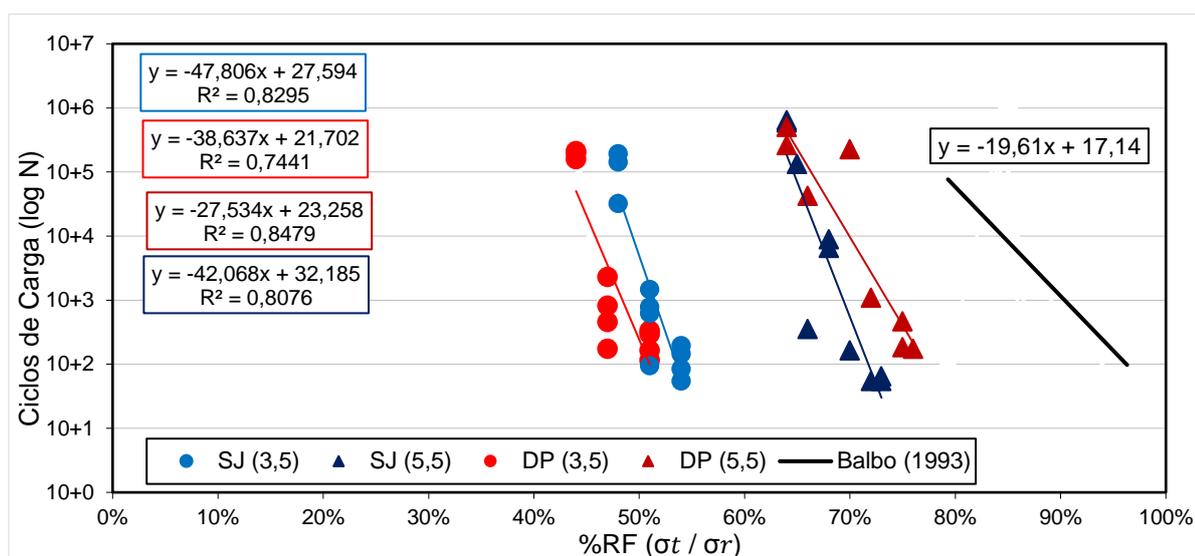
4.6. ANÁLISE MECANICISTA

O presente item possui como finalidade o desenvolvimento de uma análise mecanicista visando comparar dois pavimentos de referência, dimensionados previamente no item 3.4, de forma que cada configuração de pavimento possui um dado nível de tráfego associado (Tráfego 1 – 1×10^7 e Trafego 2 - 5×10^7). A análise consiste em substituir as camadas puramente granulares (camadas de base e sub-base) pelas misturas BGTC desenvolvidas neste trabalho, de forma a produzir pavimentos semirrígidos e semirrígidos invertidos.

Para fins de complementação, apresenta-se na Figura 4.39 as curvas de fadiga das BGTC conforme equação do modelo adotado no *software* MeDiNa. Adiciona-se à imagem o modelo de Balbo (1993) – referência adotada pelo *software* desenvolvido conforme dados obtidos através da tese de doutorado do autor,

apenas para identificar a superioridade da BGTC referência do *software*. Salienta-se que a mesma foi ensaiada a partir dos 56 dias de cura (cimento CP II-E32) e detém como resistência à tração por compressão diametral 2,34 MPa.

Figura 4.39 - Vida de fadiga de misturas BGTC representadas conforme formato MeDiNa.



4.6.1. Misturas BGTC implementadas em camada de Sub-base

De acordo com o delinear metodológico exposto no item 3.4, que descreve o formato empregado na análise mecanicista deste trabalho, foram utilizadas duas estruturas de referência flexíveis para balizar o processo de avaliação das misturas cimentadas investigadas por este trabalho.

As estruturas, expostas na Figura 3.23, previamente apresentada no item 3.4, atenderam respectivamente aos níveis de Tráfego 1 – 1×10^7 e Tráfego 2 - 5×10^7 , considerando o mecanismo de ruptura por fadiga em um período de projeto de 10 anos. Vale novamente ressaltar que, neste trabalho, utilizou-se a versão 1.1.5.0 do programa MeDiNa, juntamente com a sua plataforma de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC), versão 2.4.2.

Busca-se agora, neste item de apresentação e análise dos resultados, substituir os materiais puramente granulares presentes nas camadas de base e sub-base das estruturas flexíveis de referência, para os 2 níveis de tráfego, pelas misturas cimentadas investigadas neste trabalho.

Inicialmente, buscou-se trabalhar com a estrutura de referência dimensionada para o Tráfego 1, com aplicação das misturas cimentadas SJ(3,5), SJ(5,5), DP(3,5) e DP(5,5) em substituição ao material de sub-base, inferindo ao pavimento uma configuração de estrutura semirrígida, em formato invertido. A espessura de material granular de sub-base 25 cm (oriunda do processo de dimensionamento da estrutura de referência para o Tráfego 1) foi mantida para a utilização das misturas cimentadas, apenas com substituição do material na análise, conforme indicado na Figura 4.40.

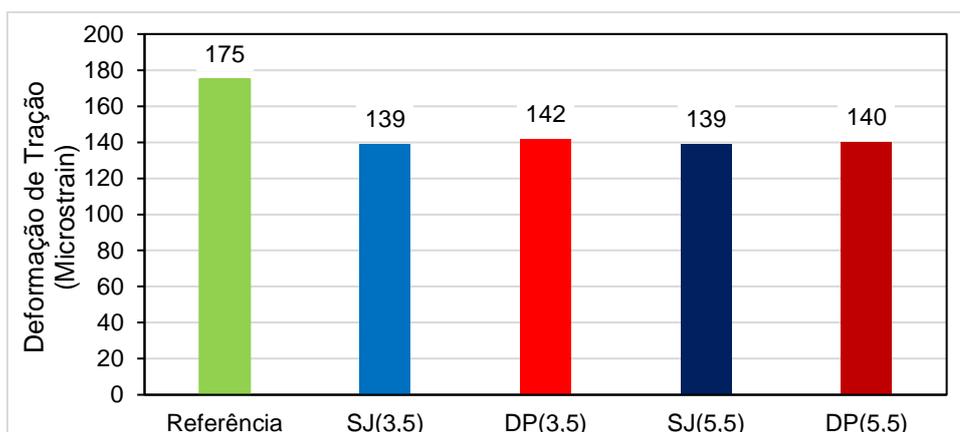
Figura 4.40 - Configuração da estrutura semirrígida invertida em análise - Tráfego 1.

	Espessuras (mm)
CA Classe 4	81
BGS Gnaisse C7	250
BGTC - SJ(3,5) DP(3,5) SJ(5,5) DP(5,5)	250
Subleito Solo Fino NA	Infinito

Em um primeiro momento, foi realizada uma análise comparativa entre a estrutura de referência e a substituição por materiais cimentados em formato invertido no âmbito de tensões, deformações e deslocamentos, com uso da ferramenta AEMC. Este processo busca elucidar ao leitor como os resultados se comportam com utilização dos conceitos clássicos da mecânica dos pavimentos.

Nesta etapa, foram calculadas as deformações principais de tração no revestimento asfáltico das estruturas, utilizando a configuração de pontos típica do programa MeDiNa, onde são avaliados 10 pontos na fibra superior do revestimento asfáltico, espaçados a cada 3,65 cm, e 10 pontos na fibra inferior do revestimento, com espaçamento análogo a parte superior. Os resultados desta análise estão expostos na Figura 4.41. Salienta-se que a deformação principal de tração considerada foi atribuída pelo maior valor analisado (deformação de tração máxima) nas camadas de revestimento das respectivas estruturas.

Figura 4.41 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 1.



Pela análise do gráfico exposto na Figura 4.41, utilizando apenas os conceitos clássicos da mecânica dos pavimentos, percebe-se que, ao utilizar os materiais cimentados na camada de sub-base da estrutura de referência, houve decréscimo das deformações principais de tração no revestimento asfáltico. As interpretações deste fato são relativamente óbvias, uma vez que a maior rigidez da camada cimentada, quando confrontada com o material granular da estrutura de referência, reduz as deformações principais de tração no revestimento asfáltico. Nota-se também que o acréscimo de rigidez causado pela alteração no teor de cimento de 3,5% para 5,5%, em ambas as misturas, não teve efeito significativo na redução das deformações principais de tração no revestimento.

Em uma análise mecanicista convencional, apenas sob a ótica dos parâmetros de rigidez e o consequente estado de tensões gerado no pavimento sob estas condições, sem avaliar as condições de danificação, todas as configurações com uso dos materiais cimentados na camada de sub-base, em comparação com a estrutura de referência, teriam seu desempenho considerado superior, tendo em vista o mecanismo de ruptura por fadiga do revestimento.

Contudo, quando a curva de fadiga do material cimentado é inserida na análise, contemplando assim os parâmetros de danificação do material, os resultados são significativamente distintos. Nas condições de Tráfego 1, para ambas as misturas com teor de cimento igual a 3,5% (SJ e DP), utilizadas na camada de sub-base, o programa MeDiNa emite um alerta de dimensionamento, informando ao projetista que o Módulo da camada estabilizada decaiu rapidamente em um período.

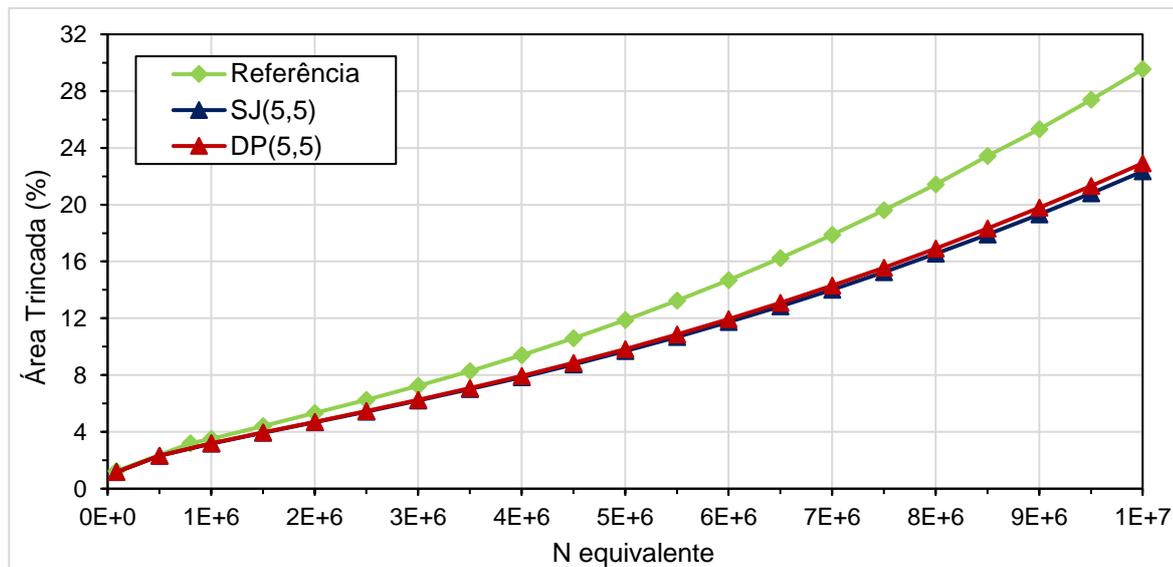
Este fato ocorre devido ao formato mecanicista incorporado ao programa, que contempla tanto os parâmetros de rigidez quanto de danificação dos materiais

estabilizados quimicamente. No sistema, quando o módulo de resiliência (que também é dependente do dano por fadiga, conforme exposto na Equação (3.10) da metodologia), decai mais do que 25% do valor em apenas um período, o programa, ao analisar o pavimento, emite um alerta informando que o módulo decaiu rapidamente. Fisicamente, o que ocorre é que, para as misturas cimentadas com teor de cimento igual a 3,5%, o dano por fadiga calculado a partir dos parâmetros laboratoriais da curva de fadiga do material são elevados, causando rápido trincamento no material e consequente perda de rigidez, conferindo rapidamente a esta camada um comportamento análogo a um material granular.

Interpreta-se que o principal responsável por esta ação seja a baixa resistência a tração por compressão diametral quantificada para os materiais cimentados deste trabalho dosados com teores de cimento iguais a 3,5%. Os valores de RTCD, respectivamente de 0,57 MPa e 0,41 MPa para SJ(3,5) e DP(3,5), são significativamente baixos quando comparados às tensões de tração que efetivamente ocorrem nas camadas cimentadas avaliadas com o MeDiNa, fazendo com que o trincamento do material ocorra de maneira acelerada, acarretando na perda de rigidez. Por este formato de análise, que avalia o material estabilizado quimicamente com base nos seus parâmetros de rigidez e danificação, as misturas SJ(3,5) e DP(3,5) não seriam passíveis de aplicação em campo, em formato de pavimento semirrígido invertido.

Para as misturas com teor de cimento igual a 5,5%, os resultados são distintos. A melhora nos resultados de resistência à tração dos materiais (0,95 MPa e 0,80 MPa para SJ(5,5) e DP(5,5), respectivamente), atrelada ao formato da curva de fadiga dos materiais, faz com que a utilização destas misturas seja viável em formato de pavimentos semirrígidos invertidos. Quando comparados à Estrutura de Referência, a utilização das misturas SJ(5,5) e DP(5,5) na sub-base do pavimento, mantendo-se as mesmas espessuras dos materiais, tem previsão de trincamento no revestimento asfáltico realizada pelo programa MeDiNa, para um período de projeto de 10 anos, conforme gráfico exposto na Figura 4.42.

Figura 4.42 - Evolução da Área Trincada para diferentes configurações – Tráfego 1.



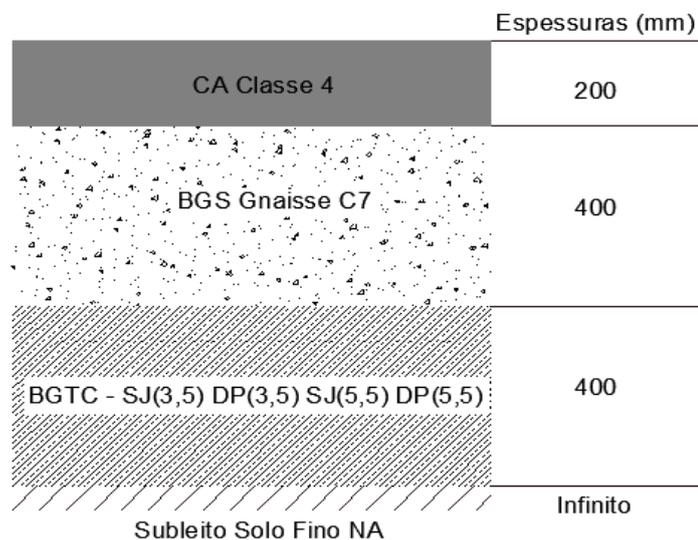
Pelo gráfico da Figura 4.42, percebe-se que as estruturas com incorporação dos materiais cimentados na camada de sub-base têm comportamento praticamente idêntico entre si. Em ambos os casos (SJ(5,5) e DP(5,5)), a previsão de trincamento por fadiga do pavimento ao final do período de projeto seria de aproximadamente 22%. Este número representa uma melhora quando comparado ao percentual obtido com a estrutura de referência (29%). Entende-se que a diferença é pequena, de forma que em casos práticos, com situações análogas a esta, a utilização dos materiais cimentados em detrimento dos materiais granulares teria sua viabilidade econômica verificada, em paralelo ao desempenho estrutural.

Em adição, considerando os resultados expostos na imagem supracitada, pode-se sugerir uma otimização em relação a espessura da camada de revestimento asfáltico do pavimento investigado (8,1 cm - referência), uma vez que a inserção dos materiais cimentados demonstra uma certa “margem” em relação ao percentual limite de trincamento por fadiga (30%) ao longo do período de projeto (10 anos). Esta otimização resultou, quando incorporada à camada de sub-base os materiais SJ(5,5) e DP(5,5) em um revestimento asfáltico de 5,8 cm. Tal redução na espessura do revestimento asfáltico, de aproximadamente 2 cm também pode balizar decisões econômicas e executivas de projetos reais de pavimentos rodoviários.

Finalizadas as análises para a condição de Tráfego 1, considerando a configuração de pavimento semirrígido invertido, com utilização dos materiais

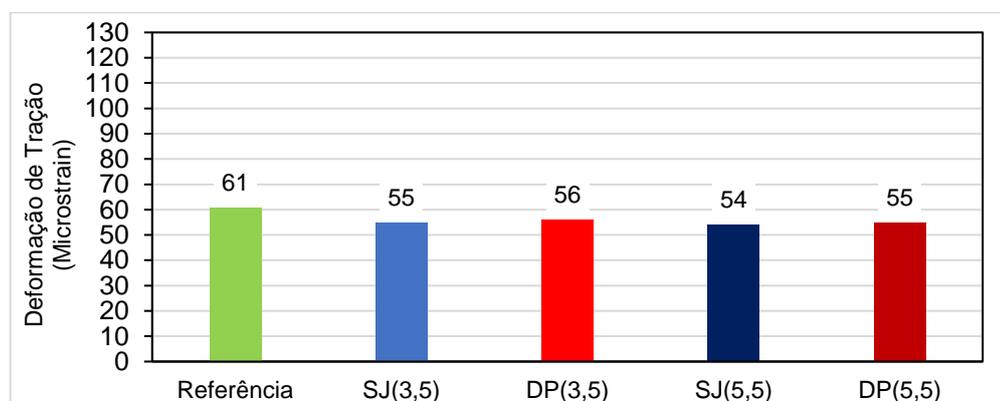
cimentados na camada de sub-base (vide Figura 4.43), inicia-se as avaliações em mesmo formato estrutural, para as condições de Tráfego 2.

Figura 4.43 - Configuração da estrutura semirrígida invertida em análise - Tráfego 2.



Conforme ocorrido para as condições de Tráfego 1, em um primeiro momento, foi realizada uma análise comparativa entre a estrutura de referência e a substituição por materiais cimentados em formato invertido no âmbito de tensões, deformações e deslocamentos, com uso da ferramenta AEMC. Os resultados desta análise, que busca expor o comportamento dos materiais pela ótica da mecânica dos pavimentos clássica, estão expostos na Figura 4.44.

Figura 4.44 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 2.



Pela análise do gráfico exposto na Figura 4.44, novamente, conforme ocorrido para o Tráfego 1, quando são utilizados apenas os conceitos clássicos da mecânica

dos pavimentos, percebe-se que, ao utilizar os materiais cimentados na camada de sub-base da estrutura de referência, houve decréscimo das deformações principais de tração no revestimento asfáltico. Também analogamente ao caso anterior, nota-se que o acréscimo de rigidez causado pela alteração no teor de cimento de 3,5% para 5,5%, em ambas as misturas, não teve efeito significativo na redução das deformações principais de tração no revestimento.

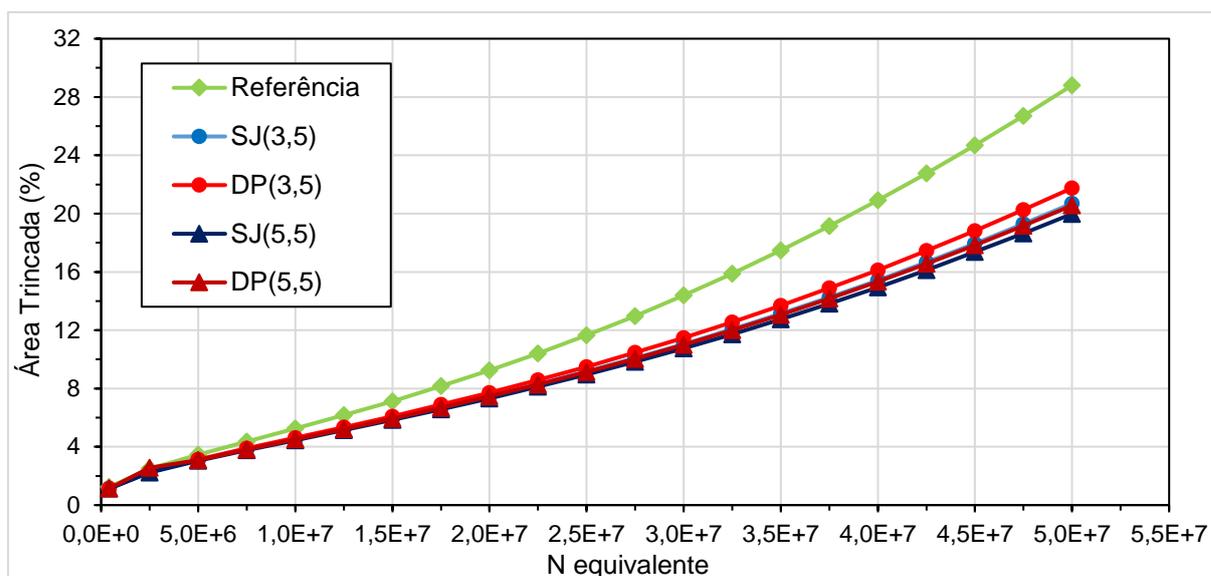
Mais uma vez, pode-se dizer que, considerando apenas os parâmetros de uma análise mecanicista convencional, apenas sob a ótica dos parâmetros de rigidez e o conseqüente estado de tensões gerado no pavimento sob estas condições, sem avaliar as condições de danificação, todas as configurações com uso dos materiais cimentados na camada de sub-base, em comparação com a estrutura de referência, teriam seu desempenho considerado superior, tendo em vista o mecanismo de ruptura por fadiga do revestimento.

Assim como realizado para a estrutura de referência dimensionada para o Tráfego 1, também foi realizada a análise para a estrutura referente ao Tráfego 2 considerando os parâmetros de danificação do material adotados pelo programa MeDiNa (curva de fadiga do material e módulo dependente do dano por fadiga). Neste caso, diferentemente do ocorrido para a estrutura referência projetada para o Tráfego 1, ambos teores de cimento tiveram resultados positivos durante sua avaliação com o MeDiNa. Entende-se que este fato ocorre, em diferenciação ao caso da estrutura de referência projetada para o Tráfego 1, uma vez que para a estrutura do Tráfego 2, a robustez do sistema estrutural garante a chegada de menores tensões de tração na camada de material estabilizado, localizada na sub-base.

Desta forma, a curva de fadiga e o módulo de resiliência variável ao longo do tempo, não são impactados de maneira tão significativa pelas tensões de tração elevadas, uma vez que o conjunto estrutural é mais robusto, garantindo redução nas tensões existentes na camada estabilizada quimicamente.

Assim, quando se compara a Estrutura Referência com os conjuntos estruturais compostos das misturas SJ(3,5), SJ(5,5), DP(3,5) e DP(5,5) na sub-base do pavimento, mantendo-se as mesmas espessuras dos materiais projetados para o Tráfego 2, a previsão de trincamento no revestimento asfáltico realizada pelo programa MeDiNa, para um período de projeto de 10 anos, ocorre conforme gráfico exposto na Figura 4.45.

Figura 4.45 - Evolução da Área Trincada para diferentes configurações – Tráfego 2.



Percebe-se que, conforme ocorrido para as condições de Tráfego 1, a substituição do material granular por material cimentado na camada de sub-base da estrutura de referência causou impacto na evolução do trincamento por fadiga do revestimento asfáltico ao longo do período de projeto. Para as quatro misturas cimentadas, o impacto causa uma redução de aproximados 10% no percentual de área trincada em comparação com a estrutura de referência. Esta “margem” no percentual de área trincada ao longo do período de projeto permite que sejam otimizadas as espessuras do revestimento asfáltico dimensionado para a condição de Tráfego 2 (20 cm).

Quando adotado o material DP(3,5) na camada de sub-base, a espessura de revestimento pode ser reduzida para 18,5 cm. Quando é empregado o material SJ (3,5) na camada de sub-base, a espessura reduz para 18,1 cm. Na opção de utilização dos materiais estudados neste trabalho com maiores teores de cimento na camada de sub-base, as camadas otimizadas de concreto asfáltico reduzem com magnitude de 17,8 cm para SJ(5,5) e 18,2 cm para DP(5,5).

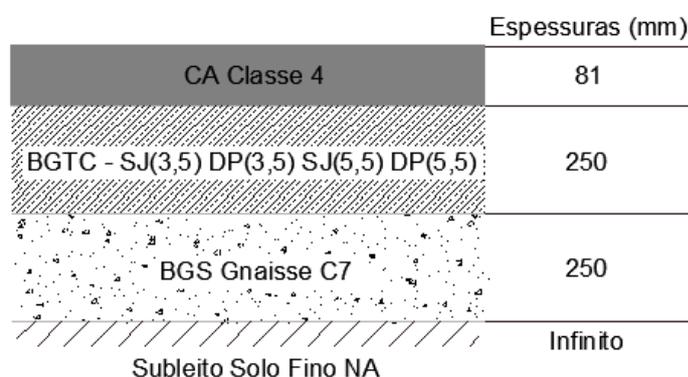
4.6.2. Misturas BGTC implementadas em camada de Base

Concluídas as análises referentes a utilização dos materiais cimentados deste trabalho como camada sub-base em pavimentos semirrígidos em formato invertido, inicia-se, neste momento, avaliações dos materiais estudados como camadas de base estrutural. O formato de avaliação será análogo aquele abordado nas

estruturas invertidas, porém, neste momento, serão substituídas as camadas de base granular dos dimensionamentos de referência, para os dois níveis de tráfego abordados, pelos materiais cimentados SJ(3,5), SJ(5,5), DP(3,5) e DP(5,5).

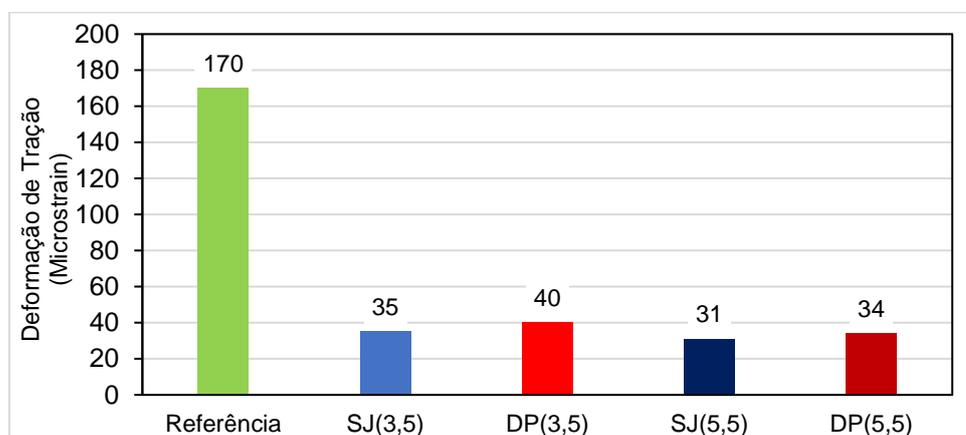
Primeiramente, buscou-se avaliar a utilização das misturas cimentadas neste trabalho como substituição à camada de base granular na estrutura de referência dimensionada para a condição de Tráfego 1, conforme indicado na Figura 4.46. Ressalta-se que as camadas foram dimensionadas sob a condição não aderida.

Figura 4.46 - Configuração da estrutura semirrígida em análise - Tráfego 1.



Conforme ocorrido para a situação de pavimento semirrígido invertido, iniciou-se o processo de avaliação para os critérios clássicos da mecânica dos pavimentos, onde são comparadas apenas as deformações principais de tração geradas no revestimento, tendo como base a estrutura de referência e as condições de pavimento semirrígido, com uso dos materiais deste trabalhado na camada de base. Os resultados desta análise estão expostos na Figura 4.47.

Figura 4.47 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 1.



Percebe-se que, quando comparada a Figura 4.47 com a Figura 4.41, as diferenças entre a estrutura de referência e os empregos das misturas cimentadas neste trabalho como camada de base são significativamente mais relevantes do que a utilização destes materiais como camadas de sub-base. Ao observar os resultados da Figura 4.47 apenas pela ótica da mecânica dos pavimentos clássica, o elevado acréscimo de rigidez das camadas de base causou impacto significativo nas deformações principais de tração do revestimento, inferindo, apenas com base neste conceito de análise, melhor desempenho da estrutura frente ao fenômeno de fadiga ao longo do tempo.

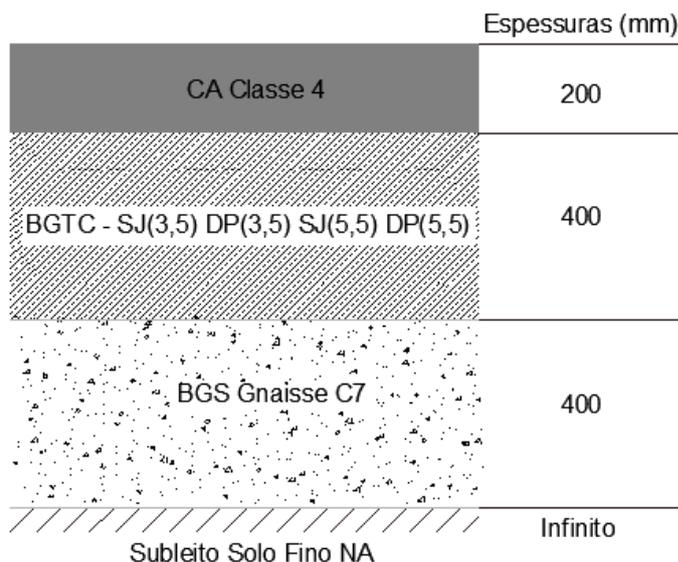
Todavia, a análise integralmente feita nas deformações principais de tração, com base apenas no conjunto de rigidez dos materiais, desconsidera os parâmetros de danificação das misturas cimentadas, que sofrerão processo de trincamento ao longo do tempo. Desta forma, conforme ocorrido para as estruturas semirrígidas em formato invertido, analisou-se também as configurações de utilização das misturas na camada de base cimentada pelo programa MeDiNa, onde as curvas de fadiga dos materiais estabilizados quimicamente são consideradas na análise mecanicista.

Para este caso, nas condições de Tráfego 1, quando as quatro misturas investigadas neste trabalho foram utilizadas na camada de base, o sistema informou, em todas as situações, o seguinte alerta durante a análise mecanicista: “Módulo da camada estabilizada decaiu rapidamente em um período.” Este fato significa que a danificação na camada cimentada foi elevada, devido à alta magnitude das tensões de tração que alcançam a camada de base do pavimento. Com esta ação, o processo de danificação por fadiga na camada cimentada, simulada pelo programa, acarretou em rápido decréscimo na curva de módulo do material, tornando a camada estabilizada um material puramente granular.

Com estas interpretações, obtidas a partir de uma análise mecanicista completa no formato MeDiNa, entende-se que, para a condição estrutural dimensionada para o Tráfego 1, as misturas cimentadas estudadas neste trabalho não tem aplicabilidade para utilização nas camadas de base. Nesta mesma condição de tráfego, verificou-se previamente que as misturas SJ(5,5) e DP(5,5) tem aplicabilidade no formato semirrígido invertido, uma vez que as tensões de tração que alcançam a sub-base da Estrutura de Referência para o Tráfego 1 são menores do que as tensões de tração que alcançam a camada de base.

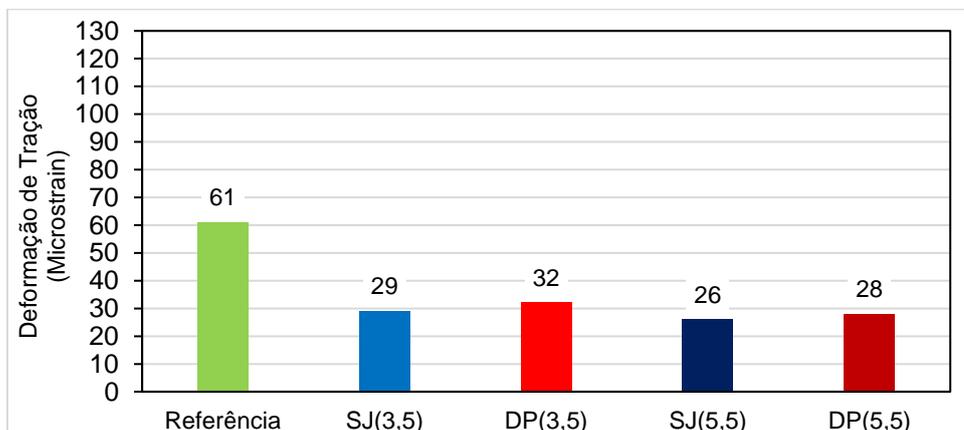
Finalizadas as análises para a condição de Tráfego 1, considerando a configuração de pavimento semirrígido, com uso do material cimentado na camada de base, inicia-se neste momento, as avaliações em mesmo formato estrutural (vide Figura 4.48), porém para as condições de Tráfego 2.

Figura 4.48 - Configuração da estrutura semirrígida em análise - Tráfego 2.



Conforme ocorrido para as condições de Tráfego 1, em um primeiro momento, foi realizada uma análise comparativa entre a estrutura de referência e a substituição por materiais cimentados no âmbito de tensões, deformações e deslocamentos, com uso da ferramenta AEMC. Os resultados desta análise, que busca expor o comportamento dos materiais pela ótica da mecânica dos pavimentos clássica, estão expostos na Figura 4.49.

Figura 4.49 - Deformação Principal de Tração para Tráfego 2.



Conforme ocorrido para as condições de Tráfego 1, percebe-se que para a estrutura dimensionada para as condições de Tráfego 2 também ocorre um relevante impacto na redução das deformações principais de tração na camada do revestimento, quando o material puramente granular da camada de base é substituído pelas misturas cimentadas deste trabalho. Novamente, assim como ocorrido para a configuração de pavimento semirrígido invertido, não é possível identificar diferença relevante entre as distintas misturas avaliadas.

As interpretações, sob a ótica da mecânica dos pavimentos clássica, é de que os resultados da Figura 4.49 inferem melhor desempenho do pavimento dimensionado para o Tráfego 2, quando comparadas as situações de bases rígidas com a estrutura de referência. Todavia, esta análise contempla apenas o conjunto de rigidez dos materiais. Quando são incorporadas as curvas de fadiga dos materiais cimentados ao protocolo de análise, no formato MeDiNa, que considera os parâmetros de danificação dos materiais no sistema de dimensionamento, as conclusões obtidas com uso das misturas SJ(3,5) e DP(3,5) são opostas àquelas obtidas com os conceitos da mecânica dos pavimentos clássica.

Para as referidas misturas, quando empregadas na camada de base, o programa MeDiNa emite o mesmo alerta mencionado anteriormente nas condições de Tráfego 1: “Módulo da camada estabilizada decaiu rapidamente em um período.” Conforme relatado previamente, este fato significa que a danificação na camada cimentada foi elevada, devido à alta magnitude das tensões de tração que alcançam a camada de base do pavimento, quando comparadas a curva de fadiga do material. Com esta ação, o processo de danificação por fadiga na camada cimentada, simulada pelo programa, acarretou em rápido decréscimo na curva de módulo do material, tornando a camada estabilizada um material puramente granular.

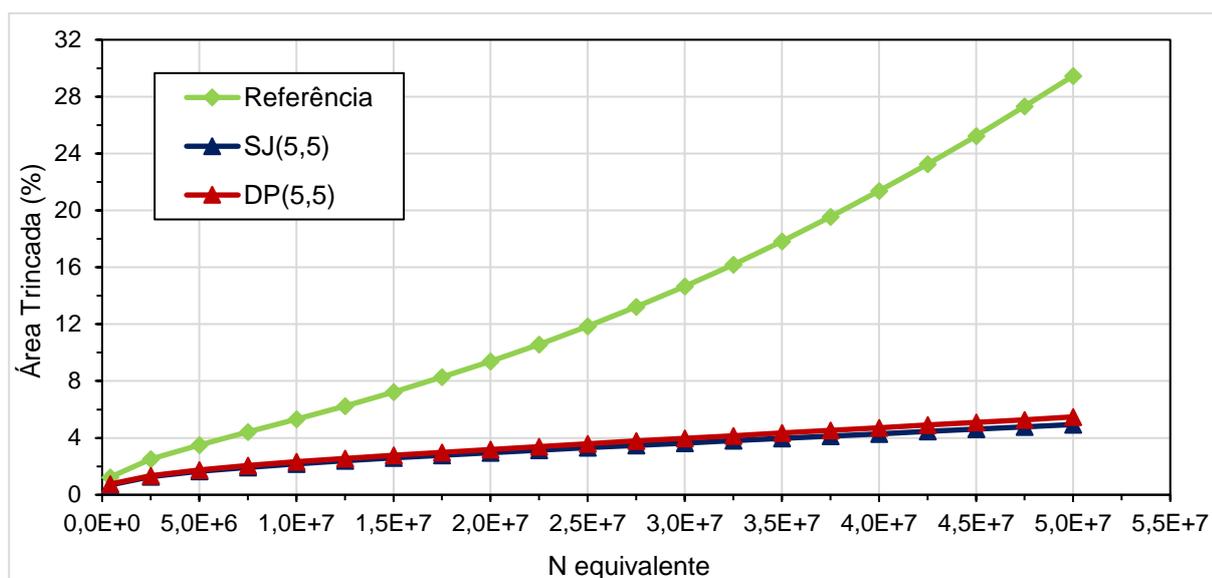
Com estas interpretações, entende-se que para a estrutura dimensionada nas condições de Tráfego 2, as misturas cimentadas SJ(3,5) e DP(3,5) não possuem capacidade estrutural para serem utilizadas na camada de base.

Os resultados obtidos para as misturas SJ(5,5) e DP(5,5) são opostos àqueles encontrados para os materiais com menor teor de cimento. O acréscimo de material aglutinante atribui ao material melhores propriedades de resistência, rigidez e danificação, fazendo com que estas misturas, quando utilizadas como camadas de base do pavimento dimensionado para a condição de tráfego 2, impactem em

melhor desempenho estrutural, quando comparadas a situação de referência, com emprego de base puramente granular.

A Figura 4.50 exibe a previsão de trincamento no revestimento asfáltico realizada pelo programa MeDiNa, quando utilizadas distintas opções de materiais na camada de base (REF, SJ(5,5) e DP(5,5)) para um período de projeto de 10 anos.

Figura 4.50 - Evolução da Área Trincada para diferentes configurações – Tráfego 2.



Percebe-se que, ao contrário do ocorrido para as condições de pavimento semirrígido invertido, avaliado nas condições de Tráfego 2, para o formato semirrígido com uso dos materiais SJ(5,5) e DP(5,5) na camada de base, os impactos no trincamento por fadiga do revestimento asfáltico, ao longo da vida útil de projeto são relevantes. O mesmo formato estrutural consegue reduzir de aproximados 30% ao final dos 10 anos (estrutura de referência) para aproximados 5% ao término do período de projeto, com uso dos materiais cimentados.

Pode-se também sugerir uma otimização em relação a espessura da camada de revestimento asfáltico do pavimento investigado para a condição de Tráfego 2 (20 cm), uma vez que a inserção dos materiais cimentados demonstra significativa “margem” em relação ao percentual limite de trincamento por fadiga (30%) ao longo do período de projeto (10 anos). Esta otimização resultou, quando incorporada à camada de base o material SJ(5,5), em um revestimento asfáltico de apenas 5,0 cm. Quando utilizado como base do pavimento o material DP(5,5), a espessura otimizada do revestimento asfáltico também resultou em 5,0 cm. Estas reduções de

15 cm de material asfáltico são de grande magnitude executiva e econômica, podendo assim balizar decisões em projetos reais de pavimentos rodoviários.

Por fim, entende-se que os resultados gerados na análise mecanicista deste trabalho devem ser analisados com parcimônia. Não é intenção do presente documento descartar os processos de análise realizados com os preceitos da mecânica clássica dos pavimentos, nem mesmo incentivar o uso do programa MeDiNa como única possibilidade de avaliação estrutural. Deve-se ressaltar que o referido programa não contém, em seu framework de calibração, uma função de transferência elaborada especificamente para correlacionar o comportamento laboratório-campo de materiais estabilizados quimicamente.

Em estruturas com alto volume de tráfego, a prática de engenharia tem utilizado materiais estabilizados com baixo teor de cimento em camadas de base rodoviária com relativo sucesso, sem que ocorram os processos de trincamento acelerados constatados nesta análise, quando essa configuração de pavimento foi avaliada. Em vista disso, julga-se que o formato de análise adotado pelo MeDiNa, com apenas a etapa mecanicista sendo utilizada na previsão de danificação dos materiais cimentados pode estar inferindo de forma excessiva o trincamento no material.

Contudo, mesmo feitas as ressalvas necessárias, entende-se que o formato de análise que considera tanto os parâmetros de danificação quando os parâmetros de rigidez dos materiais sejam mais adequados em comparação aos conceitos clássicos da mecânica dos pavimentos. Neste trabalho, o uso das misturas SJ(5,5) e DP(5,5) se mostrou eficiente, no formato semirrígido invertido, nas condições de Tráfego 1. Para as condições de Tráfego 2, todas as misturas cimentadas avaliadas (SJ(3,5) SJ(5,5), DP(3,5) e DP(5,5)) se mostraram superiores, sob o ponto de vista de desempenho, quando comparadas ao material puramente granular, no formato semirrígido invertido.

Para as configurações de pavimento semirrígido com incorporação dos materiais cimentados como camadas de base, obteve-se sucesso, em comparação aos dimensionamentos de referência, apenas no uso das misturas SJ(5,5) e DP(5,5) para atendimento das condições de Tráfego 2. Para o dimensionamento de referência realizado para as condições de Tráfego 1, todas as misturas estabilizadas com cimento exibiram trincamento precoce, acarretando em redução brusca do módulo resiliente.

5. CONCLUSÃO

A partir dos resultados obtidos em acordo com o delinear metodológico deste trabalho em adição às conclusões parciais previamente dissertadas no decorrer da apresentação dos resultados, foi possível concluir que:

- a) De forma geral, o incremento no teor de cimento (3,5% para 5,5%) promoveu melhora nos parâmetros de resistência e rigidez para todos os ensaios analisados. De forma análoga, o incremento na idade de cura (28, 91 e 120 dias) promoveu ganho de resistência e rigidez em todos os ensaios realizados. Para os ensaios empregados em amostras com 120 dias de cura (i.e., RTCD e MR) foi identificado aumento de RTCD de $\approx 20\%$ para DP(5,5) e SJ(5,5) em relação às resistências aos 91 dias, denotando um processo de hidratação de cimento ainda ativo, todavia, tal incremento de desempenho não foi identificado no parâmetro de rigidez obtido pelo ensaio de MR;
- b) Os resultados de MR obtidos pela configuração diametral tendem a exibir valores acentuados de rigidez, de forma a superestimar o desempenho das diferentes misturas cimentadas. Conforme apontado na literatura através do MR Flexural em adição aos levantamentos de trechos monitorados de Andrade (2017), Albuquerque & Mendonça (2017) e Nascimento & Albuquerque (2018), os valores de MR obtidos pelos referentes autores tendem a ser substancialmente inferiores aos encontrados no presente trabalho;
- c) As características de origem de cada material rochoso refletiram no comportamento das misturas cimentadas. Associa-se a maior porosidade identificada no Riodacito ($\approx 7\%$) em relação ao Basalto ($\approx 2\%$) com os maiores teores de umidade ótima necessários para a confecção das misturas BGTC (SJ(3,5)=6,9% SJ(5,5)=7,1% DP(3,5)=8,5% DP(5,5)=7,75%). Em adição, a menor densidade identificada na rocha DP ($2,50 \text{ g/cm}^3$) em comparação a SJ ($2,87 \text{ g/cm}^3$) refletiu nas densidades finais das misturas cimentadas, de forma que a massa específica seca máxima de cada mistura foi definida como: SJ(3,5)= $2,54 \text{ g/cm}^3$, SJ(5,5)= $2,53 \text{ g/cm}^3$, DP(3,5)= $2,22 \text{ g/cm}^3$, DP(5,5)= $2,23 \text{ g/cm}^3$. Todavia, a maior densidade identificada pelas misturas SJ não foi garantia absoluta de melhor desempenho mecânico para as misturas BGTC, muito embora as referidas misturas tenham de fato exibido melhor

desempenho na grande maioria dos ensaios, DP(5,5) apresentou melhor performance na RCS, bem como, no desempenho à fadiga, onde absorveu maiores tensões de aplicação de carga;

- d) Acredita-se que o insatisfatório desempenho exibido por DP(3,5) esteja vinculado à elevada porosidade da rocha Riodacito e potencializado pela maior cubicidade identificada no agregado britado através dos ensaios de índice de forma pelos crivos redutores (SJ – Brita 1= 0,88; Brita 0= 0,59; DP – Brita 1= 0,91; Brita 0= 0,67), aumentando a absorção por parte da rocha em função da maior área superficial nas partículas da brita. Tal comportamento foi mais pronunciado em DP(3,5) em função do baixo teor de cimento, ao passo que mediante absorção de parte da água e do cimento disponíveis no conjunto, os CP's se tornaram mais frágeis e heterogêneos em função da baixa cimentação. Tal comportamento não foi identificado de forma pronunciada na mistura DP(5,5) em função da maior cimentação e pelo maior teor de finos disponível na mistura.
- e) A utilização do índice $\eta/C\%$ em misturas confeccionadas na umidade ótima e densidade máxima exibiram relação satisfatória, de forma a se tornar um indicador capaz de auxiliar na adoção de misturas detentoras do melhor desempenho mecânico, conforme sugerido por Foppa (2005). Todavia, embora o índice $\eta/C\%$ seja de grande valia na previsão do desempenho, o mesmo exibe limitação no que tange ao desempenho à fadiga, de forma a ser melhor empregado em desempenhos atrelados às resistências;
- f) Os indicadores de desempenho Índice de Tenacidade e Energia de Fratura Total obtidos por intermédio do ensaio de RTCD através do software de Faccin (2018), exibiram coerência mediante análise comparativa entre os parâmetros. A RTCD e as informações identificadas na literatura, de forma a concluir que as BGTC estudadas são misturas com baixas resistências à fratura, sendo altamente suscetíveis a processos de trincamento em virtude de sua matriz heterogênea que geram poros e descontinuidades e elevado número de nucleações de vazios, conforme identificado por Balbo (2006); todavia, não foi identificado padrão comportamental entre o desempenho à fadiga das misturas e índice de tenacidade;
- g) Foi identificado associações significativas entre os diferentes ensaios laboratoriais frente aos parâmetros adotados (teor de cimento, idade de cura e

tipo de rocha), de forma que variações no Teor de Cimento exibem maior associação significativa para os ensaios: RCS, RTCD, MR e ME se comparado com variações na Idade de Cura, que por sua vez, exibem maior associação significativa na: RTF, IT e EF;

- h) Embora o ensaio de fadiga flexural seja a configuração de ensaio mais utilizada em detrimento da melhor associação às condições de campo, o método de tração indireta é sugerido como uma alternativa possível para obtenção das características de rigidez de forma econômica e confiável; todavia, este procedimento é passível de crítica em detrimento da dificuldade de obtenção de relações estatísticas satisfatórias nos dados referentes às deformações resilientes iniciais, em especial nas misturas com menores teores de cimento. No tocando da adoção do critério de parada de decréscimo de 60% do $MR_{INICIAL}$, entende-se que possa ser uma alternativa para diminuição de horas de ensaio, sendo uma perspectiva conservadora de adoção do número de ciclos; no entanto, percebe-se que a perda de rigidez das misturas cimentadas a partir do decréscimo de 60% $MR_{INICIAL}$ ocorre de forma pronunciada;
- i) Salienta-se a elevada sensibilidade, heterogeneidade e dificuldade de reprodução dos valores de resistência para diferentes idades de cura em todas as misturas BGTC, em especial àquelas com menores teores de cimento. Em relação ao ensaio de fadiga, identifica-se que a heterogeneidade dos dados e do comportamento desse tipo de material cimentado é de tamanha disparidade e complexidade, que a diminuição da porosidade entre os exemplares de uma mesma mistura (moldada sob desempenho máximo) não é garantia de melhoria no desempenho à fadiga;
- j) A respeito da análise mecanicista desenvolvida, conclui-se que para condições de tráfego elevado, o dimensionamento tende a solicitar ao projetista camadas estruturais mais espessas, de forma que o aumento da espessura promove menores tensões de tração nas camadas estabilizadas, agrega-se a isso, o melhor desempenho das misturas com maiores teores de cimento frente ao trincamento por fadiga. Constata-se assim, nos cenários estudados por este trabalho, que misturas cimentadas com maior teor de cimento são efetivas tanto para uso em base quanto em sub-base de pavimentos rodoviários, desde que as camadas estruturais dos materiais estabilizados não sejam destacadamente delgadas. Há de se ressaltar, também, que o programa

MeDiNa não incorpora o processo de reflexão de trincas a sua sistemática de avaliação, devendo o projetista atribuir medidas para mitigar esta ação;

- k) Embora a tendência geral sugira que a rigidez e a resistência aumentam com o aumento do teor de cimento, identifica-se uma linha tênue entre custo e desempenho laboratorial, não somente ao ensaio de RCS, ainda que ostente significativa notoriedade como parâmetro de dosagem e classificação de mistura cimentada, exhibe extrema limitação para avaliação do principal modo de ruptura de tais materiais, o trincamento por fadiga. Dessa forma, salienta-se a necessidade de realização das análises de fadiga quando da utilização de mistura cimentada em camadas de base de pavimentos rodoviários, de forma que a utilização de modelos disponíveis na literatura seja direcionada às etapas de anteprojetos/orçamentárias.

6. SUGESTÃO DE PESQUISAS FUTURAS

Visando a complementação e continuidade da pesquisa, sugerem-se as seguintes atividades:

- a) Avaliar as propriedades de resistência, rigidez e comportamento à fadiga de misturas BGTC moldadas no ramo seco, de forma a aferir se o incremento de resistência em detrimento da reduzida quantidade de água tende a influenciar positivamente ou negativamente no desempenho à fadiga;
- b) Reprodução da metodologia apresentada para BGTC com idade de cura de 120 dias, de forma a avaliar se de fato há incremento nos parâmetros de resistência e rigidez e a influência desta maior cimentação no desempenho à fadiga dos materiais;
- c) Incluir análises estatísticas visando a redução de número de ensaios e número amostral, além de ensaiar com distintos materiais rochosos e tipos de cimento, visando abranger materiais presentes em bases de pavimentos brasileiros, em especial do RS;
- d) Desenvolvimento de um manual de procedimentos laboratoriais minucioso, de forma a minimizar a sensibilidade e heterogeneidade no comportamento dos materiais cimentados, focando no processo de dosagem da BGTC, adoção da relação água/cimento, teor de finos, bem como, uma minuciosa rotina procedimental referente aos ensaios de fadiga, em especial o ensaio de compressão diametral sob tensão controlada;
- e) Realizar análise de custo utilizando o dimensionamento dos pavimentos semirrígidos propostos no presente trabalho, visando identificar através da engenharia econômica, a potencialidade financeira de implementação de tais estruturas.

REFERÊNCIAS

- ____.ABNT. Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles” - NBR NM 51: 2001 – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2001.
- ____.ABNT. Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios - NBR NM 45: 2006 – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2006.
- ____.ABNT. Agregados Graúdos - Determinação De Massa Específica, Massa Específica aparente e Absorção - NBR NM 53/09. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2009.
- ____.ABNT. Agregados Graúdos - Determinação do Índice de Forma pelo Método do Paquímetro - NBR NM 7809/08. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2008.
- ____.ABNT. Cimento Portland – Análise Química - Determinação de Perda ao Fogo. NBR NM 18 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2012.
- ____.ABNT. Cimento Portland – Determinação da Massa Específica. NBR 16605- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2017.
- ____.ABNT. Cimento Portland – Determinação do índice de Finura. NBR 11579- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.
- ____.ABNT. Cimento Portland – Determinação dos Tempos de Pega. NBR 16607- Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.
- ____.ABNT. Cimento Portland – Requisitos. NBR 16697 - Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.
- ____.ABNT. Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos. NBR 12142/2010. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2010.
- ____.ABNT. Concreto – Ensaio de Compressão de Corpos de Prova Cilíndricos. NBR 5739/2018. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2018.
- ____.ABNT. Concreto – Procedimento para Moldagem e Cura de Corpos de Prova. NBR 5738/2016. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.
- ____.ABNT. Concreto endurecido - Determinação dos módulos de elasticidade e de deformação - Parte 1: Módulos estáticos à compressão. NBR 8522. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2021.
- ____.ABNT. Dosagem De Brita Graduada Tratada Com Cimento – Procedimento. NBR 12261/2013. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.
- ____.ABNT. Materiais Para Base Ou Sub-Base De Brita Graduada Tratada Com Cimento — Requisitos. NBR 11803/2013 Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2013.
- ____.ABNT. Solos – Ensaio de Compactação. NBR 7182/2020. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2020.
- ____.ASTM - Partículas achatadas e alongadas no agregado graúdo (Paquímetro Calíper). American Society of Testing and Materials, d4791, 2015.

____.DAER – Determinação do índice de lamelaridade. DAER-EL 108/01. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2001.

____.DAER. Especificações Gerais Pavimentação - Base Tratada com Cimento. DAER-ES 11/91. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem, 1991.

____.DAER. Especificações Gerais Pavimentação. DAER-ES-P 11/91. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem. Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

____.DER-PR. Pavimentação: Brita Graduada Tratada com Cimento. Especificações de Serviços Rodoviários. DER-PR 16/2018. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2018.

____.DER-PR. Pavimentação: Reciclagem De Pavimento In Situ Com Adição De Cimento.. DER-PR 33/2005. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2005.

____.DER-SP. Concreto Compactado Com Rolo para Sub-Base Ou Base de Pavimento De Concreto De Cimento Portland. DER-SP 44/2006. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná, 2006.

____.DNER – Agregados - Determinação da perda ao choque no aparelho Treton. DNER-ME 399/99. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1999.

____.DNER. – Materiais Rochosos Usados em Rodovias – Análise Petrográfica – DNER-IE 006/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1994.

____.DNER. Agregado – Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo – DNER-ME 195/98. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1998.

____.DNER. Agregado – Determinação da Massa Unitária do Agregado em Estado Solto – DNER-ME 152/95. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1995.

____.DNER. Agregado – Determinação do Índice de Forma – DNER-ME 86/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1994.

____.DNER. Agregado Graúdo – Adesividade a ligante betuminoso - DNER-ME 78/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1994.

____.DNER. Agregado Graúdo – Determinação da Resistência do Esmagamento – DNER-ME 197/97. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1997.

____.DNER. Agregado Graúdo – Ensaio de abrasão "Los Angeles" – DNER-ME 35/98. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1998.

____.DNER. Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou magnésio - DNER ME 089/94 – Departamento Nacional de Estrada de Rodagem, Rio de Janeiro: 1994.

____.DNER. Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman - DNER ME 194/98 – Departamento Nacional de Estrada de Rodagem, Rio de Janeiro: 1998.

____.DNER. Cimento Portland – Recebimento e Aceitação. DNER EM 36 – Departamento Nacional de Estrada de Rodagem, Rio de Janeiro: 1995.

____.DNER. Equivalente de Areia - DNER-ME 54/97. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro: 1997.

____.DNIT. Pavimentação – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada em camadas estabilizadas quimicamente – Método de ensaio. DNIT-ME 434/2021. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2021.

____.DNIT. Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de Ensaio. DNIT-ME 181. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2018.

____.DNIT. Pavimentação – reciclagem profunda de pavimentos in situ com adição de cimento Portland – Especificação de Serviço - DNIT- ES 167/2013. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2013.

____.DNIT. Pavimentação Asfáltica - Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – DNIT-ME 183/2018. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2018.

____.DNIT. Pavimentação Asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência - DNIT-ME 135/2018. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2018.

____.DNIT. Pavimentação Asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral - DNIT-ME 136/2018. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2018.

____.DNIT. Pavimento Rígido – Sub-base de concreto de cimento Portland compactado com rolo – Especificação de serviço - DNIT- ES 56/2013. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2013.

____.DNIT. Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. DNIT-ME 164/2013. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro, 2013.

____.ISRM - Suggested method for determining point load strength. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences - International Society of Rock Mechanics Oxford, v.22, n.2, p.51-60, 1985. ISRM 1985.

AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS). Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis. Final Report. NCHRP REPORT 789. National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board of The National Academies (NCHRP) Project 4-36, 2014b.

AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS). AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. 1ed. Washington (EUA), 1993.

AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS). Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. (NCHRP Project 1-37A). Transportation Research Board. AASHTO, 2004.

AASHTO (AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS). Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis. Final Report Appendixes. National Cooperative Highway Research Program Transportation Research Board of The National Academies (NCHRP) Project 4-36, 2014.

AÏTCIN, P.C.; JOLICOEUR, C.; MACGREGOR, J.G. Superplasticizers: How They Work And Why They Occasionally Don't, Concrete Int. 16, 5, 45-52, 1994.

AL ROUSAN, T. M. Characterization of aggregate shape properties using a computer automated system. Dissertation. Texas A&M University, 2004.

ALBUQUERQUE, F.S.; MENDONÇA, A.T. Análise crítica e ajuste de modelos de previsão de fadiga com análise incremental de danos para BGTC executada em pavimento asfáltico semirrígido. Revista Transportes. ISSN: 2237-1346, DOI:10.14295/transportes.v25i2.1046, Volume 25, Número 2, 2017.

ALBUQUERQUE, M.F.C; BALBO, J.T.; SANSONE, E.C.; PINTO, P.C. Fracture Characterization of Roller Compacted Concrete Mixtures with Blast Furnace Slag and Industrial Sand. ISSN 1997-1400. International Journal of Pavement Research and Technology. Volume 4, número 4, 244-251, 2011.

ANDRADE, L.R. Comparação Do Comportamento De Pavimentos Asfálticos Com Camadas De Base Granular, Tratada Com Cimento E Com Estabilizantes Asfálticos Para Tráfego Muito Pesado. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2017.

ANDRADE. L.R.; KUSCHIISHI, A.K.; BESSA, I.S.; VASCONCELOS, K.L.; BERNUCCI, L.L.B.; BEJA, I.A.; CHAVES, J.M.; Comportamento Mecânico de Camadas de Bases Granular e Tratada Com Cimento em Rodovia de Tráfego Muito Pesado. XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, 2015.

ANDRIOLO, F.R. The Use Of Roller Compacted Concrete. Oficina de Textos, São Paulo, ISBN: 9788586238109, 584p., 1ª edição, 1998.

ANTRIM J. D., A Study of the mechanism of fatigue in cement paste and plain concrete, Highway Research Record, N° 210, p. 95, 1967.

ANURAG K, XIAO F, AMIRKHANIAN SN. Laboratory investigation of indirect tensile strength using roofing polyester waste fibers in hot mix asphalt. Construction and Building Material. 23(5):2035–40, 2009.

ARANHA, A.L. - Avaliação Laboratorial E De Campo Da Tecnologia De Reciclagem De Base Com Cimento Para A Reabilitação De Pavimentos. Dissertação apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2013.

ARTERIS. Especificação Particular Para Execução de Brita Graduada Tratada com Cimento – BGTC. Centro De Desenvolvimento Tecnológico Designação - CDT - Arteris Es 009 - Rev 08, 2015.

AUSTROADS. Cemented Materials Characterisation: Final Report. Austroads Technical Report, Published by Austroads Incorporated. Publication No. AP-R462-14. ISBN 978-1-925037-72-2, 2014.

AUSTROADS. Fatigue Performance of Cemented Materials under Accelerated Loading – Influence of Vertical Loading on the Performance of Unbound and Cemented Materials. Technical Report. Published by Austroads Incorporated. Austroads Publication No. AP-T102/08, 2008b.

AUSTROADS. Guide to pavement technology Part 2: Pavement Structural Design. Developed by Jameson G. Austroads Technical Report. Published by Austroads Incorporated. Publication N°. AGPT 02-12, 2012.

AUSTROADS. Guide to Pavement Technology Part 4D: Stabilised Materials. Publication N°: AGPT04D/06. Austroads. Sydney, 2006.

AUSTROADS. Guide to Pavement Technology Part 4D: Stabilised Materials. Publication N°: AGPT04D/19. Austroads. Sydney, 2019.

AUSTROADS. Guide to Pavement Technology Part 4L: Stabilising Binders. Publication N°: AGPT4L/09. Austroads. Sydney, 2009.

AUSTROADS. Technical Basis Of Austroads Pavement Design Guide. Developed by Steve Brown. Austroads Technical Report. Published by Austroads Incorporated. Publication N° AP-T33/04, 2004.

AUSTROADS. The Development and Evaluation of Protocols for the Laboratory Characterisation of Cemented Materials. Technical Report. Published by Austroads Incorporated. Austroads Publication No. AP-T101/08, 2008a.

BACK, A.H. Avaliação Das Propriedades Químicas e Geomecânicas De Agregados Oriundos de Jazidas de Rochas de Diferentes Litologias do Estado do RS. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, UFSM. Santa Maria, 2018.

BALAY J.M., BROSSEAUD Y., BARA B., CASTANEDA E. Adaptation Of The French Pavement Design To Countries In South America. In Congrès 8eme Jornadas International des Asfalto, France, 2012.

BALBO, J. T. Alguns conceitos diferenciadores dos materiais estabilizados com cimento. In: Reunião De Pavimentação Urbana, 7, 1996, São José dos Campos. Anais... São José dos Campos: ABPv, 1996.

BALBO, J. T. Pavimentação Asfáltica – Materiais, Projeto e Restauração. Oficina de Textos, São Paulo, 2007.

BALBO, J. T.; CINTRA, J. P. Fatigue verification criteria for semi-rigid pavements. In: 2nd National Meeting on Asphalt Mixtures and Pavements, Thessaloniki. Proceedings of the 2nd National Meeting on Asphalt Mixtures and Pavements. Thessaloniki: University Aristoles of Thessaloniki, 1996. p. 153-165, 1996.

BALBO, J.T. - Britas graduadas tratadas com cimento: uma avaliação de sua durabilidade sob o enfoque de porosidade, tenacidade e fratura. Revista Transporte, volume. XIV, n. 1, p. 45-53, 2006.

BALBO, J.T. - Estudo Das Propriedades Mecânicas Das Misturas De Brita E Cimento E Sua Aplicação Aos Pavimentos Semi-Rígidos. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

BALBO, J.T. Pavimentos Asfálticos Híbridos-Rígidos: Perspectivas para Baixos a Elevados Volumes de Tráfego. In: 36ª Reunião Anual De Pavimentação - 36.ª RAPv. Curitiba/PR – Brasil, 2005.

BALBO, J.T. Pavimentos de Concreto. Oficina de Textos, 472 p., 1ª Edição, 2009.

BALBO, J.T.; RICCI, G. Resistência e elasticidade de concretos compactados com agregados reciclados de construção e de demolição para aplicações em pavimentação, Revista Transportes, v. XVII, n. 2, p. 27-35, 2009.

BARMAN, M.; GHABCHI, R.; SINGH, D.; ZAMAN, M.; COMMURI, S.; A Novel Approach for Fatigue Performance Characterization of Asphalt Mixes Using Indirect Tension Test Data. TRB Annual Meeting, 2017.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. DA; CERTATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação asfáltica. Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2008.

BESSA, I.S.; ARANHA, A.L.; VASCONCELOS, K.L.; SILVA, A.H.M.; BERNUCCI, L.L.B. Laboratory And Field Evaluation Of Recycled Unbound Layers With Cement For Use In Asphalt Pavement Rehabilitation, Mater. Struct. 49 (7), 2669– 2680, 2016.

BOEIRA, F.D. Estudo da Rigidez, da Deformação Permanente e da Fadiga de Misturas Asfálticas com Ligantes Convencionais e Modificados. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

BOISSOUDY, A.B.; KOBISCH, R. Comportement Mécanique De Structures En Graves-Ciment. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées - 99 - janv.- févr., Réf. 2297, 1979.

BONNOT, J. Bilan De La Technique Classique Des Graves-Ciment. Evolution Souhaitable. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n. 77, mai-juin, pp. 55-63, 1975.

BONNOT, J. Influence De La Granularite Des Graves-Ciment Sur Leurs Proprietes Mecaniques. Compte rendu d'une réunion tenue le 15 avril 1966 au Laboratoire Central. 1966.

BONNOT, J.; BLONDEAU, P. Influence Des Conditions De Compactage Et De La Granularité Sur La Résistance Des Graves-Ciment. Resume A L'intention Des Praticiens. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées n° 37, 1969.

BORRÉ, G. - Estudo Das Propriedades Mecânicas Do Concreto Compactado Com Rolo Com Incorporação De Material Fresado Asfáltico Para Base De Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2017.

BPDG. (BRITISH PAVEMENT DESIGN GUIDE). Design Manual for Roads and Bridges, Volume 7: Pavement Design and Maintenance, Section 2: Pavement Design and Construction, Part 3, HD 26/06, Pavement Design, 2006.

BRASIL. Ministério da Infraestrutura. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Manual de Ajuda Programa MeDiNa - versão 1.1.5, publicada em Dezembro/2020. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/medina-1-1.5>. Acessado em: 21/10/2021.

BRITO, L. A. T. Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006.

BRONDANI, C. Estudo do Efeito Deletério da Água em Misturas Asfálticas a Quente Produzidas no Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019.

BUENO, L. D. Avaliação deflectométrica e de rigidez: Estudo de caso em três trechos monitorados em Santa Maria/RS. 471 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2016.

BUENO, L. D. Contribuição para a previsão empírico-mecanicista da irregularidade longitudinal e seus desdobramentos econômicos em pavimentos asfálticos. 370 p. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2019.

BUENO, L.D.; SANTOS, T.A. Minicurso de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos: A nova metodologia nacional (MeDiNa). Realizado nos dias 21 e 22 de Outubro de 2021 na plataforma digital Google Meet. Realização GRIN/UFSM Cachoeira do Sul, 2021.

CARPIO, J. A.V.D. Estudo da influência da adição da cinza de casca de arroz nas propriedades do CCR (concreto compactado com rolo) para seu uso em pavimentos compostos. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

CERATTI, J. A. P; BERNUCCI, L. B; SOARES, J. B. Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação. 1ª Edição. ABEDA, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

CERATTI, J.A.P. - Estudo do Comportamento à Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.

CERVO, T.C. Estudo da Resistência à Fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.

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

CHAUVIN, J.J.; CIMPELLI, C.; PAUTE, J.L. Résistance en traction et déformabilité des graves-ciment. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 94, 1978.

CHUMMUNEERAT, S.; JITSANGIAM, P.; NIKRAZ, H. Performances of hydrated cement treated crushed rock base for Western Australian roads. Journal of Traffic and Transportation Engineering. Vol. 01, No 06, p. 432-438, 2014.

CLOUGHT, G. W., SIITAR, N., BACHUS, R. C., RAD N.S. Cemented Sand Under Static Loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p. 799-817, 1981.

CONSOLI, N. C.; CABERLON CRUZ, R.; CONSOLI, B.S.; MAGHOUS, S. Failure envelope of artificially cemented sand. *Technical Note: Géotechnique* 62, No. 6, 543–547, 2012a.

CONSOLI, N. C.; CABERLON CRUZ, R.; FONSECA, A.V.; COOP, M.R. Influence of Cement-Voids Ratio on Stress-Dilatancy Behavior of Artificially Cemented Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138:100-109, 2012b.

CONSOLI, N.C.; CRUZ, R.C.; FLOSS, M.F.; FESTUGATO, L. - Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, No. 5, ISSN 1090-0241, 2010.

CONSOLI, N.C.; FONSECA, A.V.; CRUZ, R.C.; HEINECK, K.S. Fundamental Parameters for the Stiffness and Strength Control of Artificially Cemented Sand. *Journal Of Geotechnical and Geo Environmental Engineering*, Volume 135. Pág 1347-1353, DOI: 10.1061/_ASCE_GT.1943-5606.0000008, 2009.

CONSOLI, N.C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, D.; HEINECK, K.S. - Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, Volume 133, No. 2, February 1,ISSN 1090-0241/2007/2-197–205, 2007.

CONSOLI, N.C.; PASCHE, E.; SPECHT, L.P.; THANSKI, M. Key parameters controlling dynamic modulus of crushed reclaimed asphalt paving-powdered rock-Portland cement blends. *Road Materials and Pavement Design*, v. 19, p. 1716-1733, <https://doi.org/10.1080/14680629.2017.1345779>, 2017.

CONSOLI, N.C.; DALLA ROSA, A. ; SALDANHA, R.B. . Variables governing strength of compacted soil-fly ash-lime mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, p. 432-440, 2011.

CONSOLI, N.C.; FONSECA, A. V. ; CRUZ, R.C. ; SILVA, S.R. ; FONINI, A. . Parameters Controlling Stiffness And Strength Of Artificially Cemented Soils. *Geotechnique*, v. 62, p. 177-183, 2012c.

CONSOLI, N.S.; QUINONEZ, S.; ALEJANDRO, R.; MARQUES, V.; FILIPE, S.; VENSON, G.I.; PASCHE, E.; GONZÁLEZ, L.E. A Single Model Establishing Strength of Dispersive Clay Treated with Distinct Binders. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 53, p. 2072-2079, 2016.

COOP, M. R.; ATKINSON, J. H. *The Mechanics of Cemented Carbonate Sands*. *Géotechnique*, London, v.43, n.1, p.53-67, 1993.

CRUZ, R. C. Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

CRUZ, R.C.; CONSOLI, N. Avaliação da Resistência Baseada em Ensaio de Compressão Simples e Ensaio de Compressão Diametral da Areia de Osório Artificialmente Cimentada. *Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul*, 2009.

DAC CHI, N. Etude du comportement en fatigue des matériaux traités aux liants hydrauliques pour assises de chaussées, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées -115-sept.-oct. 1981.

DAC CHI, N. Les graves traitées au ciment Leurs principales caractéristiques Leur comportement à la fatigue. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 94, 1978.

DAC CHI, N.; FRANÇOIS, D. Méthode de mesure des caractéristiques rhéologiques d'un matériau au moyen de la compression diamétrale Application aux matériaux routiers, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 207, 1997.

DAC CHI, N.; MULDER, J. Comportement En Fatigue Des Sols Fins Traités À La Chaux Et Au Ciment. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 133. sept. oct, Réf 2940, 1984.

DALLA ROSA, A. Estudo Dos Parâmetros-Chave No Controle Da Resistência De Misturas Solo-Cinza-Cal. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul CPGEC/UFRGS. Porto Alegre. 2009.

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

DALLA ROSA, F.; JORGE, F.S.; BRITO, L.A.T.; CERATTI, J.A.P. Analysis Of The Behavior Of A Pavement Recycled With Different Stabilizing Agents, Transportes 23 (2), 95–104, 2015.

DASS, R. N.; YEN, S. C.; DAS, B. M.; PURI, V. K.; WRIGHT, M. A. Tensile Stress-Strain Characteristics of Lightly Cemented Sand. Geotechnical Testing Journal, Philadelphia: ASTM, v.17, n.3, p.305-314, 1994.

DAVIS, K. A; WARR, L. S.; BURNS, S. E.; HOPPE, E. J. Physical and Chemical Behavior of Four Cement-Treated Aggregates. Journal of Materials in Civil Engineering. Vol. 19. No 10, p. 891-897, 2007.

DI BENEDETTO, H.; LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTREM, R. Fatigue Of Bituminous Mixtures. Materials and Structures, Volume 37, pp 202-216, April 2004.

DNER (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM). Manual de Pavimentos de Concreto Rolado: Histórico, Características Tecnológicas, Estado da Arte, Materiais, Dosagem e Normas Pertinentes. Vol – 01. Rio de Janeiro, 1992.

DNER (DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM). Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro/RJ, 1981.

DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transporte). Manual de Pavimentos Rígidos. Publicação IPR -714. 2ª Edição. Rio de Janeiro, 2005.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instrução de Serviço – IS-247: Estudos para Elaboração de Projetos de Implantação usando o Método de Dimensionamento Nacional – MeDiNa. Diretrizes Básicas para Elaboração de Estudos e Projetos Rodoviários, 2021.

DNPM (DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL). Cadastro Nacional de Produtores de Brita / Coord. Geral Wagner Fernandes Pinheiro *et al.*; Equipe Técnica por Júlio Recuero *et al.*; Brasília, DNPM, 2015.

EFFTING, C. Mecânica Da Fratura Aplicada Aos Materiais Dúteis E Frágeis. Dissertação de Mestrado. Centro de Ciências Tecnológicas da UDESC. Joinville, SC, 247 p., 2004.

ÉVRARD, H.; LEBAS, M. Maniabilité Des Graves – Ciment Incidence De La Nature Minéralogique Du Granulat. Caractéristiques Mécaniques Et Physiques Générales. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées - 94 Réf. 2151, 1978.

FACCIN, C. Concretos Asfálticos em Utilização no Rio Grande do Sul: Comportamento Mecânico e Desempenho em Campo quanto à Deformação Permanente. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 222 p., 2018.

FARHAN, A.H.; DAWSON, A.R.; THOM, N.H. Effect Of Cementation Level On Performance Of Rubberized Cement-Stabilized Aggregate Mixtures. *Materials & Design*, 97 . pp. 98-107. ISSN 0264-1275, 2016.

FEDRIGO, W. Reciclagem de Pavimentos com Adição de Cimento Portland: Definição das bases para um Método de Dosagem. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 162p, 2015.

FEDRIGO, W.; DALLA ROSA, F.; NUNEZ, W.P. Dosagem de Concreto Compactado com Rolo Visando sua Aplicação em Bases e Sub-bases de Pavimentos. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica 2014.

FEDRIGO, W.; NUNEZ, W.P.; KLEINERT, T.R.; MATUELLA, M.F.; CERATTI, J.A.P. Strength, Shrinkage, Erodibility And Capillary Flow Characteristics Of Cement-Treated Recycled Pavement Materials. *International Journal of Pavement Research and Technology* 10, 393–402, 2017.

FEDRIGO, W.; NUNEZ, W.P.; LÓPEZ, M.A.C.; KLEINERT, T.R.; CERATTI, J.A.P. A Study On The Resilient Modulus Of Cement-Treated Mixtures Of Rap And Aggregates Using Indirect Tensile, Triaxial And Flexural Tests. *Construction and Building Materials* 171,161–169, 2018.

FERNANDES JÚNIOR, J. L. Investigação dos efeitos das solicitações de tráfego sobre o desempenho de pavimentos. 313 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1994.

FIELD, A. *Discovering statistics using SPSS*. (2nd ed.). London: Sage. Sandra C. Duhé. University of Louisiana, Lafayette (EUA), 2005.

FLINTSCH, G. W.; DIEFENDERFER, B. K.; NUNEZ, O. Composite Pavement Systems: Synthesis Of Design And Construction Practices. Report N°. FHWA/VTRC 09-CR2, 60 p., 2008.

FONSECA, A.V.; CABERLON CRUZ, R.; CONSOLI, N. C. Strength Properties of Sandy Soil–Cement Admixtures *Geotech Geol. Engineering* 27:681–686, 2009.

FOPPA, D. Análise De Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do

Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2005.

FRANCO, F.A.C.P. Minicurso ministrado em plataforma digital para o Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria na disciplina Infraestrutura de Transportes, organizado pelo professor Dr. Deividi da Silva Pereira, 2020.

FRANÇOIS, D.; ALLICHE, A. Comportement à la fatigue en compression répétée de la pâte de ciment durcie. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées – 132, 1984.

FREEMAN T.; LITTLE D., Maintenance Strategies for Pavements with Chemically Stabilized Layers. Research Report to FHWA/TX-01/1722-6, Texas Department of Transportation, March 2002.

GNANENDRAN, C. T., PIRATHEEPAN, J. Determination of Fatigue Life of a Granular Base Material Lightly Stabilized with Slag Lime from Indirect Diametral IvTensile Testing. Journal Of Transportation Engineering, 136(8): 736-745. DOI: 10.1061/_ASCE_TE.1943-5436.0000138, 2010.

GODENZONI, C.; GRAZIANI, A.; BOCCI, E.; BOCCI, M. The Evolution Of The Mechanical Behaviour Of Cold Recycled Mixtures Stabilised With Cement And Bitumen: Field And Laboratory Study, Road Mater. Pavement Des., 2017.

GOGUEL, R. Alkali Release By Volcanic Aggregate In Concrete. Cement and Concrete Research, v. 25, n. 4, p. 841-852, 1995.

GRAÇA, N. G.; MENDES, H. S.; BATISTA, E. L.; BORGES, V. E. S.; CARASEK, H.; CASCUDO, O. A influência do grau de compactação nas propriedades do concreto compactado com rolo. In: 46º Congresso Brasileiro do Concreto. Vol.II: Construção em concreto. IBRACON. Florianópolis. p.33 – 47, 2004.

GUTHRIE, W.S.; BROWN, A.V.; EGGETT, D.L. Cement Stabilization Of Aggregate Base Material Blended With Reclaimed Asphalt Pavement, Transp. Res. Record: Journal Transp. Res. Board 2026, 47–53, 2007.

GUTHRIE, W.S.; SEBESTA, S.; SCULLION, T. Selecting Optimum Cement Contents for Stabilizing Aggregate Base Materials. FHWA/TX-05/7-4920-2. Report 7-4920-2 2002.

HALSTRED, G.E.; LUHR, D. R.; ADASK, W. S. Guide to Cement-Treated Base (CTB). Rep. No. EB236.01, Skokie, Ill., 26. Portland Cement Association. Illinois, 2006.

HAMORY, G. & COCKS, G.C. The performance of stabilised limestone as a pavement material in Perth, Western Australia. Proceedings to the 14th ARRB Conference. Pp 162 – 171. Report No. 88-113. Main Roads Western Australia, Perth, 1988.

HOLZ, M.; ROS, L.F. - Geologia do Rio Grande do Sul – Porto Alegre: Centro de Investigação do Gondwana /UFRGS. Porto Alegre, 444p., 2000.

HOVER, K.C. Concrete Mixture Proportioning With Water-Reducing Admixtures To Enhance Durability: A Quantitative Model, Cem. Concr. Comp. 20, 2-3, 113-119, 1998.

HUANG, B.; DONG, Q.; BURDETTE, E.G. Laboratory evaluation of incorporating waste ceramic materials into Portland cement and asphaltic concrete. *Construction and Building Materials*, 23 3451–3456. doi:10.1016/j.conbuildmat.2009.08.024, 2009.

HUANG, B.; SHU, X.; LI, G. Laboratory Investigation of Portland Cement Concrete Containing Recycled Asphalt Pavements. *Cement and Concrete Research*, volume 35, pág 2008 – 2013, doi:10.1016/j.cemconres.2005.05.002, 2005.

IBIAPINA, D.S.; CASTELO BRANCO, V.T.F.; DIÓGENES, L.M.; MOTTA, L.M.G.; FREITAS, S.M. Proposição de um sistema de classificação das propriedades de forma de agregados caracterizados com o uso do processamento digital de imagens a partir de materiais oriundos do Brasil. *Revista Transportes*, DOI:10.14295/transportes.v26i4.1510, 2018.

ISMAIL, M. A.; JOER, H. A.; RANDOLPH, M. F.; MERITT, A. Cementation Of Porous Materials Using Calcite. *Geotechnique*, 52 5 , 313 - 324, 2002.

ISOLA, M.; BETTI, G.; MARRADI, A.; TEBALDI, G. Evaluation of cement treated mixtures with high percentage of reclaimed asphalt pavement. In: *Construction and Building Materials* 48 (2013) 238–247, 2013.

JASIENSKI, A.; RENS, L. In Situ Recycling With Cement: The Belgian Experience. In: *1er Simposio Internacional Sobre Estabilización de Explanadas Y Reciclado In Situ De Firmes Con Cemento – Anais Salamanca*, p. 918 – 930, 2002.

JENKINS, K. *Hitchhiker's Guide to Pavement Engineering*. Pavement Materials. Delft, 2006.

JENNINGS, H. M., B. J. DALGLEISH and P. L. PRATT. Morphological development of hydrating tricalcium silicate as examined by electron microscopy techniques. *Journal of American Ceramic Society* Vol. 64(10): pp 567 – 572, 1981.

JITSANGIAM, P.; NUSIT, K.; CHUMMUNEERAT, S.; CHINDAPRASIRT, P.; PICHAYAPAN, P. Fatigue Assessment of Cement-Treated Base for Roads: An Examination of Beam-Fatigue Tests *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, ISSN 0899-1561, 2016.

JOSA, A.; JOFRÉ, C.; AGUADO, A.; EICKSCHEN, E.; ONSTENK, E. Etude Expérimentale Et Analyse Structurale De Bétons Poreux Pour Couches De Roulement De Chaussées En Béton De Ciment. *Bulletin Des Laboratoires Des Ponts Et Chaussées – 208, RÉF. 4097 - PP. 3-15*, 1997.

KENNEDY, J. *Hydraulically-Bound Mixtures for Pavements*. In: *Cement and Concrete Industry Publication*, Camberley, 2006.

KOLIAS, S. Mechanical properties of cement-treated mixtures of milled bituminous concrete and crushed aggregates, *Mater. Struct.* 29, 411– 417, 1996.

KRISHNAYYA, A.V.G.; EISENSTEIN, Z. Brazilian Tensile Test for Soils. *Canadian Geotechnical Journal*, Volume 11, 1974.

LARNACH, W. J. Relationship Between Dry Density, Voids/Cement Ratio and Strength of Soil-cement Mixtures. *Civil Engineering and Public Works Reviews*. London: Lomax Erskine and Co., vol.55, n.648, p.903-905, 1960.

LCPC (Laboratoire Central de Ponts et Chaussées). French design manual for pavement structures. Guide technique. LCPC, 1997.

LCPC. (Laboratoire Central de Ponts et Chaussées) Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussee. Guide technique. Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), LCPC, 1994.

LEON, H.B. O Índice Porosidade/Teor Volumétrico de Cimento (η/Civ) como um Parâmetro de Estado para Areias Cimentadas. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2018.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P. R. The General And Congruent Effects Of Structure In Natural Soils And Weak Rocks. *Géotechnique*, v. 3, n. 40, p.467-488, 1990.

LILLEY, A.A. Cement-Stabilized Materials For Road And Airfield Pavements. Cement and Concrete Association, Technical Report 42.458, London. 1971.

LOPES JUNIOR, L. S. Parâmetros De Controle Da Resistência Mecânica De Solos Tratados Com Cal, Cimento E Rocha Basáltica Pulverizada. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2007.

LOPES, M.A.C. Reciclagem de Pavimentos Flexíveis com Adição de Cimento Portland: Estudo de Fadiga Através do Ensaio de Flexão em Viga Quatro Pontos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. RS, 2016.

LV, S.; XIA, C.; LIU, H.; YOU, L.; QU, F.; ZHONG, W.; YANG, Y.; WASHKO, S. Strength and fatigue performance for cement-treated aggregate base materials, *International Journal of Pavement Engineering*, DOI: 10.1080/10298436.2019.1634808, 2019.

MA, T.; WANG, H.; ZHAO, Y.; HUANG, X. Laboratory Investigation On Residual Strength Of Reclaimed Asphalt Mixture For Cold Mix Recycling, *Int. J. Pavement Res. Technol.* 8 (1), 17–22, (1).17, 2015.

MAGGIORE, C.; AIREY, G.D. Evaluation Of Stiffness And Fatigue Using 2 Point Bending And Indirect Tensile Fatigue Tests. *Airfield & Highway Pavement Conference*, 2013.

MAIA, I.G. Estudo Comparativo Do Ensaio De Fratura De Disco Chanfrado E Da Fadiga A Compressão Diametral De Misturas Asfálticas. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 2011.

MALLICK, R.B.; TETO, M.R.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; BRADBURY, R.L.; KEARNEY, E.J. Laboratory Study Of Full-Depth Reclamation Mixes, *Transp. Res. Record: J. Transp. Res. Board* 1813, 103–110, 2002.

MANDAL, T. Fatigue Behavior And Modulus Growth Of Cementitiously Stabilized Pavement Layers. A Thesis Submitted Of The Requirements For The Degree Of Master of Science (Civil and Environmental Engineering). University of Wisconsin-Madison, 2012.

MANDAL, T.; T.; EDIL, T.B.; TINJUM, J.M. Study on flexural strength, modulus, and fatigue cracking of cementitiously stabilised materials. *Road Materials and Pavement Design*, 2017.

MARQUES, G.L.O - Procedimentos De Avaliação E Caracterização De Agregados Minerais Usados Na Pavimentação Asfáltica. Seminário De Qualificação Acadêmica Ao Doutorado. Universidade Federal Do Rio De Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

MARTINS, A. T. Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos. Dissertação de Mestrado. UFRJ/COPPE/ Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro. 2014.

MEHTA, P.K., MONTEIRO, P.J.M. Concreto: Microestrutura, Propriedades e Materiais. 3rd ed. São Paulo. 2008.

MENDONÇA, A. T. Avaliações Funcionais e Estruturais Preliminares de Trechos Monitorados na Rodovia BR-101/SE. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão, 2014.

MIDGLEY, L.; R. YEO. Fatigue Performance of Cemented Materials under Accelerated Loading – Influence of Vertical Loading on the Performance of Unbound and Cemented Materials. Austroads Technical Report. Published by Austroads Incorporated. Austroads Publication No. AP–T102/08, 2008b.

MIDGLEY, L.; R. YEO. The Development and Evaluation of Protocols for the Laboratory Characterisation of Cemented Materials. Austroads Technical Report. Published by Austroads Incorporated. Austroads Publication No. AP–T101/08, 2008a.

MILLER, H.J.; GUTHRIE, W.S.; KESTLER, M.; CARBO, C. Cement Treatment of Frost-Susceptible New England Base Materials Blended with Reclaimed Asphalt Pavement. Cold Regions Engineering 2006: Current Practices in Cold Regions Engineering, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia. 2005.

MOCELIN, D.M. Avaliação Do Comportamento À Fadiga De Misturas Asfálticas Quentes E Mornas Através Do Modelo De Dano Contínuo Viscoelástico. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2018.

MODARRES, A.; BENGAR, P.A. Investigating the indirect tensile stiffness, toughness and fatigue life of hot mix asphalt containing copper slag powder. International Journal of Pavement Engineering, ISSN: 1029-8436 (Print) 1477-268X (Online) DOI: 10.1080/10298436.2017.1373390, 2017.

MOHAMMED, B. S.; ADAMU, M.; SHAFIQ, N. A review on the effect of crumb rubber on the properties of rubbercrete. International Journal of Civil Engineering and Technology, 8(9), 599–615, 2017.

MOLINA, J. E. Adición de Ceniza de cascarilla de Arroz en Hormigón Compactado con Rodillo. Tesis de grado, Escuela Superior Politecnica del Litoral Ecuador, 78 pp., 2002.

MOMM, L. Estudo dos Efeitos da Granulometria sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e seu Comportamento Mecânico. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

NARDI, J.V. Estabilização de Areia com Cinza Volante e Cal: Efeito do Cimento como Aditivo e de Brita na Mistura. Tese de Doutorado. Universidade Federal Do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1975.

NASCIMENTO, R.S. Estudo de Desempenho à Fadiga de Base Cimentada Tipo BGTC na BR-101/SE. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Sergipe, 2017.

NASCIMENTO, R.S.; ALBUQUERQUE, F.S. Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE. Revista Transportes, ISSN: 2237-1346, DOI:10.14295/transportes.v26i1.1358, Volume 26, Número 1, 2018.

NCHRP (National Cooperative Highway Research Program). Transportation Research Board of The National Academies Characterization of Cementitiously Stabilized Layers for Use in Pavement Design and Analysis. Final Report Appendixes. NCHRP Project 4-36, 2014.

NEVILLE, A. M. Propriedades do Concreto. 2.ed. São Paulo: PINI, 828p., 1997.

NF EN 14227 - parties 1, 2, 3 et 5 Melanges Traits Aux Liants Hydrauliques – Specifications. Cftr - info. Comité Français Pour Les Techniques Routières, 13, 2006.

NUNN M.: Development of a more versatile approach to flexible and flexible composite pavement design. Prepared for Highway Agency, TRL Report TRL615, 2004.

NUSIT, K.; JITSANGIAM, P.; KODIKARA, J.; BUI, H.H.; LEUNG, G.L.M. Advanced Characteristics of Cement-Treated Materials with respect to Strength Performance and Damage Evolution. Journal Material of Civil Engineering. 04016255-1. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001772, 2016.

OLIVEIRA, I.R.; STUDART, A.R.; PILEGGI, R.G.; PANDOLFELLI, V.C. Dispersão e empacotamento de partículas – princípios e aplicações em processamento cerâmico, Fazendo Arte Editorial, São Paulo, 2000.

OLIVEIRA, P.L. Projeto Estrutural De Pavimentos Rodoviários E De Pisos Industriais De Concreto. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.

ORTIZ, O.J.R.; LUGO, A.E.A.; NIETO, R.B.; Study of a Hot Asphalt Mixture Response Based On Energy Concepts Dyna, vol. 78, núm. 168, 2011, pp. 45-52. Dyna, año 78, Nro. 168, pp. 45-52. Medellín, Agosto,. ISSN 0012-7353, Available in: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=49622401005>, 2011.

PAIVA, C. E. L.; OLIVEIRA, P. C. A.; BONFIM, V. As perspectivas de reabilitação de pavimentos no estado de São Paulo – Brasil: Enquadramento e técnicas usuais. Construção Magazine, Vol. 53, Porto, p. 34 – 38, 2013.

PAIVA, P. S. Caracterização e Avaliação das Propriedades Geomecânicas Para uso em Pavimentação de Agregados de Rochas Vulcânicas da Porção Central do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Santa Maria/RS, 164p, 2017.

PANIZ, E. Estudo laboratorial das propriedades mecânicas de misturas com diferentes cimentos asfálticos de petróleo produzidos no Brasil. 2018. 156 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, RS. 2018.

PASCHE, E. Estudo da rigidez e resistência de uma mistura de material fresado asfáltico e pó-de-pedra com a adição de cimento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2016.

PCA (Portland Cement Association). Design of Full-Depth Reclamation with Portland Cement (FDR-PC) Pavements. Portland Cement Association. Annual Conference of the Transportation Association of Canada Halifax, Nova Scotia, Canada, 2010.

PCA (Portland Cement Association). Full-Depth Reclamation using Portland Cement: A Study of Long-Term Performance. Portland Cement Association . Illinois, E.U.A, 60 p, 2007.

PCA (Portland Cement Association). Guide to Full Depth Reclamation (FDR) with Cement. Portland Cement Association. Illinois, E.U.A., 2005a.

PCA (Portland Cement Association). Soil-Cement Technology For Pavements: Different Products For Different Applications. Pavements, Illinois, 2005b.

PEREIRA, H.F.S.G. Comportamento à Fadiga de Componentes Estruturais sob a Acção de Solicitações De Amplitude Variável, Dissertação de Mestrado. Faculdade De Engenharia Da Universidade Do Porto, Portugal, 2006.

PINTO, P. C. Investigação de parâmetros do CCR com incorporação de escória granulada de alto forno para utilização como base de pavimentos. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2010.

PINTO, S. Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1991.

PITTA, M. R. Concreto Rolado: Uma Solução Econômica e Durável para a Pavimentação Urbana. Seminário Técnico Sobre Pavimentação Urbana à Base de Cimento. São Paulo, 2002.

PITTA, M. R.; HURTADO DIAZ, P. S. Estado-Del-Arte De Los Pavimentos De Concreto Compactado Com Rodillo. Simpósio sobre Pavimentos de Concreto – Anais. Caracas, p. 605 – 633, 1991.

PITTMAN, D. W. Construction of Roller Compacted Concrete Pavements. U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station. Vicksburg, Mississipi, 1985.

PITTMAN, D. W.; RAGAN, S. A. Drying Shrinkage Of Roller-Compacted Concrete For Pavement Applications. In: Materials Journal n°1. vol.95. jan./fev. 1998.

PONCE, J. M.; BATIC, O. R. Different Manifestation of The Alkali-Silica Reaction In Concrete According To The Reaction Kinetics Of The Reactive Aggregate. Cement and Concrete Research, v. 36, n. 6, p. 1148-1156, 2006.

PORBAHA, A.; TANAKA, H.; KOBAYASHI, M. State of the art in deep mixing technology. Part II: Applications. Proc., of the ICE - Ground Improvement, 2(2), 125–139, 1998.

PRADO, K. Estudo De Critérios de Dosagem para Melhoria de Desempenho Mecânico de Brita Graduada Tratada com Cimento. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe. 2018.

PRADO, K.; ALBUQUERQUE, F.S.; ALMEIDA, G.B.O.; Influence of granulometry, cement content, and moisture in the mechanical performance of the cemented crushed stone. *Revista Transportes*, Volume 28, Numero 1, DOI:10.14295/transportes.v28i1.1861, 2020.

PRETESEILLE, M.; LENOIR, T. Mechanical Fatigue Behavior In Treated/Stabilized Soils Subjected To A Uniaxial Flexural Test. *International Journal of Fatigue*, Volume 77, pag 41–49, 2015.

RIBAS, J. Parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do Rio Grande do Sul e sua aplicação em uma análise de custo/benefício. 190 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2014.

RICCI, G. Estudo de características mecânicas do concreto compactado com rolo com agregados reciclados de construção e de demolição para pavimentação. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

RICCI, G.; BALBO, J.T. Resistência e elasticidade de concretos compactados com agregados reciclados de construção e de demolição para aplicações em pavimentação, *Revista Transportes*, v. XVII, n. 2, p. 27-35, 2009.

RIOS, S.; VIANA DA FONSECA, A.; CONSOLI, N.; FLOSS, M.; CRISTELO, N. Influence of grain size and mineralogy on the porosity/cement ratio. *Geotechnique Letters* 3, No. 3, 130–136, <http://dx.doi.org/10.1680/geolett.13.00003>, 2013.

RODRIGUES, M.S. Determinação De Parâmetros Que Influenciam Nas Propriedades Mecânicas De Material Fresado Estabilizado Granulométrica E Quimicamente Para Emprego Em Camadas De Pavimentos. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

RODRIGUES, R.M. Estudo do Trincamento dos Pavimentos. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 200 p, 1991.

SACHETTI, A.S. Nova Abordagem para Previsão de Parâmetro de Resistência ao Cisalhamento de Uma Areia Artificialmente Cimentada. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

SANTOS, M. S. Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria – RS. 204 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria/RS, 2015.

SAPEM (SOUTH AFRICAN PAVEMENT ENGINEERING MANUAL) Chapter 10: Pavement Design. African National Roads Agency Soc. LTD, Second Edition, 2014.

SARGILO, A.V. Estudo de Deformabilidade e Empacotamento de Britas com Diferentes Origens Litológicas do Estado do Rio Grande do Sul. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, 2020.

SCHUSTER, S. L. Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Asfálticas Aplicadas em Campo por Meio da Teoria Viscoelástica de Dano Contínuo. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 270 p., 2018.

SCULLION T., UZAN J., HILBRICH S., CHEN P. Thickness design systems for pavements containing soil-cement bases. Portland Cement Assosiation, Skokie, Illinois, 2008.

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação. v.2. 1ed. São Paulo: PINI. p.70-131., 2001.

SEVERI, A. A., BALBO, J.T. RODOLFO, P.R., SESTINI, V. M., PRIETO, V. Verificação à Fadiga de Revestimentos Asfálticos e Bases Cimentadas “Programa Pavimentos Asfálticos v. 1.0”. DER. 1999.

SILVA, A.H.M.; CHAVES, J.M.; ARANHA, A.L.; BERNUCCI, L.L.B.; VASCONCELOS, K.L. Avaliação dos Parâmetros Executivos Para Construção de Camada Espessa de Base Cimentada. In: 8o Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões, Santos. 2013.

SOARES, J.B.; FREITAS, F.A.C. Modelagem De Formação E Propagação De Trincas Em Misturas Asfálticas. Revista Transportes, ISSN: 2237-1346, volume 11. Número 1, 2002.

SOUNTHARARAJAH, A.; BUI, H.H.; NGUYEN, N.; JITSANGIAM, P.; KODIKARA, J. Early-Age Fatigue Damage Assessment of Cement-Treated Bases Under Repetitive Heavy Traffic Loading. Journal of Materials in Civil Engineering, March 2018.

STROEVEN, P.; STROEVEN, M. Space System For Simulation Of Aggregated Matter Application To Cement Hydration, Cem. Concr. Res. 29, 8 1299-1304, 1999.

SUEBSUK, J.; HORPIBULSUK, S.; SUKSAN, A.; SUKSIRIPATTANAPONG, C.; PHOO-NGERNKHAM, T.; ARULRAJAH, A. Strength Prediction Of Cement-Stabilised Reclaimed Asphalt Pavement And Lateritic Soil Blends, Int. J. Pavement Eng., 2017.

SUFIAN, Z. Full Depth Reclaimed Pavements Using Cement And Hydrated Lime As Stabilizing Agents. In: 13th Conference Of Road Engineering Association Of Asia And Australasia – Anais Incheon, 10p, 2009.

SYMONS, I.F. A Preliminary Investigation To Determine The Resistance Of Cement-Stabilized Materials To Repeated Loading. Road Research Laboratory. Ministry of Transport. RRL REPORT LR 61, Crowthorne Road Research Laboratory, 1967.

TAHA, R.; AL HARTHY, A.; AL-SHAMSI, K.; AL-ZUBEIDI, M. Cement Stabilization Of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate For Road Bases And Subbases, Journal Mater. Civ. Eng. 14 (3), 239–245, 14:3(239), 2002.

TAHA, R.G.; ALI, G.; BASMA, A.; AL-TURK, O. Evaluation Of Reclaimed Asphalt Pavement Aggregate In Road Bases And Subbases. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1652, Transportation Research Board, Washington, D.C.; 1999.

TANSKI, M.C. Comportamento Mecânico De Material Reciclado A Frio Com Emulsão E Cimento. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2016.

TEBALDI G.; DAVE E.; MARSAC P.; MURAYA P.; HUGENER M.; PASETTO M. Classification of recycled asphalt (RA) material. In: 2nd International symposium on

asphalt pavements & environment, ISAP TC APE, Fortaleza, Brazil, October 1–3, 2012.

TESSARI, C.L. Análise do comportamento de brita graduada tratada com cimento com a adição de borracha de pneus para aplicação em camadas de base de pavimentos. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2017.

THEYSE, H.; DE BEER, M.; RUST, F. Overview of South African mechanistic pavement design method. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 1539, p. 6-17, 1996.

THOM, N. Principles of pavement engineering. Published by: ICE Publishing, ISBN 978-0-7277-5853-8, Thomas Telford Limited, University of Nottingham, Londres, 2010.

TIECHER, F. Reação Álcali-Agregado: Avaliação Do Comportamento De Agregados Do Sul Do Brasil Quando Se Altera O Cimento Utilizado. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS. Porto Alegre, 2006.

TOLBERT, J.C. Effect of High Percentages of Reclaimed Asphalt Pavement on Mechanical Properties of Cement- Treated Base Material. A thesis submitted to Brigham Young University. Master of Science, 2014.

TRH. Technical Recommendation for Highway. Cementitious stabilizers in road construction South Africa. TRH 14, Pretoria, South Africa, 1985.

TRICHÊS, G. - Concreto compactado a rolo para aplicação em pavimentação: estudo do comportamento na fadiga e proposição de metodologia de dimensionamento. Tese de Doutorado. Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, 1993.

VENSON, G.I. Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2015.

VOROBIEFF, G. Modification Versus Bound Pavements. NZIHT Stabilisation of Road Pavements Seminar. Australian Stabilisation Industry Association, Austrália, 2004.

WANG, A.; ZHANG, C.; ZHANG, N. Study of the influence of the particle size distribution on the properties of cement, *Cem. Concr. Res.* 27, 5, 685-695, 1997.

WANG, A.; ZHANG, C.; ZHANG, N. The Theoretic Analysis Of The Influence Of The Particle Size Distribution Of Cement System On The Property Of Cement, *Cem. Concr. Res.* 29, 11, 1721-1726, 1999

WHITE, G.W.; GNANENDRAN, C.T. The Influence Of Compaction Method And Density On The Strength And Modulus Of Cementitiously Stabilised Pavement Materials. *International Journal of Pavement Engineering*, 6:2, 97-110. <http://dx.doi.org/10.1080/10298430500089593>, 2005.

WILSON, B.T.; GUTHRIE, W.S. Strength and Deformation Characteristics Of Cementtreated Reclaimed Pavement With A Chip Seal, *Transp. Res. Record: J. Transp. Res. Board* 2212, 100–109, 2011.

WIRTGEN. Reciclagem a frio: tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen. Windhagen, Alemanha, 370 p., 2012.

XUAN, D. Cement Treated Recycled Crushed Concrete and Masonry Aggregates for Pavements. Dissertação de Mestrado. Wuha University of Technology. China. 2012.

YEO, Y.S. Characterisation of Cement Treated Crushed Rock Basecourse for Western Australian Roads. Thesis presented for the Degree of Doctor of Philosophy, Curtin University, School of Civil and Mechanical Engineering, 2011.

YEO, Y.S.; JITSANGIAM, P.; NIKRAZ, H. Dynamic Effects on Fatigue Life of Cement Treated Crushed Rock. International Conference on Advances in Geotechnical Engineering, Perth, Australia, Nov.7-9, 2011b, ISBN: 978-0-646-55142-5, 2011b.

YEO, Y.S.; JITSANGIAM, P.; NIKRAZ, H. Mix Design of Cementitious Basecourse. International Conference on Advances in Geotechnical Engineering (ICAGE 2011), Nov 7-9 2011. Pp 379-385. Perth, 2011a.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. Principles of Pavement Design. New York: John Wiley & Sons Inc., ed. 2, 711p, 1975.

YUAN, D.; NAZARIAN, S.; HOYOS, L.R.; PUPPALA, A.J. Evaluation and mix design of cement-treated base materials with high content of reclaimed asphalt pavement, Transp. Res. Record: J. Transp. Res. Board 2212, 110–119, 2011.

ZHOU F., FERNANDO E.G., SCULLION T.: Development, calibration, and validation of performance prediction models for the Texas M-E flexible pavement design system. Report No. FHWA/TX-10/0-5798-2, Texas Transportation Institute, The Texas A&M University System College Station, Texas, 2010.

APÊNDICE A:

APÊNDICE A₁ - Análise petrográfica da AMOSTRA 1 da Pedreira SJ.

ANÁLISE PETROGRÁFICA	
Pedreira: SJ - AMOSTRA 1	Class. Petrográfica: Rocha Ígnea Extrusiva – Basalto.
Composição Mineralógica	
Minerais Essenciais: 40% Plagioclásio, 30% Clinopiroxênio, 20% Olivina, 10% Óxidos	
Minerais Acessórios: Biotita e Óxidos	
Minerais Carbonáticos: Ausentes	
Minerais Deletério: Óxidos	
Características	
<u>Cor:</u> Cinza avermelhado (estado seco) / Cinza Escuro (estado úmido).	
<u>Estrutura/Textura:</u> Maciça / Afanítica.	
<u>Estado de Alteração:</u> Rocha pouco alterada.	
<u>Propriedades Físico-mecânicas:</u> Rocha Coerente.	
<u>Potencial de Utilização:</u> Agregado para pavimentação e obras civis.	
<u>Microscopia Ótica:</u> A análise microscópica mostrou que a rocha possui grande quantidade de plagioclásio e piroxênio como minerais principais e presença de uma quantidade razoável de olivina como mineral secundário. A amostra possui a superfície alterada por oxidação.	
Detalhes da Textura da Rocha	

Figura A₁ - Detalhes da rocha SJ - AMOSTRA 1 (a) Amostra de mão; (b) Vista em microscópio petrográfico com destaque para cristal de olivina (aumento 2,5/0.08).



Fonte: BACK (2018).

APÊNDICE A₂ - Resultados dos ensaios de caracterização do agregado da pedreira SJ (continua).

ENSAIOS	NORMA	SJ
Classificação Rocha	DNER-IE 06/94	Basalto
Acidez da Rocha		Básica
Adesividade	DNER-ME 78/94	Satisfatória
Índice de Forma - Paquímetro – Brita 1	NBR 7809/08	1,87
Índice de Forma - Paquímetro – Brita 0		2,69
Índice de Forma - Crivos – Brita 1	DNER-ME 86/94	0,88
Índice de Forma – Crivos – Brita 0		0,59

APÊNDICE A₂ - Resultados dos ensaios de caracterização do agregado da pedraira SJ (conclusão).

ENSAIOS	NORMA	SJ	
Lamellaridade - DAER/RS – Brita 1 (%)	DAER-EL 108/01	20,24	
Lamellaridade - DAER/RS – Brita 0 (%)		65,71	
Placa Calíper (plana) – B1 1:3 (%)	ASTM d 4791/15	1,2	
Placa Calíper (alongada) – B1 1:3 (%)		0	
Placa Calíper (lamelar) – B1 1:3 (%)		7,9	
Placa Calíper (plana) – B1 1:5 (%)		0	
Placa Calíper (alongada) – B1 1:5 (%)		0	
Placa Calíper (lamelar) – B1 1:5 (%)		0	
Placa Calíper (plana) – B0 1:3 (%)		39,4	
Placa Calíper (alongada) – B0 1:3 (%)		0	
Placa Calíper (lamelar) – B0 1:3 (%)		65,9	
Placa Calíper (plana) – B0 1:5 (%)		14,3	
Placa Calíper (alongada) – B0 1:5 (%)		0	
Placa Calíper (lamelar) – B0 1:5 (%)		30,1	
Massa Unitária – Brita 1	DNER-ME 152/95	1,62	
Massa Unitária – Brita 0		1,55	
Massa Unitária Pó		1,83	
Equivalente de Areia (%)	DNER-ME 54/97	74	
Abrasão "LA" (%)	DNER-ME 35/98	12,56	
Perda ao Choque Treton (%)	DNER-ME 399/99	8,44	
Comp. Puntiforme - Is(50)Seco (MPa)	ISRM 1985	6,64	
Comp. Puntiforme - Is(50)Sat. (MPa)		7,06	
Comp. Punt. - Is(50)Sat/Seco (MPa)		1,063	
Esmagamento (%)	DNER-ME 197/97	13,73	
Absorção – Brita 1 (%)	DNER-ME 195/98 NBR NM 53/2009	1,19	
Absorção – Brita 0 (%)		1,78	
M.E.R. – Brita 1 (g/cm ³)		2,97	
M.E.R. – Brita 0 (g/cm ³)		3,01	
M.E.A. – Brita1 (g/cm ³)		2,87	
M.E.A. – Brita 0 (g/cm ³)		2,86	
Porosidade Aparente – Brita 1 (%)		3,40	
Porosidade Aparente – Brita 0 (%)		5,09	
Grau de Compacidade – Brita 1		0,9660	
Grau de Compacidade – Brita 0		0,9491	
Massa Especifica Chapman (g/cm ³)		DNER-ME 194/98	2,961
Sanidade Graúdo (%)		DNER-ME 89/94	5,62
Sanidade Miúdo (%)	5,7		
Sanidade DNER (%)	11,32		
Sanidade DAER (%)	5,656		

Fonte: BACK (2018).

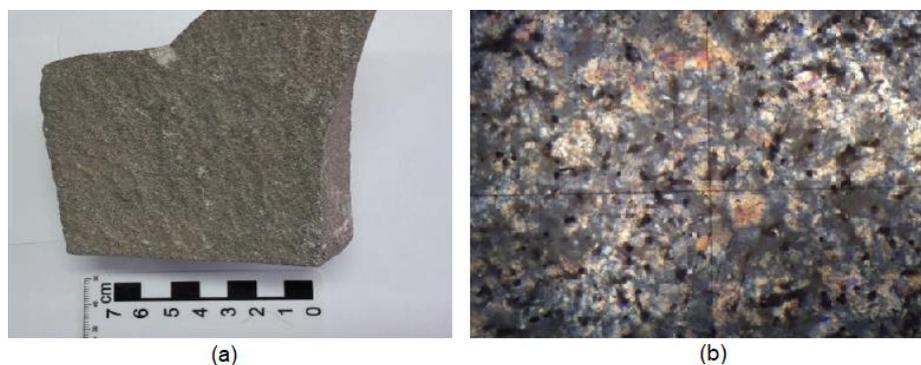
APÊNDICE A₃ – Tabela resumo do ensaio AIMS 2 da Pedreira SJ.

PEDREIRA: SÃO JUVENAL							
Peneira	Parâmetro	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de Pedra	Média	Desvio Padrão	COV (%)
12,5 mm (1/2")	Esfericidade	0,72	-	-	0,72	0,08	11,1
	Angularidade	2702,8	-	-	2702,80	598,7	22,2
	Textura	583,3	-	-	583,30	66,9	11,5
9,5 mm (3/8")	Esfericidade	0,66	-	-	0,66	0,09	13,6
	Angularidade	2949,9	-	-	2949,90	534,9	18,1
	Textura	599,4	-	-	599,40	70,4	11,7
4,75 mm (#4)	Esfericidade	-	0,67	-	0,67	0,11	16,4
	Angularidade	-	2780,1	-	2780,10	596,8	21,5
	Textura	-	632,4	-	632,40	89,9	14,2
2,36 mm (#8)	Angularidade	-	-	2887,8	2887,80	602,7	20,9
	Forma 2D	-	-	8	8,00	2,1	26,3
1,18 mm (#16)	Angularidade	-	-	3405,9	3405,90	893,9	26,2
	Forma 2D	-	-	7,6	7,60	1,7	22,4
0,60 mm (#30)	Angularidade	-	-	3729,4	3729,40	893,1	23,9
	Forma 2D	-	-	7,8	7,80	1,6	20,5
0,30 mm (#50)	Angularidade	-	-	3964	3964,00	1597,4	40,3
	Forma 2D	-	-	7,7	7,70	2,4	31,2
0,15 mm (#100)	Angularidade	-	-	3947	3947,00	1571,2	39,8
	Forma 2D	-	-	7,7	7,70	2,0	26,0
0,075 mm (#200)	Angularidade	-	-	2772,9	2772,90	1326,4	47,8
	Forma 2D	-	-	8,8	8,80	2,3	26,1
Esfericidade	Média	0,690	0,670	-	0,680		
	Desv. Padrão	0,04	0,11	-	0,08		
	COV (%)	6,1	16,4	-	11,3		
Angularidade	Média	2826,35	2780,10	3451,17	3019,21		
	Desv. Padrão	174,73	596,8	522,64	431,4		
	COV (%)	6,2	21,5	15,1	14,3		
Textura	Média	591,35	632,4	-	611,9		
	Desv. Padrão	11,38	89,90	-	50,6		
	COV (%)	1,9	14,2	-	8,1		
Forma 2D	Média	-	-	7,9	7,93		
	Desv. Padrão	-	-	0,45	0,4		
	COV (%)	-	-	5,6	5,6		

APÊNDICE A₄ - Análise petrográfica da AMOSTRA 1 da Pedreira DP.

ANÁLISE PETROGRÁFICA	
Pedreira: DP - AMOSTRA 1	Class. Petrográfica: Rocha Extrusiva Ácida - Riodacito
Composição Mineralógica	
Minerais Essenciais: 35% Feldspato, 32% Quartzo, 25% Piroxênio.	
Minerais Acessórios: 8% Minerais Opacos.	
Minerais Carbonáticos: Ausente.	
Minerais Deletério: Ausente.	
Características	
<u>Cor</u> : Cinza Claro (estado seco) / Cinza Escuro (estado úmido).	
<u>Estrutura/Textura</u> : Maciça / Afanítica muito fina inequigranular porfirítica.	
<u>Estado de Alteração</u> : Rocha Pouco Alterada	
<u>Propriedades Físico-mecânicas</u> : Coerente	
<u>Microscopia Ótica</u> : Para a rocha da jazida DP observa-se intercrescimento de quartzo e feldspato com textura esferulítica, uma pequena proporção de piroxênio alterado com óxidos opacos de pequeno tamanho podendo ser provavelmente ferromagnetita. Em algumas porções da matriz observar-se desvitrificação com formação de argilomineral.	
<u>Informações Adicionais</u> : Verificou-se presença de juntas horizontalizadas , possivelmente geradas pelo fluxo e resfriamento da lava, sendo algumas preenchidas por quartzo e calcita, com o último mineral euédrico. Além disso, foi verificado a presença de óxidos.	
Detalhes da Textura da Rocha	

Figura A₂ - Detalhes da rocha DP - AMOSTRA 1. (a) Amostra de mão; (b) Vista em microscópio petrográfico (aumento de 2,5/0.08).

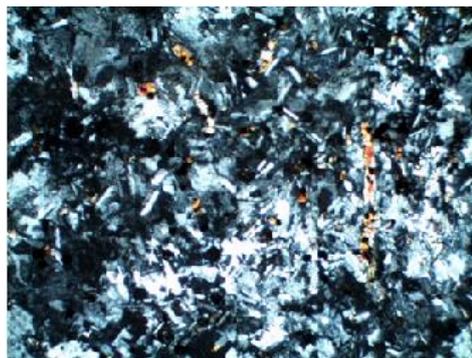


Fonte: Adaptado de PAIVA (2017) e BRONDANI (2019).

APÊNDICE A₅ - Análise petrográfica da AMOSTRA 2 da Pedreira DP.

ANÁLISE PETROGRÁFICA	
Pedreira: DP - AMOSTRA 2	Class. Petrográfica: Rocha Extrusiva Intermediária a Ácida - Dacito
Composição Mineralógica	
Minerais Essenciais: 44% Plagioclásio, 33% Quartzo, 15% Piroxênio, 8% Minerais Opacos.	
Minerais Acessórios: Ausente.	
Minerais Carbonáticos: Ausente.	
Minerais Deletério: Ausente.	
Características	
<u>Cor</u> : Cinza Claro (estado seco) / Cinza Escuro (estado úmido).	
<u>Estrutura/Textura</u> : Maciça / Fanítica muito fina.	
<u>Estado de Alteração</u> : Rocha Pouco Alterada	
<u>Propriedades Físico-mecânicas</u> : Coerente	
<u>Microscopia Ótica</u> : Os plagioclásios estão eudricos, ripdiformes. Os piroxênios sugere-se que sejam augita, apresentam alterações na borda e fraturamento na direção de menor largura dos cristais. Os cristais não apresentam orientação.	
Detalhes da Textura da Rocha	

Figura A₃ - Detalhes da rocha DP - AMOSTRA 2 - Vista tirada com lente de aumento (ampliada 5 vezes).



Fonte: AUTOR.

APÊNDICE A₆ - Resultados dos ensaios de caracterização do agregado da pedreira DP (continua).

ENSAIOS	NORMA	DP
Classificação Rocha	DNER-IE 06/94	Riodacito
Acidez da Rocha		Ácida
Adesividade	DNER-ME 78/94	Não Sat.
Índice de Forma - Paquímetro – Brita 1	NBR 7809/08	2,09
Índice de Forma - Paquímetro – Brita 0		2,24
Índice de Forma - Crivos – Brita 1	DNER-ME 86/94	0,91
Índice de Forma - Crivos – Brita 0		0,67
Lamelaridade - DAER/RS – Brita 1 (%)	DAER-EL 108/01	11,88
Lamelaridade - DAER/RS – Brita 0 (%)		39,94

APÊNDICE A₆ - Resultados dos ensaios de caracterização do agregado da pedra DP (conclusão).

ENSAIOS	NORMA	DP	
Massa Unitária – Brita 1	NBR NM 45/2006	1,40	
Massa Unitária – Brita 0		1,45	
Massa Unitária Pó		-	
Equivalente de Areia (%)	DNER-ME 54/97	67,65	
Abrasão "LA" (%)	NBR NM 51/2001	10,05	
Perda ao Choque Treton (%)	DNER-ME 399/99	4,66	
Comp. Puntiforme - Is(50)Seco (MPa)	ISRM 1985	6,46	
Comp.Puntiforme - Is(50)Sat. (MPa)		5,79	
Comp. Punt. - Is(50)Sat/Seco (MPa)		0,896	
Esmagamento (%)	DNER-ME 197/97	13,17	
Absorção – Brita 1 (%)	DNER-ME 195/98 NBR NM 53/2009	2,19	
Absorção – Brita 0 (%)		2,35	
M.E.R. – Brita 1 (g/cm ³)		2,64	
M.E.R. – Brita 0 (g/cm ³)		2,65	
M.E.A. – Brita 1 (g/cm ³)		2,50	
M.E.A. – Brita 0 (g/cm ³)		2,49	
Porosidade Aparente – Brita 1 (%)		5,4904	
Porosidade Aparente – Brita 0 (%)		5,8606	
Grau de Compacidade – Brita 1		0,9451	
Grau de Compacidade – Brita 0		0,9414	
Massa Específica Chapman (g/cm ³)		DNER-ME 194/98	2,647
Sanidade Graúdo (%)		DNER-ME 89/94	0,66
Sanidade Miúdo (%)			5,61
Sanidade DNER (%)			6,27
Sanidade DAER (%)	2,89		

Fonte: PAIVA (2017).

APÊNDICE A7 – Tabela resumo do ensaio AIMS 2 da Pedreira DP.

PEDREIRA: DELLA PASQUA							
Peneira	Parâmetro	Brita 3/4"	Brita 3/8"	Pó de Pedra	Média	Desvio Padrão	COV (%)
12,5 mm (1/2")	Esfericidade	0,77	-	-	0,77	0,08	10,4
	Angularidade	2921,4	-	-	2921,40	544,4	18,6
	Textura	341,5	-	-	341,50	72,4	21,2
9,5 mm (3/8")	Esfericidade	0,72	-	-	0,72	0,08	11,1
	Angularidade	2900,4	-	-	2900,40	598,4	20,6
	Textura	369,7	-	-	369,70	70,9	19,2
4,75 mm (#4)	Esfericidade	-	0,804	-	0,804	0,086	10,7
	Angularidade	-	3088,1	-	3088,10	594,5	19,3
	Textura	-	370	-	370,00	81,5	22,0
2,36 mm (#8)	Angularidade	-	3241,1	3259	3250,05	673,1	20,7
	Forma 2D	-	7,8	7,5	7,65	1,6	21,4
1,18 mm (#16)	Angularidade	-	-	3372,7	3372,70	745,6	22,1
	Forma 2D	-	-	7,6	7,60	1,7	22,4
0,60 mm (#30)	Angularidade	-	-	2610,4	2610,40	757,2	29,0
	Forma 2D	-	-	6,8	6,80	2,0	29,4
0,30 mm (#50)	Angularidade	-	-	4017,1	4017,10	1089,8	27,1
	Forma 2D	-	-	7,8	7,80	1,7	21,8
0,15 mm (#100)	Angularidade	-	-	3035	3035,00	1320,6	43,5
	Forma 2D	-	-	7,5	7,50	2,5	33,3
0,075 mm (#200)	Angularidade	-	-	3064,8	3064,80	1395,9	45,5
	Forma 2D	-	-	8,9	8,90	2,6	29,2
Esfericidade	Média	0,745	0,804	-	0,775		
	Desv. Padrão	0,09	0,09	-	0,09		
	COV (%)	11,4	10,7	-	11,1		
Angularidade	Média	2910,90	3182,90	3240,30	3111,37		
	Desv. Padrão	572,1	672,5	1114,0	786,2		
	COV (%)	19,7	21,1	35,2	25,3		
Textura	Média	355,6	370	-	362,8		
	Desv. Padrão	73,0	81,5	-	77,3		
	COV (%)	20,5	22,0	-	21,3		
Forma 2D	Média	-	7,8	7,7	7,74		
	Desv. Padrão	-	1,7	2,1	1,9		
	COV (%)	-	21,5	27,5	24,5		

APÊNDICE B:APÊNDICE B₁ – Tabela resumo do ensaio RCS para Pedreira SJ.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	$\eta/C\%$	RCS (MPa)
SJ(3,5)	28	7,29	100,31	200,99	4292	1588,374	2,52	98,96	13,19	3,26	4,04	3,6
		7,24	99,64	201,09	4274	1568,006	2,54	99,87	12,39	3,29	3,76	3,53
		7,23	100,44	200,3	4284	1587,027	2,52	98,91	13,23	3,26	4,05	3,53
		7,38	99,66	201,3	4262	1570,274	2,53	99,32	12,88	3,28	3,93	3,28
		7,36	100,11	200,24	4242	1576,143	2,51	98,5	13,59	3,25	4,18	3,28
		7,35	100,26	200,8	4248	1585,291	2,50	98,08	13,96	3,24	4,31	3,4
		7,3	100,12	199,57	4206	1571,183	2,49	98,03	14,01	3,23	4,33	3,38
SJ(3,5)	91	6,85	100,26	201,27	4260	1589,01	2,51	98,59	13,52	3,25	4,16	3,49
		6,46	100,05	200,15	4224	1573,547	2,52	99,08	13,09	3,27	4,00	6,59
		6,45	100,18	201,29	4242	1586,624	2,51	98,69	13,43	3,26	4,12	6,99**
		6,62	100,63	200,66	4244	1595,9	2,49	98,01	14,03	3,23	4,34	6,3
		7,38	99,83	200,69	4224	1570,861	2,50	98,4	13,69	3,25	4,22	5,45**
		7,3	99,67	200,44	4254	1563,879	2,54	99,61	12,62	3,29	3,84	6,3
		7,34	99,78	200,14	4244	1564,987	2,53	99,27	12,92	3,27	3,94	6,28
SJ(5,5)	28	7,3	99,9	200,45	4218	1571,184	2,50	98,31	13,76	3,24	4,24	6,18
		6,56	100,13	199,84	4284	1573,623	2,55	100,4	11,94	3,31	3,61	6,2
		7,23	100,15	200,23	4250	1577,324	2,51	99,12	13,28	5,12	2,60	5,95
		7,59	100,07	200,41	4274	1576,221	2,52	99,42	13,03	5,13	2,54	5,41
		7,58	99,92	199,84	4258	1567,029	2,53	99,64	12,83	5,15	2,49	5,48
		7,56	100,25	200,29	4276	1580,949	2,51	99,2	13,22	5,12	2,58	5,55
		7,53	99,79	199,77	4250	1562,407	2,53	99,79	12,7	5,15	2,46	5,53
SJ(5,5)	91	6,72	100,59	200,1	4300	1590,181	2,53	99,95	12,56	5,16	2,43	5,49
		7,23	100,16	200,51	4286	1580,476	2,53	99,76	12,72	5,15	2,47	5,52
		7,37	100,56	200,37	4274	1591,377	2,50	98,67	13,68	5,1	2,68	5,22
		7,48	100,22	200,37	4248	1580,634	2,50	98,64	13,71	5,09	2,69	10,07
		7,6	100,34	201,14	4252	1590,51	2,48	98,01	14,26	5,06	2,82	10,16
		7,57	100,17	200,48	4226	1579,924	2,49	98,09	14,19	5,07	2,80	10,83**
		7,51	100,09	199,71	4244	1571,343	2,51	99,1	13,3	5,12	2,60	9,65
SJ(5,5)	91	7,59	100,19	200,91	4298	1583,945	2,52	99,49	12,96	5,14	2,52	9,53
		7,6	100,3	200,13	4252	1581,262	2,50	98,58	13,76	5,09	2,70	9,81
		7,49	99,84	200,33	4234	1568,357	2,51	99,07	13,33	5,12	2,60	9,42
		7,56	99,83	200,67	4266	1570,704	2,53	99,61	12,86	5,14	2,50	9,9

** Valores expurgados

APÊNDICE B₂ – Tabela resumo do ensaio RCS para Pedreira DP.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	rd (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	η/C%	RCS (MPa)
DP(3,5)	28	8,38	99,9	199,98	3746	1567,5	2,21	99,01	14,06	2,86	4,92	2,54
		8,69	98,76	198,88	3656	1523,502	2,21	99,14	13,95	2,86	4,88	2,57
		8,51	99,67	199,52	3688	1556,701	2,18	98,04	14,91	2,83	5,27	2,43
		9	99,81	200,45	3760	1568,354	2,20	98,76	14,28	2,85	5,01	2,11**
		8,99	99,57	200,32	3752	1559,808	2,21	99,1	13,99	2,86	4,89	3,11
		8,98	99,67	201,33	3780	1570,823	2,21	99,15	13,94	2,86	4,87	3,1
		9,01	99,95	200,69	3754	1574,64	2,19	98,2	14,77	2,83	5,21	2,92
		8,94	100,1	200,68	3766	1579,291	2,19	98,29	14,69	2,84	5,18	3,1
DP(3,5)	91	8,09	99,42	199,71	3658	1550,377	2,18	98,02	14,93	2,83	5,28	4,11
		8,98	99,58	200,38	3714	1560,589	2,18	98,06	14,89	2,83	5,26	4,29
		8,36	99,56	200,42	3700	1560,273	2,19	98,27	14,71	2,84	5,19	4,3
		8,89	100,02	200,69	3750	1576,846	2,18	98,07	14,88	2,83	5,26	4,06
		8,04	100,01	199,68	3740	1568,597	2,21	99,1	13,99	2,86	4,89	4,17
		8,73	99,95	201,25	3790	1579,034	2,21	99,12	13,97	2,86	4,88	4,67
		8,83	100,02	200,63	3766	1576,375	2,20	98,57	14,45	2,85	5,08	4,47
		9	100,11	201,05	3780	1582,519	2,19	98,4	14,6	2,84	5,14	4,29
DP(5,5)	28	8,24	100,36	200,03	3812	1582,364	2,23	99,58	13,4	4,53	2,96	6,00
		7,76	100,13	199,98	3790	1574,726	2,23	99,93	13,1	4,55	2,88	6,49
		7,95	100,17	200,04	3814	1576,457	2,24	100,3	12,8	4,57	2,80	3,48**
		7,74	100,23	200,51	3804	1582,054	2,23	99,85	13,16	4,55	2,90	7,52
		7,86	100,2	200,31	3804	1579,53	2,23	99,9	13,12	4,55	2,88	6,18
		7,54	100,21	200,68	3828	1582,764	2,25	100,6	12,49	4,58	2,73	7,73**
		7,98	100,03	199,73	3820	1569,617	2,25	100,8	12,3	4,59	2,68	7,82**
		7,7	99,92	199,88	3796	1567,343	2,25	100,6	12,5	4,58	2,73	7,47
DP(5,5)	91	7,89	100,16	200,87	3804	1582,682	2,23	99,68	13,32	4,54	2,93	8,34**
		8,23	100,32	200,71	3802	1586,478	2,21	99,07	13,84	4,51	3,07	9,45**
		8,2	100,26	200,8	3766	1585,924	2,19	98,2	14,6	4,47	3,27	11,05
		7,63	100,27	200,86	3776	1586,081	2,21	98,97	13,93	4,51	3,09	11,45
		7,64	100,15	200,94	3782	1582,917	2,22	99,31	13,63	4,52	3,01	11,83
		7,97	100,16	200,46	3796	1579,451	2,23	99,6	13,39	4,53	2,95	11,85
		7,89	100,35	199,99	3782	1581,732	2,22	99,16	13,77	4,51	3,05	11,83
		8,07	100,88	200,01	3808	1598,644	2,20	98,62	14,24	4,49	3,17	12,29

** Valores expurgados

APÊNDICE B₃ – Tabela resumo do ensaio RTF para Pedreira SJ.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Comp (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	rd (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	η/C%	RTF (MPa)
SJ(3,5)	28	7,21	100,8	99,82	400	11058	4024,7	2,56	100,7	11,67	3,32	3,512	0,879
		7,38	100,3	100,77	400	11098	4042,9	2,56	100,4	11,88	3,31	3,586	0,832
		7,25	100,97	100,19	400	11030	4046,5	2,54	99,9	12,4	3,29	3,762	0,836
		7,06	99,95	101,02	400	11036	4038,8	2,55	100,3	12,03	3,31	3,635	0,969
		7,1	100,54	100,38	400	11142	4036,9	2,58	101,3	11,17	3,34	3,344	0,871
		7,28	100,48	101,04	400	11154	4061,0	2,56	100,6	11,75	3,32	3,541	1,032**
		7,14	100,07	100,65	400	11143	4028,8	2,58	101,4	11,02	3,35	3,293	0,94
		7,27	100,17	100,15	400	11004	4012,8	2,56	100,4	11,89	3,31	3,587	0,843
SJ(3,5)	91	6,55	100	100,84	400	10954	4033,6	2,55	100,1	12,15	3,3	3,677	1,736**
		6,67	100,66	99,63	400	10948	4011,5	2,56	100,5	11,81	3,32	3,562	1,555
		7,11	100,22	99,42	400	10912	3985,5	2,56	100,4	11,89	3,31	3,589	1,568
		6,78	99,15	100,01	400	10884	3966,4	2,57	101,0	11,42	3,33	3,429	1,780**
		6,5	100,12	100,23	400	10930	4014,0	2,56	100,5	11,87	3,31	3,582	1,439
		6,87	101,09	101	400	11120	4084,0	2,55	100,1	12,18	3,3	3,689	1,335
		6,66	100,81	100,68	400	11020	4059,8	2,54	100,0	12,28	3,3	3,723	1,209**
		7,01	100,81	100,19	400	10980	4040,1	2,54	99,8	12,46	3,29	3,784	1,221**
SJ(5,5)	28	7,34	100,86	102,1	400	11138	4119,1	2,52	99,4	13,04	5,13	2,541	1,007
		7,39	100,41	100,23	400	10972	4025,6	2,54	100,1	12,38	5,17	2,395	0,98
		7,54	100,59	100,42	400	10996	4040,5	2,53	99,8	12,64	5,15	2,452	0,94
		6,91	100,82	100,55	400	11070	4055,0	2,55	100,7	11,85	5,2	2,278	0,97
		7,18	100,19	100,34	400	10756	4021,2	2,50	98,4	13,85	5,08	2,724	0,98
		7,23	100,54	100,38	400	10950	4036,9	2,53	99,8	12,67	5,15	2,46	1,011
		7,58	100,57	100,64	400	11068	4048,5	2,54	100,2	12,27	5,18	2,371	1,04
		7,04	100,6	100,71	400	11088	4052,6	2,56	100,8	11,76	5,21	2,258	0,934
SJ(5,5)	91	7,44	100,26	100,03	400	10936	4011,6	2,54	100,1	12,41	5,17	2,401	1,83
		7,42	100,92	100,05	400	10884	4038,8	2,51	99,0	13,4	5,11	2,621	1,922
		7,59	101,52	99,93	400	10896	4058,0	2,50	98,4	13,84	5,08	2,723	1,915
		7,59	100,47	101,22	400	10920	4067,8	2,50	98,4	13,86	5,08	2,728	1,783
		7,14	100,57	100,67	400	10924	4049,8	2,52	99,3	13,08	5,13	2,551	1,732
		7,6	99,89	101,28	400	10984	4046,7	2,52	99,5	12,92	5,14	2,514	1,895
		7,35	100,34	100,72	400	11022	4042,5	2,54	100,2	12,32	5,17	2,381	1,873
		7,25	101,28	100,14	400	10894	4056,9	2,50	98,8	13,56	5,1	2,66	1,634**

** Valores expurgados

APÊNDICE B₄ – Tabela resumo do ensaio RTF para Pedreira DP.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Comp (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	rd (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	η/C%	RTF (MPa)
DP(3,5)	28	8,35	101,71	100,85	400	10080	4103,0	2,27	101,82	11,68	2,94	3,975	0,341**
		8,22	99,89	100,09	400	9780	3999,2	2,26	101,47	11,98	2,93	4,091	0,459
		9	100,6	100,79	400	9988	4055,8	2,26	101,45	12	2,93	4,097	0,415
		8,17	100,5	100,76	400	9908	4050,6	2,26	101,54	11,92	2,93	4,067	0,311**
		8,2	101,9	100,81	400	10086	4109,0	2,27	101,87	11,64	2,94	3,958	0,409
		7,84	100,38	100,08	400	9882	4018,4	2,26	101,55	11,91	2,93	4,064	0,527**
		8,65	100,52	100,16	400	9802	4027,2	2,24	100,59	12,75	2,9	4,389	0,49
		8,57	100,98	100,12	400	9850	4044,0	2,24	100,74	12,62	2,91	4,339	0,419
DP(3,5)	91	8	100,75	100,61	400	9648	4054,6	2,20	98,934	14,18	2,86	4,966	0,831**
		8,1	100,78	100,26	400	9730	4041,7	2,23	100	13,26	2,89	4,592	1,115**
		8,79	99,96	99,11	400	9538	3962,8	2,21	99,345	13,83	2,87	4,821	0,539
		8,43	99,63	100,94	400	9902	4022,7	2,27	101,94	11,58	2,94	3,934	0,522
		8,97	99,03	100,34	400	9680	3974,7	2,23	100,36	12,95	2,9	4,47	0,496
		8,98	100,53	99,18	400	9692	3988,2	2,23	100,13	13,15	2,89	4,548	0,536
		8,93	99,73	100,66	400	9612	4015,5	2,20	98,674	14,41	2,85	5,058	0,524
		8,98	99,7	99,32	400	9692	3960,9	2,25	100,82	12,55	2,91	4,311	0,538
DP(5,5)	28	7,57	100,75	101,3	400	9778	4082,4	2,23	99,625	13,36	4,54	2,946	0,751**
		7,66	101,48	102,13	400	9934	4145,7	2,23	99,586	13,4	4,53	2,955	1,001
		8,22	100,75	102,4	400	9816	4126,7	2,20	98,343	14,48	4,48	3,233	1,003
		8,25	99,92	101,84	400	9804	4070,3	2,23	99,556	13,42	4,53	2,961	0,920
		8,2	101,05	100,81	400	9762	4074,7	2,21	99,068	13,85	4,51	3,07	1,100
		8,05	101,34	100,62	400	9874	4078,7	2,24	100,25	12,82	4,56	2,809	1,032
		8,25	100,26	101,97	400	9840	4089,4	2,22	99,456	13,51	4,53	2,983	1,016
		7,37	100,5	101,22	400	9855	4069,0	2,26	100,93	12,23	4,59	2,662	1,097
DP(5,5)	91	8,18	100,67	101,03	400	9762	4068,3	2,22	99,244	13,69	4,52	3,031	1,203
		7,95	100,51	101,18	400	9664	4067,8	2,20	98,467	14,37	4,48	3,205	1,304
		8,18	100,14	100,87	400	9636	4040,4	2,20	98,638	14,22	4,49	3,167	1,386
		8,25	100,82	100,78	400	9686	4064,3	2,20	98,505	14,34	4,48	3,197	1,379
		8,19	100,41	100,39	400	9642	4032,1	2,21	98,895	14	4,5	3,109	1,395
		8,23	101,42	100,61	400	9780	4081,5	2,21	99,058	13,86	4,51	3,072	1,547
		8,22	101,01	100,09	400	9746	4044,0	2,23	99,638	13,35	4,54	2,943	1,954**
		7,91	100,74	101,27	400	9734	4080,8	2,21	98,903	13,99	4,5	3,107	1,879**

** Valores expurgados

APÊNDICE B₅ – Tabela resumo do ensaio RTCD para Pedreira SJ.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	$\eta/C\%$	RTCD (MPa)
SJ(3,5)	28	6,78	101,03	66,05	1448,1	529,50	2,56	100,6	11,72	3,32	3,53	0,6067**
		6,8	100,67	65,09	1421,8	518,09	2,57	101,0	11,43	3,33	3,43	0,5413
		7,35	101,33	65,23	1424,1	526,03	2,52	99,1	13,07	3,27	4,00	0,5966
		8,36	101,58	65,13	1425,4	527,82	2,52	98,8	13,30	3,26	4,08	0,5658
		7,21	101,21	64,92	1417,6	522,29	2,53	99,5	12,74	3,28	3,88	0,6201**
		8,33	101	65,13	1417,7	521,81	2,53	99,5	12,75	3,28	3,89	0,070**
		7,34	101,14	65,89	1406,9	521,33	2,51	98,8	13,34	3,26	4,09	0,5416
		7,38	101,21	65,26	1416,1	525,03	2,51	98,7	13,42	3,26	4,12	0,6316**
SJ(3,5)	91	6,87	101,02	65,79	1420,7	519,29	2,56	100,6	11,76	3,32	3,55	1,067
		7,33	100,76	65,37	1424,9	521,25	2,55	100,1	12,21	3,30	3,70	1,042
		7,2	101,32	65,03	1423,6	524,32	2,53	99,5	12,70	3,28	3,87	1,078
		7,4	101,7	64,85	1423,8	526,80	2,52	98,9	13,26	3,26	4,07	1,024
		7,28	101,25	65,15	1417,7	524,56	2,52	99,0	13,17	3,27	4,03	0,908**
		6,97	101,12	65,44	1410,9	525,54	2,51	98,6	13,50	3,25	4,15	0,987**
		6,97	101,03	65,47	1427,1	524,85	2,54	99,9	12,39	3,30	3,76	1,013
		6,79	101,27	65,5	1424,4	527,59	2,53	99,3	12,86	3,28	3,92	1,063
SJ(3,5)	120	7,23	101,15	65,78	1421,1	528,59	2,51	98,5	13,58	3,25	4,18	1,097
		6,99	101,21	66,5	1434,7	535,01	2,51	98,5	13,61	3,25	4,19	1,057
		7,23	101,05	65,73	1412,8	527,14	2,50	98,2	13,85	3,24	4,27	0,964**
		7,02	101,44	65,44	1412,8	528,87	2,50	98,1	13,96	3,24	4,31	1,189**
		6,92	100,91	66,63	1433,1	532,88	2,52	98,8	13,30	3,26	4,08	1,099
		6,73	101,07	65,81	1426,7	527,99	2,53	99,5	12,74	3,28	3,88	1,157**
		7,2	101,06	65,81	1417,8	528,10	2,50	98,4	13,68	3,25	4,21	0,962**
		7,13	101,26	65,88	1425,7	530,54	2,51	98,6	13,54	3,25	4,16	1,091
SJ(5,5)	28	7,55	101,16	65,27	1409,8	524,59	2,50	98,6	13,74	5,09	2,70	0,9931
		7,6	100,96	65,54	1420,6	524,68	2,52	99,3	13,13	5,13	2,56	0,9647
		7,41	101,41	65,15	1423,2	526,22	2,52	99,3	13,07	5,13	2,55	0,8834**
		7,52	101,85	64,36	1405,0	524,36	2,49	98,3	13,97	5,08	2,75	0,9026
		7,52	101,6	65,34	1417,0	529,73	2,49	98,1	14,12	5,07	2,79	0,9601
		7,58	101,15	66	1419,0	530,35	2,49	98,1	14,14	5,07	2,79	0,8806**
		7,54	101,29	65,5	1413,9	527,79	2,49	98,3	14,00	5,07	2,76	0,9359
		7,48	101,36	65,67	1417,3	529,90	2,49	98,2	14,09	5,07	2,78	0,8964**
SJ(5,5)	91	7,41	100,96	65,71	1417,2	526,04	2,51	98,9	13,41	5,11	2,63	1,100**
		7,55	100,87	66,57	1424,8	531,98	2,49	98,2	14,03	5,07	2,77	1,534
		7,84	101,38	65,01	1402,7	524,78	2,49	98,1	14,15	5,07	2,79	1,374
		7,56	101,75	64,79	1410,9	526,83	2,49	98,2	14,04	5,07	2,77	1,612
		7,56	101,5	65,82	1426,2	532,57	2,49	98,2	14,05	5,07	2,77	1,385
		7,54	101,03	65,84	1419,1	527,81	2,50	98,6	13,69	5,09	2,69	1,49
		7,27	101,37	65,89	1417,2	531,78	2,48	98,0	14,23	5,06	2,81	1,241**
		7,56	101,2	66	1420,7	530,88	2,49	98,1	14,11	5,07	2,78	1,803**
SJ(5,5)	120	7,02	101,81	64,4	1400,4	524,27	2,50	98,5	13,84	5,08	2,72	1,589**
		7,23	101,27	64,87	1420,7	522,51	2,54	100,0	12,47	5,17	2,41	1,732
		6,77	100,84	65,57	1419,4	523,67	2,54	100,1	12,37	5,17	2,39	1,769
		6,89	100,93	65,83	1422,7	526,69	2,53	99,7	12,76	5,15	2,48	1,986
		7,21	101,8	65,79	1429,7	535,48	2,49	98,2	14,03	5,07	2,77	1,619
		7,23	100,9	66,05	1430,3	529,08	2,52	99,5	12,97	5,14	2,52	1,661
		7,51	100,83	66	1442,9	527,00	2,55	100,5	12,09	5,19	2,33	1,864
		7,33	101,31	65,9	1424,7	531,23	2,50	98,6	13,74	5,09	2,70	1,845

** Valores expurgados

APÊNDICE B₆ – Tabela resumo do ensaio RTCD para Pedreira DP.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	$\eta/C\%$	RTCD (MPa)
DP(3,5)	28	8,29	101	65,16	1240,3	522,05	2,19	98,52	14,55	2,84	5,11	0,4892
		8,2	100,76	66,98	1289,6	534,09	2,23	100,21	13,08	2,89	4,52	0,4599
		8,02	100,68	65,96	1244,0	525,12	2,19	98,48	14,58	2,84	5,13	0,3533
		8,73	101,21	64,96	1243,7	522,62	2,19	98,28	14,75	2,84	5,20	0,4122
		8,09	100,95	66,05	1261,6	528,66	2,21	99,14	14,01	2,86	4,89	0,3823
		8,62	100,66	65,99	1263,3	525,15	2,21	99,45	13,74	2,87	4,79	0,4134
		8,31	100,85	66,38	1266,1	530,25	2,20	98,99	14,13	2,86	4,94	0,2506**
		8,16	101,13	66,79	1287,4	536,49	2,22	99,62	13,59	2,88	4,72	0,3798
DP(3,5)	91	8,16	100,83	65,73	1245,2	524,85	2,19	98,50	14,56	2,84	5,12	0,573
		8,07	100,78	66,33	1271,9	529,11	2,22	99,88	13,36	2,88	4,63	0,569
		8,09	100,71	66,47	1249,4	529,49	2,18	98,02	14,97	2,83	5,29	0,563
		8,17	101,04	66,84	1270,0	535,94	2,19	98,37	14,67	2,84	5,17	0,496**
		8,58	101,17	66,85	1275,3	537,40	2,19	98,14	14,87	2,83	5,25	0,607
		8,01	101,28	66,01	1254,2	531,80	2,18	98,05	14,95	2,83	5,28	0,643
		8,79	101,23	64,69	1237,2	520,65	2,18	98,08	14,92	2,83	5,27	0,705**
		8,93	101,24	66,54	1284,1	535,64	2,20	98,82	14,28	2,85	5,01	0,740**
DP(3,5)	120	8,75	100,86	66,4	1279,1	530,51	2,22	99,55	13,65	2,87	4,75	0,489
		8,5	100,86	65,27	1240,0	521,48	2,19	98,40	14,64	2,84	5,15	0,461
		8,48	100,94	66,33	1273,6	530,79	2,21	99,32	13,85	2,87	4,83	0,437
		8,33	101,63	65,68	1277,2	532,80	2,21	99,36	13,81	2,87	4,81	0,478
		8,41	101,32	66,4	1273,6	535,36	2,19	98,53	14,53	2,84	5,11	0,357**
		8,58	101,18	65,09	1276,8	523,35	2,25	100,89	12,48	2,91	4,29	0,461
		8,31	101,11	65,1	1237,4	522,71	2,19	98,14	14,87	2,83	5,25	0,336*
		8,24	101,17	66,8	1282,2	536,99	2,21	99,05	14,08	2,86	4,92	0,481
DP(5,5)	28	7,79	100,93	66,14	1279,2	529,17	2,24	100,34	12,74	4,57	2,79	0,751
		7,86	100,77	65,77	1263,1	524,54	2,23	99,89	13,13	4,55	2,89	0,786
		7,89	101,55	66,06	1284,2	535,04	2,22	99,54	13,44	4,53	2,96	0,835
		7,96	101,6	65,95	1282,3	534,68	2,22	99,39	13,56	4,53	3,00	0,709
		7,87	101,29	65,21	1264,0	525,46	2,23	99,77	13,23	4,54	2,91	0,771
		8,08	100,97	65,67	1270,1	525,83	2,23	99,99	13,04	4,55	2,87	0,821
		8,25	101,29	65,42	1267,4	527,15	2,22	99,38	13,58	4,52	3,00	0,892
		8,21	101,25	65,42	1260,5	526,73	2,21	98,95	13,95	4,50	3,10	0,825
DP(5,5)	91	7,46	101,05	65,9	1261,3	528,50	2,22	99,36	13,59	4,52	3,00	1,354
		7,52	100,83	66,77	1286,8	533,15	2,24	100,43	12,66	4,57	2,77	1,217
		7,57	101,3	65,57	1260,5	528,46	2,22	99,21	13,72	4,52	3,04	1,243
		7,27	101,47	66,11	1262,9	534,60	2,20	98,53	14,31	4,49	3,19	1,230
		8,19	101,37	65,47	1266,3	528,39	2,22	99,11	13,81	4,51	3,06	1,168**
		8,13	101,03	65,97	1263,6	528,86	2,21	98,87	14,02	4,50	3,12	1,616**
		8,17	101,24	66,1	1267,2	532,10	2,20	98,51	14,33	4,48	3,20	1,198**
		8,22	101,26	65,76	1262,4	529,58	2,20	98,55	14,29	4,49	3,19	1,322
DP(5,5)	120	7,56	101,77	64,71	1262,8	526,38	2,23	99,80	13,21	4,54	2,91	1,465
		8,22	101,23	65,8	1269,6	529,58	2,22	99,12	13,80	4,51	3,06	1,573
		8,08	101,03	66,27	1271,6	531,26	2,21	99,09	13,83	4,51	3,07	1,343**
		8,22	100,82	66,41	1268,6	530,17	2,21	98,93	13,97	4,50	3,10	1,637
		8,03	101,81	66,65	1314,0	542,59	2,24	100,30	12,78	4,57	2,80	1,621
		8,1	100,89	66,25	1284,8	529,63	2,24	100,41	12,68	4,57	2,77	1,412
		8,22	101,38	65,55	1271,5	529,14	2,22	99,35	13,60	4,52	3,01	1,603
		8	101,31	65,23	1259,3	525,83	2,22	99,21	13,72	4,52	3,04	1,722**

** Valores expurgados

APÊNDICE B₇ – Tabela resumo do IT e EF para Pedreira SJ.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	γ _d (g/cm ³)	GC (%)	Energia Fratura (N*m)	IT
SJ(3,5)	28	6,78	101,03	66,05	1448,1	529,50	2,56	100,6	8,108**	0,18852**
		6,8	100,67	65,09	1421,8	518,09	2,57	101,0	8,063**	0,1328**
		7,35	101,33	65,23	1424,1	526,03	2,52	99,1	7,385	0,22663
		8,36	101,58	65,13	1425,4	527,82	2,52	98,8	8,623	0,25663
		7,21	101,21	64,92	1417,6	522,29	2,53	99,5	7,927	0,22820
		8,33	101	65,13	1417,7	521,81	2,53	99,5	6,907**	0,32933**
		7,34	101,14	65,89	1406,9	521,33	2,51	98,8	8,430	0,19532
		7,38	101,21	65,26	1416,1	525,03	2,51	98,7	6,326**	0,25872**
SJ(3,5)	91	6,87	101,02	65,79	1420,7	519,29	2,56	100,6	9,526	0,10097
		7,33	100,76	65,37	1424,9	521,25	2,55	100,1	12,854**	-
		7,2	101,32	65,03	1423,6	524,32	2,53	99,5	9,456	0,13496
		7,4	101,7	64,85	1423,8	526,80	2,52	98,9	7,294**	0,066075**
		7,28	101,25	65,15	1417,7	524,56	2,52	99,0	11,228**	0,24377**
		6,97	101,12	65,44	1410,9	525,54	2,51	98,6	9,035	0,16614
		6,97	101,03	65,47	1427,1	524,85	2,54	99,9	13,185**	0,21014**
		6,79	101,27	65,5	1424,4	527,59	2,53	99,3	10,761	0,10965
SJ(3,5)	120	7,23	101,15	65,78	1421,1	528,59	2,51	98,5	12,400	0,07763
		6,99	101,21	66,5	1434,7	535,01	2,51	98,5	9,209	0,08847
		7,23	101,05	65,73	1412,8	527,14	2,50	98,2	9,360	0,08884
		7,02	101,44	65,44	1412,8	528,87	2,50	98,1	12,583	0,09500
		6,92	100,91	66,63	1433,1	532,88	2,52	98,8	8,7379**	0,118355**
		6,73	101,07	65,81	1426,7	527,99	2,53	99,5	10,643	0,09559
		7,2	101,06	65,81	1417,8	528,10	2,50	98,4	10,511**	0,162063**
		7,13	101,26	65,88	1425,7	530,54	2,51	98,6	13,586**	0,191305**
SJ(5,5)	28	7,55	101,16	65,27	1409,8	524,59	2,50	98,6	9,175	0,150205
		7,6	100,96	65,54	1420,6	524,68	2,52	99,3	6,536**	0,08621**
		7,41	101,41	65,15	1423,2	526,22	2,52	99,3	8,700	0,175398
		7,52	101,85	64,36	1405,0	524,36	2,49	98,3	7,851	0,182827
		7,52	101,6	65,34	1417,0	529,73	2,49	98,1	8,182	0,139155
		7,58	101,15	66	1419,0	530,35	2,49	98,1	8,991	0,140486
		7,54	101,29	65,5	1413,9	527,79	2,49	98,3	7,007**	0,125058**
		7,48	101,36	65,67	1417,3	529,90	2,49	98,2	7,231**	0,22580**
SJ(5,5)	91	7,41	100,96	65,71	1417,2	526,04	2,51	98,9	-	-
		7,55	100,87	66,57	1424,8	531,98	2,49	98,2	-	-
		7,84	101,38	65,01	1402,7	524,78	2,49	98,1	-	-
		7,56	101,75	64,79	1410,9	526,83	2,49	98,2	-	-
		7,56	101,5	65,82	1426,2	532,57	2,49	98,2	-	-
		7,54	101,03	65,84	1419,1	527,81	2,50	98,6	10,207	0,031274
		7,27	101,37	65,89	1417,2	531,78	2,48	98,0	13,595**	0,208703**
		7,56	101,2	66	1420,7	530,88	2,49	98,1	12,882	0,033660
SJ(5,5)	120	7,02	101,81	64,4	1400,4	524,27	2,50	98,5	-	-
		7,23	101,27	64,87	1420,7	522,51	2,54	100,0	-	-
		6,77	100,84	65,57	1419,4	523,67	2,54	100,1	-	-
		6,89	100,93	65,83	1422,7	526,69	2,53	99,7	-	-
		7,21	101,8	65,79	1429,7	535,48	2,49	98,2	19,022	-
		7,23	100,9	66,05	1430,3	529,08	2,52	99,5	-	-
		7,51	100,83	66	1442,9	527,00	2,55	100,5	-	-
		7,33	101,31	65,9	1424,7	531,23	2,50	98,6	-	-

** Valores expurgados - Dados não validados pelo Software

APÊNDICE B₈ – Tabela resumo do IT e EF para Pedreira DP.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	Energia Fratura (N*m)	IT
DP(3,5)	28	8,29	101	65,16	1240,3	522,05	2,19	98,52	6,420**	0,162873**
		8,2	100,76	66,98	1289,6	534,09	2,23	100,21	5,949	0,196849
		8,02	100,68	65,96	1244,0	525,12	2,19	98,48	4,832	0,207645
		8,73	101,21	64,96	1243,7	522,62	2,19	98,28	5,9290**	0,317040**
		8,09	100,95	66,05	1261,6	528,66	2,21	99,14	4,336	0,245006
		8,62	100,66	65,99	1263,3	525,15	2,21	99,45	5,230	0,203590
		8,31	100,85	66,38	1266,1	530,25	2,20	98,99	3,777**	-
		8,16	101,13	66,79	1287,4	536,49	2,22	99,62	8,059	0,233757
DP(3,5)	91	8,16	100,83	65,73	1245,2	524,85	2,19	98,50	8,554	0,174707
		8,07	100,78	66,33	1271,9	529,11	2,22	99,88	6,875**	0,121574**
		8,09	100,71	66,47	1249,4	529,49	2,18	98,02	10,118**	0,28559**
		8,17	101,04	66,84	1270,0	535,94	2,19	98,37	8,051	0,225905
		8,58	101,17	66,85	1275,3	537,40	2,19	98,14	8,515	0,163269
		8,01	101,28	66,01	1254,2	531,80	2,18	98,05	7,391**	0,25026**
		8,79	101,23	64,69	1237,2	520,65	2,18	98,08	7,213**	0,140331**
		8,93	101,24	66,54	1284,1	535,64	2,20	98,82	7,552	0,221242
DP(3,5)	120	8,75	100,86	66,4	1279,1	530,51	2,22	99,55	3,479	0,160493
		8,5	100,86	65,27	1240,0	521,48	2,19	98,40	4,248**	0,257449**
		8,48	100,94	66,33	1273,6	530,79	2,21	99,32	5,158	0,198979
		8,33	101,63	65,68	1277,2	532,80	2,21	99,36	7,177**	0,2773144**
		8,41	101,32	66,4	1273,6	535,36	2,19	98,53	5,798	0,199674
		8,58	101,18	65,09	1276,8	523,35	2,25	100,89	5,959**	0,241535**
		8,31	101,11	65,1	1237,4	522,71	2,19	98,14	4,359**	0,273701**
		8,24	101,17	66,8	1282,2	536,99	2,21	99,05	4,918**	0,24174**
DP(5,5)	28	7,79	100,93	66,14	1279,2	529,17	2,24	100,34	9,179**	0,245474**
		7,86	100,77	65,77	1263,1	524,54	2,23	99,89	9,667**	0,36587**
		7,89	101,55	66,06	1284,2	535,04	2,22	99,54	10,334	0,187565
		7,96	101,6	65,95	1282,3	534,68	2,22	99,39	8,098**	0,115863**
		7,87	101,29	65,21	1264,0	525,46	2,23	99,77	6,081	0,157152
		8,08	100,97	65,67	1270,1	525,83	2,23	99,99	7,762**	0,25843**
		8,25	101,29	65,42	1267,4	527,15	2,22	99,38	6,730	0,169643
		8,21	101,25	65,42	1260,5	526,73	2,21	98,95	5,859	0,177262
DP(5,5)	91	7,46	101,05	65,9	1261,3	528,50	2,22	99,36	11,744**	0,08512**
		7,52	100,83	66,77	1286,8	533,15	2,24	100,43	15,465**	0,182850**
		7,57	101,3	65,57	1260,5	528,46	2,22	99,21	11,003**	0,180946**
		7,27	101,47	66,11	1262,9	534,60	2,20	98,53	12,489	0,104451
		8,19	101,37	65,47	1266,3	528,39	2,22	99,11	11,987	0,166718
		8,13	101,03	65,97	1263,6	528,86	2,21	98,87	13,800	0,119064
		8,17	101,24	66,1	1267,2	532,10	2,20	98,51	15,410**	0,218805**
		8,22	101,26	65,76	1262,4	529,58	2,20	98,55	14,155**	0,074815**
DP(5,5)	120	7,56	101,77	64,71	1262,8	526,38	2,23	99,80	-	-
		8,22	101,23	65,8	1269,6	529,58	2,22	99,12	-	-
		8,08	101,03	66,27	1271,6	531,26	2,21	99,09	-	-
		8,22	100,82	66,41	1268,6	530,17	2,21	98,93	-	-
		8,03	101,81	66,65	1314,0	542,59	2,24	100,30	-	-
		8,1	100,89	66,25	1284,8	529,63	2,24	100,41	-	-
		8,22	101,38	65,55	1271,5	529,14	2,22	99,35	14,750	-
		8	101,31	65,23	1259,3	525,83	2,22	99,21	-	-

** Valores expurgados - Dados não validados pelo Software

APÊNDICE B₉ – Tabela resumo do MR para Pedreira SJ.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	MR 0° (MPa)	MR 90° (MPa)	MEDIA 0 e 90
SJ(3,5)	28	6,78	101,03	66,05	1448,1	529,50	2,56	100,6	16258	18645	17451,5
		6,8	100,67	65,09	1421,8	518,09	2,57	101,0	18844	18997	18920,5
		7,35	101,33	65,23	1424,1	526,03	2,52	99,1	18718	17032	17875
		8,36	101,58	65,13	1425,4	527,82	2,52	98,8	19908	21850	20879
		7,21	101,21	64,92	1417,6	522,29	2,53	99,5	16762	21632	19197
		8,33	101	65,13	1417,7	521,81	2,53	99,5	17566	19044	18305
		7,34	101,14	65,89	1406,9	521,33	2,51	98,8	19072	17653	18362,5
		7,38	101,21	65,26	1416,1	525,03	2,51	98,7	18058	19959	19008,5
SJ(3,5)	91	6,87	101,02	65,79	1420,7	519,29	2,56	100,6	33304	31905	32604,5**
		7,33	100,76	65,37	1424,9	521,25	2,55	100,1	30720	28249	29484,5
		7,2	101,32	65,03	1423,6	524,32	2,53	99,5	26566	26517	26541,5
		7,4	101,7	64,85	1423,8	526,80	2,52	98,9	27609	26966	27287,5
		7,28	101,25	65,15	1417,7	524,56	2,52	99,0	23800	29148	26474
		6,97	101,12	65,44	1410,9	525,54	2,51	98,6	32895	27426	30160,5
		6,97	101,03	65,47	1427,1	524,85	2,54	99,9	27455	26041	26748
		6,79	101,27	65,5	1424,4	527,59	2,53	99,3	29153	25792	27472,5
SJ(3,5)	120	7,23	101,15	65,78	1421,1	528,59	2,51	98,5	28362	32386	30374**
		6,99	101,21	66,5	1434,7	535,01	2,51	98,5	23641	23352	23496,5**
		7,23	101,05	65,73	1412,8	527,14	2,50	98,2	25225	28415	26820
		7,02	101,44	65,44	1412,8	528,87	2,50	98,1	28230	27173	27701,5
		6,92	100,91	66,63	1433,1	532,88	2,52	98,8	26387	26678	26532,5
		6,73	101,07	65,81	1426,7	527,99	2,53	99,5	27063	27795	27429
		7,2	101,06	65,81	1417,8	528,10	2,50	98,4	24151	23923	24037
		7,13	101,26	65,88	1425,7	530,54	2,51	98,6	26504	24314	25409
SJ(5,5)	28	7,55	101,16	65,27	1409,8	524,59	2,50	98,6	29521	24440	26980,5
		7,6	100,96	65,54	1420,6	524,68	2,52	99,3	27403	25405	26404
		7,41	101,41	65,15	1423,2	526,22	2,52	99,3	23273	30221	26747
		7,52	101,85	64,36	1405,0	524,36	2,49	98,3	22768	27746	25257
		7,52	101,6	65,34	1417,0	529,73	2,49	98,1	22985	23241	23113
		7,58	101,15	66	1419,0	530,35	2,49	98,1	27469	20764	24116,5
		7,54	101,29	65,5	1413,9	527,79	2,49	98,3	21516	23071	22293,5
		7,48	101,36	65,67	1417,3	529,90	2,49	98,2	22934	22939	22936,5
SJ(5,5)	91	7,41	100,96	65,71	1417,2	526,04	2,51	98,9	33140	28344	30742
		7,55	100,87	66,57	1424,8	531,98	2,49	98,2	34315	30802	32558,5
		7,84	101,38	65,01	1402,7	524,78	2,49	98,1	28724	30389	29556,5
		7,56	101,75	64,79	1410,9	526,83	2,49	98,2	32958	35707	34332,5**
		7,56	101,5	65,82	1426,2	532,57	2,49	98,2	30934	34502	32718
		7,54	101,03	65,84	1419,1	527,81	2,50	98,6	28483	22637	25560**
		7,27	101,37	65,89	1417,2	531,78	2,48	98,0	29184	24243	26713,5**
		7,56	101,2	66	1420,7	530,88	2,49	98,1	30040	28357	29198,5
SJ(5,5)	120	7,02	101,81	64,4	1400,4	524,27	2,50	98,5	30494	26930	28712**
		7,23	101,27	64,87	1420,7	522,51	2,54	100,0	33982	30658	32320
		6,77	100,84	65,57	1419,4	523,67	2,54	100,1	37057	36598	36827,5**
		6,89	100,93	65,83	1422,7	526,69	2,53	99,7	33735	33787	33761
		7,21	101,8	65,79	1429,7	535,48	2,49	98,2	29255	34749	32002
		7,23	100,9	66,05	1430,3	529,08	2,52	99,5	28838	29385	29111,5**
		7,51	100,83	66	1442,9	527,00	2,55	100,5	31336	31175	31255,5
		7,33	101,31	65,9	1424,7	531,23	2,50	98,6	30779	31748	31263,5

** Valores expurgados OBS: Valores de $\eta/C\%$ são os mesmos identificados no Apêndice B₅

APÊNDICE B₁₀ – Tabela resumo do MR para Pedreira DP.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	MR 0° (MPa)	MR 90° (MPa)	MEDIA 0 e 90
DP(3,5)	28	8,29	101	65,16	1240,3	522,05	2,19	98,52	12116	14492	13304
		8,2	100,76	66,98	1289,6	534,09	2,23	100,21	15120	11576	13348
		8,02	100,68	65,96	1244,0	525,12	2,19	98,48	13215	13432	13323,5
		8,73	101,21	64,96	1243,7	522,62	2,19	98,28	16020	13878	14949
		8,09	100,95	66,05	1261,6	528,66	2,21	99,14	14569	10554	12561,5**
		8,62	100,66	65,99	1263,3	525,15	2,21	99,45	17160	16159	16659,5**
		8,31	100,85	66,38	1266,1	530,25	2,20	98,99	14267	12221	13244
		8,16	101,13	66,79	1287,4	536,49	2,22	99,62	15596	17417	16506,5**
DP(3,5)	91	8,16	100,83	65,73	1245,2	524,85	2,19	98,50	20835	21351	21093
		8,07	100,78	66,33	1271,9	529,11	2,22	99,88	29368	27599	28483,5**
		8,09	100,71	66,47	1249,4	529,49	2,18	98,02	20309	19498	19903,5
		8,17	101,04	66,84	1270,0	535,94	2,19	98,37	16746	22952	19849
		8,58	101,17	66,85	1275,3	537,40	2,19	98,14	21209	26684	23946,5
		8,01	101,28	66,01	1254,2	531,80	2,18	98,05	20071	20574	20322,5
		8,79	101,23	64,69	1237,2	520,65	2,18	98,08	22599	16330	19464,5
		8,93	101,24	66,54	1284,1	535,64	2,20	98,82	18927	20852	19889,5
DP(3,5)	120	8,75	100,86	66,4	1279,1	530,51	2,22	99,55	17476	17744	17610
		8,5	100,86	65,27	1240,0	521,48	2,19	98,40	13909	13697	13803**
		8,48	100,94	66,33	1273,6	530,79	2,21	99,32	17137	17188	17162,5
		8,33	101,63	65,68	1277,2	532,80	2,21	99,36	21710	20745	21227,5
		8,41	101,32	66,4	1273,6	535,36	2,19	98,53	12642	13443	13042,5**
		8,58	101,18	65,09	1276,8	523,35	2,25	100,89	16488	16979	16733,5
		8,31	101,11	65,1	1237,4	522,71	2,19	98,14	22033	21355	21694
		8,24	101,17	66,8	1282,2	536,99	2,21	99,05	21551	21250	21400,5
DP(5,5)	28	7,79	100,93	66,14	1279,2	529,17	2,24	100,34	21139	22340	21739,5
		7,86	100,77	65,77	1263,1	524,54	2,23	99,89	22049	29252	25650,5**
		7,89	101,55	66,06	1284,2	535,04	2,22	99,54	20275	19621	19948
		7,96	101,6	65,95	1282,3	534,68	2,22	99,39	23127	24060	23593,5**
		7,87	101,29	65,21	1264,0	525,46	2,23	99,77	18754	21191	19972,5
		8,08	100,97	65,67	1270,1	525,83	2,23	99,99	18974	17447	18210,5
		8,25	101,29	65,42	1267,4	527,15	2,22	99,38	20036	20772	20404
		8,21	101,25	65,42	1260,5	526,73	2,21	98,95	18757	20568	19662,5
DP(5,5)	91	7,46	101,05	65,9	1261,3	528,50	2,22	99,36	21547	26301	23924**
		7,52	100,83	66,77	1286,8	533,15	2,24	100,43	23963	29328	26645,5
		7,57	101,3	65,57	1260,5	528,46	2,22	99,21	28499	26679	27589
		7,27	101,47	66,11	1262,9	534,60	2,20	98,53	27831	28428	28129,5
		8,19	101,37	65,47	1266,3	528,39	2,22	99,11	28238	26723	27480,5
		8,13	101,03	65,97	1263,6	528,86	2,21	98,87	29055	29792	29423,5**
		8,17	101,24	66,1	1267,2	532,10	2,20	98,51	26906	28217	27561,5
		8,22	101,26	65,76	1262,4	529,58	2,20	98,55	27628	26445	27036,5
DP(5,5)	120	7,56	101,77	64,71	1262,8	526,38	2,23	99,80	33666	32070	32868**
		8,22	101,23	65,8	1269,6	529,58	2,22	99,12	28186	28370	28278
		8,08	101,03	66,27	1271,6	531,26	2,21	99,09	26097	26235	26166
		8,22	100,82	66,41	1268,6	530,17	2,21	98,93	30140	30101	30120,5**
		8,03	101,81	66,65	1314,0	542,59	2,24	100,30	27507	30061	28784
		8,1	100,89	66,25	1284,8	529,63	2,24	100,41	29429	28226	28827,5
		8,22	101,38	65,55	1271,5	529,14	2,22	99,35	26834	28758	27796
		8	101,31	65,23	1259,3	525,83	2,22	99,21	26147	28476	27311,5

** Valores expurgados OBS: Valores de $\eta/C\%$ são os mesmos identificados no Apêndice B₆

APÊNDICE B₁₁ – Tabela resumo do ME para Pedreira SJ.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	$\eta/C\%$	ME (GPa)
SJ(3,5)	28	7,33	100,26	199,99	4260	1578,19	2,51	98,8	13,313	3,260	4,084	2,47
		7,32	100,33	199,6	4286	1578,02	2,53	99,4	12,767	3,281	3,891	2,12
		7,38	100,51	199,82	4264	1585,43	2,50	98,4	13,668	3,247	4,210	2,53
		7,4	100,05	199,42	4218	1567,81	2,51	98,4	13,656	3,247	4,205	1,83**
SJ(5,5)	28	6,6	100,12	199,02	4244	1566,85	2,54	100,2	12,283	5,176	2,373	4,38
		7,02	100,08	199,13	4182	1566,47	2,49	98,4	13,883	5,082	2,732	4,39
		6,87	100,31	198,31	4210	1567,19	2,51	99,2	13,225	5,120	2,583	4,59
		6,65	100,03	199,68	4208	1569,22	2,51	99,2	13,199	5,122	2,577	3,76**

** Valores expurgados

APÊNDICE B₁₂ – Tabela resumo do ME para Pedreira DP.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso (g)	Volume (cm ³)	γ_d (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	$\eta/C\%$	ME (GPa)
DP(3,5)	28	8,04	100,14	199,41	3708	1570,55	2,19	98,13	14,885	2,833	5,254	1,00
		8,96	99,67	199,64	3714	1557,64	2,19	98,26	14,766	2,837	5,205	1,02
		8,41	100,39	200,62	3782	1587,98	2,20	98,65	14,432	2,848	5,068	0,6**
		8,99	100,28	200,13	3760	1580,63	2,18	98,01	14,989	2,829	5,298	1,02
DP(5,5)	28	7,64	100,17	199,85	3742	1574,96	2,21	98,76	14,114	4,496	3,139	4,53**
		7,31	100	197,73	3754	1552,97	2,25	100,79	12,350	4,589	2,691	3,84
		7,7	100,55	198,1	3736	1573,04	2,21	98,67	14,195	4,492	3,160	3,88
		8,14	100,55	198,82	3784	1578,75	2,22	99,17	13,759	4,515	3,047	4,24

** Valores expurgados

APÊNDICE B₁₃ – Tabela resumo do FAD para Pedreira SJ.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Peso (g)	Volume (cm ³)	rd (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	η/C%	%RF (%)	MRinicial	Nf
SJ(3,5)	28	6,71	1433,39	526,837	2,55	100,2	12,12	3,31	3,67	54	27699	85
		6,85	1432,52	522,484	2,57	100,8	11,55	3,33	3,47	54	9126	55
		7,07	1429,2	524,009	2,55	100,1	12,20	3,30	3,69	48	21580	32124
		7,18	1442,37	527,173	2,55	100,3	12,01	3,31	3,63	51	23055	785
		7,3	1437,26	527,552	2,54	99,8	12,48	3,29	3,79	51	17007	625
		7,11	1443,29	527,293	2,56	100,4	11,92	3,31	3,60	51	17250	1475
		7,34	1433,95	525,105	2,54	100,0	12,31	3,30	3,73	54	16211	195
		7,37	1438,41	527,649	2,54	99,8	12,49	3,29	3,79	51	10822	95
		6,75	1424,73	521,495	2,56	100,6	11,79	3,32	3,55	54	7072	145
		6,97	1449,3	538,006	2,52	99,0	13,20	3,26	4,04	48	17616	143098
		7,33	1436,07	527,124	2,54	99,7	12,51	3,29	3,80	48	23530	192849
		7,19	1427,48	526,987	2,53	99,3	12,90	3,28	3,94	-	-	-
		6,98	1413,44	527,476	2,50	98,4	13,66	3,25	4,21	-	-	-
		7,23	1436,33	521,828	2,57	100,9	11,52	3,33	3,46	-	-	-
SJ(5,5)	28	7,58	1404,96	507,526	2,57	101,5	11,17	5,24	2,13	73	2349	55
		7,34	1422,32	512,932	2,58	101,9	10,82	5,26	2,06	73	6732	65
		7,48	1407,19	507,66	2,58	101,7	10,97	5,25	2,09	72	3966	55
		7,48	1441,07	521,087	2,57	101,5	11,17	5,24	2,13	70	20066	165
		7,24	1416,88	512,601	2,58	101,7	11,02	5,25	2,10	68	26142	6545
		7,58	1403,37	506,751	2,57	101,5	11,13	5,24	2,12	66	21974	355
		7,37	1429,34	514,91	2,59	102,0	10,75	5,27	2,04	65	25891	133295
		7,38	1418,85	511,214	2,58	102,0	10,77	5,27	2,05	68	33035	8875
		6,88	1420,67	515,778	2,58	101,7	11,03	5,25	2,10	64	29900	643180
		6,89	1400,19	507,854	2,58	101,7	10,96	5,25	2,09	-	-	-
		6,89	1385,45	502,626	2,58	101,7	10,98	5,25	2,09	-	-	-
		6,76	1400,78	508,231	2,58	101,8	10,88	5,26	2,07	-	-	-
		6,69	1423,72	517,326	2,58	101,8	10,95	5,25	2,08	64	37412	593685
		7,44	1382,86	499,756	2,58	101,6	11,09	5,25	2,11	-	-	-
6,71	1391,26	507,331	2,57	101,4	11,28	5,23	2,16	-	-	-		

- Amostras não ensaiadas ou expurgadas por problemas no decorrer do ensaio.

APÊNDICE B₁₄ – Tabela resumo do FAD para Pedreira DP.

Mistura	Cura (dias)	Wót (%)	Peso (g)	Volume (cm ³)	rd (g/cm ³)	GC (%)	η (%)	C%	η/C%	%RF (%)	MRinicial	Nf
DP(3,5)	28	8,33	1244,38	522,248	2,20	98,8	14,33	2,85	5,03	51	13730	335
		8,16	1257,47	518,84	2,24	100,6	12,72	2,90	4,38	47	15395	2295
		8	1264,39	522,47	2,24	100,6	12,72	2,90	4,38	51	13566	165
		8,04	1265,52	532,17	2,20	98,8	14,27	2,85	5,00	51	13155	295
		8,01	1266,29	524,40	2,24	100,4	12,92	2,90	4,46	51	9654	115
		8,38	1265,24	525,41	2,22	99,8	13,46	2,88	4,67	47	13910	455
		8,59	1272,35	528,87	2,22	99,5	13,71	2,87	4,77	-	-	-
		8,56	1272,47	524,98	2,23	100,3	13,04	2,89	4,50	-	-	-
		8,53	1267,47	528,74	2,21	99,2	13,97	2,86	4,88	44	14374	197509
		8,9	1254,81	524,27	2,20	98,7	14,39	2,85	5,05	44	12584	158237
		8,05	1267,28	531,14	2,21	99,2	13,99	2,86	4,89	47	16145	816
		8,2	1273,01	529,08	2,22	99,9	13,39	2,88	4,64	-	-	-
		8,46	1265,41	524,31	2,23	99,9	13,33	2,88	4,62	44	7743	210297
8,19	1269,05	522,20	2,25	100,9	12,51	2,91	4,30	47	5610	175		
DP(5,5)	28	7,31	1239,71	527,13	2,19	98,1	14,72	4,46	3,30	64	28366	263314
		7,29	1260,14	530,90	2,21	99,0	13,92	4,51	3,09	72	24437	1095
		7,27	1251,89	521,17	2,24	100,2	12,87	4,56	2,82	76	16108	175
		7,53	1286,61	533,12	2,24	100,4	12,67	4,57	2,77	75	6153	185
		7,43	1268,99	530,05	2,23	99,7	13,29	4,54	2,93	66	20713	42600
		7,37	1269,43	534,81	2,21	98,9	13,98	4,50	3,11	-	-	-
		7,32	1281,58	544,11	2,19	98,2	14,60	4,47	3,27	70	29245	225316
		7,3	1245,41	525,78	2,21	98,8	14,10	4,50	3,14	-	-	-
		7,27	1273,08	541,69	2,19	98,0	14,75	4,46	3,31	64	24872	503586
		7,26	1265,89	535,05	2,21	98,7	14,17	4,49	3,15	75	17574	465
		7,28	1270,85	538,92	2,20	98,3	14,47	4,48	3,23	-	-	-
		7,32	1266,35	537,33	2,20	98,3	14,55	4,47	3,25	-	-	-
		7,3	1252,69	531,87	2,20	98,2	14,59	4,47	3,26	-	-	-
7,29	1267	537,03	2,20	98,4	14,44	4,48	3,22	-	-	-		

- Amostras não ensaiadas ou expurgadas por problemas no decorrer do ensaio.