

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

**Análise do efeito da adição de fibra de polipropileno no
comportamento mecânico de uma mistura de material fresado
asfáltico, pó de pedra e cimento**

Eduardo Pasche

Porto Alegre
2021

EDUARDO PASCHE

**ANÁLISE DO EFEITO DA ADIÇÃO DE FIBRA DE
POLIPROPILENO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE
UMA MISTURA DE MATERIAL FRESADO ASFÁLTICO, PÓ
DE PEDRA E CIMENTO**

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

Porto Alegre
2021

EDUARDO PASCHE

**ANÁLISE DO EFEITO DA ADIÇÃO DE FIBRA DE POLIPROPILENO
NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UMA MISTURA DE
MATERIAL FRESADO ASFÁLTICO, PÓ DE PEDRA E CIMENTO**

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

Porto Alegre, 4 de Novembro de 2021.

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. Concordia University, Canadá
Orientador

Prof. Luciano Pivoto Specht
Dr. pela UFRGS
Coorientador

Prof. Lucas Festugato
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão (COPPE/UFRJ)
Ph.D. pela University of Nebraska, EUA

Prof. Lucas Festugato (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. João Rodrigo Guerreiro Mattos (UFSM)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha noiva, meus pais, irmãs,
cunhados, sobrinhos, familiares e amigos por todo apoio,
incentivo e principalmente amor.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente gostaria de agradecer a minha família, especialmente meus pais, pelo incentivo e pela confiança que depositaram em mim, pois sem eles essa conquista não teria se realizado. A minha noiva Eloisa, pelo apoio, carinho, dedicação sempre, te amo!

Ao Professor Nilo C. Consoli, pela excelente orientação prestada, pela disponibilidade de tempo, e que sempre esteve pronto para me atender. Ao Professor Luciano P. Specht, que me iniciou nas pesquisas acadêmicas e me tornou apaixonado pela pavimentação, além de ser um ótimo coorientador, que sempre me instigou a buscar sempre mais.

Agradeço aos amigos: Dionatas, Eclesielter, Gonçalo, Guilherme, Gustavo, Hugo, João, Lennon, Lucas, Mariana, Marina, Mozara, Paulo, Pablo, Renato, Sérgio, Thais, por todos os churrascos, junções, tragos com muitas risadas sempre. Sei que o distanciamento social nessa pandemia prejudicou, mas as histórias e as amizades vão ficar pra sempre. A todos do LEGG, por toda a ajuda, conversas e cafés, muito obrigado. Ao Antônio, que onde quer que esteja, sempre estará comigo.

Aos amigos Fernando Boeira que me auxiliou com os ensaios e poso em Santa Maria, serei eternamente grato. Ao Laboratório LMCC da UFSM, pela realização dos ensaios na pesquisa e ao Grupo GEPPASV da UFSM pelas conversas e amizades.

Meus sinceros agradecimentos a Capes e ao CNPq pela concessão de bolsas de estudo que possibilitou a minha total dedicação aos meus estudos para alcançar esse objetivo.

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

Hoje já não somos mais tão magros
Nossa memória não é mais a mesma
Nosso forte nunca foi a beleza
Isso nunca foi problema eu tenho certeza
Aos meus amigos – Vera Loca

RESUMO

PASCHE, E. **Análise do efeito da adição de fibra de polipropileno no comportamento mecânico de uma mistura de material fresado asfáltico, pó-de-pedra e cimento.** 2021. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O crescente aumento do volume de tráfego e das cargas dos veículos tem levado os pavimentos a processos de deterioração acelerado, isso resulta muitas vezes na necessidade de intervenções de restauração das rodovias. A fresagem de pavimentos asfálticos é, uma das técnicas aplicadas na restauração de rodovias, porém, esse procedimento gera um resíduo denominado de material fresado asfáltico ou *Reclaimed Asphalt Pavement* (RAP). O reuso desse resíduo gera alternativas técnicas e economicamente viáveis, tal como a reciclagem. Nesse estudo se utilizou as misturas recicladas à frio, sendo uma mistura de 70% de RAP e 30% de pó-de-pedra, produzidas com a adição de ligante hidráulico como agente estabilizante (CP V – ARI) e fibra de polipropileno. O programa experimental foi dividido em duas etapas, a primeira etapa sendo a caracterização dos materiais utilizados e a segunda na realização de ensaios de Módulo de Resiliência, Resistência à Tração por Compressão Diametral, Módulo Complexo e Durabilidade. Foram avaliados nesses ensaios a variação do teor de cimento (3, 5 e 7%) e variação da massa específica aparente seca (2, 2,1 e 2,2 g/cm³) e a influência da adição de 0,5% de fibra de polipropileno na mistura. Foi possível comprovar o ganho de rigidez, de resistência e durabilidade das misturas (RAP + Pó-de-Pedra Granítico e RAP + Pó-de-Pedra Granítico + FIBRA) em função do aumento do teor de cimento e do aumento da massa específica seca. A adição de fibra promoveu uma redução na rigidez, resistência e durabilidade em comparação com a mistura sem fibra. Obteve-se uma boa correlação entre a porosidade/teor volumétrico de cimento compatibilizados e a rigidez, a resistência e durabilidade para as misturas RAP + PDP Granítico e RAP + PDP Granítico + FIBRA.

Palavras-chave: Material fresado asfáltico; Reciclagem à frio; Fibra de polipropileno; Relação vazios/cimento.

ABSTRACT

PASCHE, E. **Análise do efeito da adição de fibra de polipropileno no comportamento mecânico de uma mistura de material fresado asfáltico, pó-de-pedra e cimento.** 2021. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The increasing volume of traffic and loads of vehicles has led to accelerated deterioration processes in pavements. This often results in the need for rehabilitation services in the highways. The milling asphalt pavements is one of the techniques used in the restoration of highways, however this procedure generates a residue, called Reclaimed Asphalt Pavement (RAP). The reuse of this waste generates technically and economically viable alternatives, such as recycling. In this study, cold recycled mixtures were used, with a blend of 70% RAP and 30% of grit, produced by adding as a stabilizer hydraulic binder, CP III, and polypropylene fiber. The experimental program was divided in two steps, the first step being the characterization of the materials used and the second step the performance of Resilient Modulus, Tensile Strength, Complex Modulus, and Durability tests. In these tests, the variation of the cement content (3, 5, and 7%) and of the dry density (2, 2.1 and 2.2 g/cm³), as well as the influence of adding 0.5% polypropylene fiber in the blend were evaluated. It was possible to observe the gain in stiffness, strength, and durability of the mixtures (RAP + Grit and RAP + Grit + Fiber) due to the increase of the cement content and increased dry density. The addition of fiber promoted a reduction of the stiffness, strength, and durability compared to the blend without fiber. A good correlation was obtained between the porosity/cement ratio and the stiffness, strength, and durability of the mixtures (RAP + Grit e RAP + Grit+ Fiber).

Keywords: RAP; Cement-Treated Material; Polypropylene fiber; Porosity/cement ratio.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	24
1.1 OBJETIVO GERAL	26
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	26
1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	27
2. REVISÃO DE LITERATURA	28
2.1 RECICLAGEM DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	28
2.1.1 Reciclagem à quente em usina ou <i>hot recycling</i> (HR)	29
2.1.2 Reciclagem à quente <i>in situ</i> ou <i>hot in-place recycling</i> (HIR)	30
2.1.3 Reciclagem profunda ou <i>full depth reclamation</i> (FDR)	30
2.1.4 Reciclagem à frio em usina ou <i>cold central plant recycling</i> (CCPR)	31
2.1.5 Reciclagem à frio <i>in situ</i> ou <i>cold in-place recycling</i> (CIR)	31
2.2 MISTURAS RECICLADAS À FRIO.....	32
2.2.1 Misturas de asfalto à frio	33
2.2.2 Materiais estabilizados com ligante asfáltico	33
2.2.3 Materiais estabilizados com ligante hidráulico e ligante asfáltico.....	34
2.2.4 Materiais estabilizados com ligante hidráulico.....	34
2.3 CÁLCULO DE TENSÕES, DEFORMAÇÕES E DESLOCAMENTOS NO PAVIMENTO ASFÁLTICO	35
2.3.1 Solução de camada única elástica	36
2.3.2 Solução de duas camadas elásticas	37
2.3.3 Solução de múltiplas camadas elásticas	39
2.3.4 Programas computacionais para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos ...	40
2.4 ANÁLISE DE DANO	41
2.4.1 Deformação permanente.....	42
2.4.1.1 Deformação permanente em solos e materiais granulares.....	44

2.4.1.2 Deformação permanente de misturas asfálticas	46
2.4.2 Dano por fadiga.....	47
2.4.2.1 Fadiga em misturas asfálticas	48
2.4.2.2 Fadiga em materiais cimentados	53
2.4.2.2.1 Ensaio de fadiga em materiais cimentados.....	54
2.4.3 Outros mecanismos de dano em camadas cimentadas	56
2.4.3.1 Esmagamento/fragmentação superficial da camada cimentada (<i>crushing</i>)	57
2.4.3.2 Trincas em camadas estabilizadas com cimento	58
2.4.3.2.1 Trincas por retração (<i>Shrinkage cracking</i>)	58
2.4.3.3 Questões de durabilidade.....	60
2.5 FIBRAS	61
2.5.1 Classificação das fibras	61
2.5.1.1 Fibras naturais	62
2.5.1.2 Fibras sintéticas.....	62
2.5.1.2.1 Fibras inorgânicas.....	63
2.5.1.2.2 Fibras orgânicas.....	63
2.5.1.2.2.1 Fibra de polipropileno.....	63
2.5.2 Materiais compósitos cimentados reforçados com Fibras.....	64
2.5.2.1 Interação fibra-matriz	64
2.5.2.1.1 Arranjo das fibras	65
2.5.2.1.2 Teor de fibra.....	66
2.5.2.1.3 Módulo de elasticidade e resistência da fibra	68
2.5.2.1.4 Aderência entre fibras e matriz	69
2.5.2.1.5 Dimensões da fibra	70
2.5.2.2 Utilização de fibras.....	71
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	73

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA	73
3.2 MATERIAIS UTILIZADOS	74
3.2.1 Pó de pedra.....	74
3.2.2 Material fresado asfáltico	74
3.2.3 Cimento	75
3.2.4 Fibra.....	75
3.2.5 Água	76
3.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	76
3.3.1 Caracterização dos materiais	76
3.3.1.1 Análise granulométrica.....	76
3.3.1.2 Determinação do teor de ligante	77
3.3.1.3 Massa específica e absorção de água dos materiais	77
3.3.1.4 Massa específica – metodologia Rice	80
3.3.2 Caracterização das misturas.....	82
3.3.2.1 Dosagem e mistura.....	82
3.3.2.2 Compactação Proctor.....	82
3.3.2.3 Moldagem e cura dos corpos de prova	84
3.3.2.4 Módulo de Resiliência (MR)	85
3.3.2.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD)	87
3.3.2.6 Módulo Complexo (MC)	87
3.3.2.7 Durabilidade molhagem e secagem.....	91
3.3.2.8 Cálculo de tensões e deformações.....	92
4. RESULTADOS	95
4.1 MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)	95
4.1.1 Efeito do teor de cimento.....	95
4.1.2 Efeito da porosidade.....	97

4.1.3 Relação Vazios/Teor volumétrico de cimento.....	99
4.1.4 Comparação entre os resultados.....	102
4.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (RTCD)	105
4.2.1 Efeito do teor de cimento.....	105
4.2.2 Efeito da porosidade.....	107
4.2.3 Relação Vazios/ Teor volumétrico de cimento.....	109
4.2.4 Comparação entre os resultados.....	112
4.2.5 Relação MR/RT	114
4.3 MÓDULO COMPLEXO (MC)	116
4.3.1 Efeito do teor de cimento.....	128
4.3.2 Efeito da porosidade.....	130
4.3.3 Relação Vazios/ Teor volumétrico de cimento.....	131
4.3.4 Comparação entre os resultados.....	136
4.4 DURABILIDADE MOLHAGEM E SECAGEM	139
4.4.1 Efeito do teor de cimento.....	140
4.4.2 Efeito da porosidade.....	141
4.4.3 Relação Porosidade/ Teor volumétrico de cimento	143
4.4.4 Comparação entre os resultados	148
4.5 COMPATIBILIZAÇÃO DOS RESULTADOS.....	151
4.5.1 Comparação entre os resultados com diferentes PDP	156
4.5.2 Correlação entre os resultados	162
4.6 ANÁLISE DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO PAVIMENTO.....	164
5. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	170
5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	173
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	174
APÊNDICE A	188
APÊNDICE B.....	195

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Técnicas de reciclagem de pavimentos asfálticos.	28
Figura 2.2 - Tipo indicado de reciclagem para diferentes condições do pavimento	29
Figura 2.3 - Caracterização das CRMs de acordo com o tipo de estabilizante	32
Figura 2.4 - Comportamento dos diferentes materiais utilizados nas misturas recicladas à frio	33
Figura 2.5 - Esforços oriundos de uma carga pontual em um meio semi-infinito elástico.....	36
Figura 2.6 - Tensões num sólido semi-infinito sob uma área carregada circular.....	37
Figura 2.7 - Esquema do sistema elástico de duas camadas	38
Figura 2.8 - Deflexão no centro da área circular de carregamento uniforme, segundo Burmister	39
Figura 2.9 - Tensões normais verticais e radiais num sistema de três camadas	40
Figura 2.10 - Tensões em um pavimento flexível	41
Figura 2.11 - Deformações permanentes em pavimentos asfálticos.....	42
Figura 2.12 - Trelíça para medir os afundamentos em pista	43
Figura 2.13 - Deformação permanente ou plástica por camada do pavimento	43
Figura 2.14 - Modelos de comportamento à deformação permanente de vários materiais ou de um mesmo material a vários níveis de solicitação de carga.....	44
Figura 2.15 - Modelo de comportamento a deformação permanente – Análise do acomodamento	45
Figura 2.16 - Curva típica do ensaio de Flow Number: deformação plástica vertical uniaxial acumulada vs número de ciclos	47
Figura 2.17 - Estágios existentes num processo de fadiga.....	49
Figura 2.18 - Definição de ruptura em ensaios com deformação controlada.....	52
Figura 2.19 - Representação da tensão vertical (σ_v) no topo e (ϵ_t) deformação de tração na base da camada cimentada	53
Figura 2.20 - Ensaios de fadiga empregados em materiais cimentados	55
Figura 2.21 - Mecanismos de rupturas das camadas cimentadas	57

Figura 2.22 - Esmagamento/fragmentação de uma camada base levemente cimentada	57
Figura 2.23 - Classificação das fibras sintéticas segundo o BISFA	62
Figura 2.24 - Arranjos de fibras em uma, duas ou três dimensões.....	65
Figura 2.25 - Configuração da concentração de tensões em concretos com e sem fibras	66
Figura 2.26 - Relação tensão/ deformação em diferentes dosagens de concreto com fibra	67
Figura 2.27 - Reforço da fibra antes e depois da ocorrência de microfissuras.....	68
Figura 2.28 - Diagrama tensão-deformação elástica de matriz cimentícia e fibra de alto e baixo módulo de elasticidade trabalhando em conjunto.....	69
Figura 2.29 - Disposição fibra/fissura idealizada	70
Figura 3.1 - Desenho experimental da pesquisa.....	73
Figura 3.2 - PDP utilizado na pesquisa	74
Figura 3.3 - Rodovias BR-290/RS e BR-116/RS	75
Figura 3.4 - Fibra de polipropileno utilizado na pesquisa.....	76
Figura 3.5 - Granulometria dos agregados utilizado na pesquisa.....	77
Figura 3.6 - Passo a passo do ensaio do picnômetro	78
Figura 3.7 - Amostra de material fresado submerso.....	79
Figura 3.8 - Ensaio Rice.....	81
Figura 3.9 - Curva granulométrica da mistura.....	82
Figura 3.10 - Curvas de compactação para diferentes energias	84
Figura 3.11 - Compactação do corpo de prova.....	85
Figura 3.12 - Corpo de prova sendo ensaiado no módulo de resiliência	86
Figura 3.13 - Corpo-de-prova durante o ensaio de módulo dinâmico	88
Figura 3.14 - Representação do modelo 2S2P1D no plano Cole-Cole.....	90
Figura 3.15 - Representação do modelo 2S2P1D na curva mestra de módulo	90
Figura 3.16 - Curva mestra de módulo dinâmico	91
Figura 3.17 - Interface do programa AEMC	93

Figura 3.18 - Estruturas de pavimentos analisadas.....	93
Figura 3.19 - Delimitação dos pontos de análise no pavimento.....	94
Figura 4.1 - Variação do MR em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G.	96
Figura 4.2 - Variação do MR em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G. + FIBRA	96
Figura 4.3 - Variação do MR em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G.	98
Figura 4.4 - Variação do MR em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G. + FIBRA.	98
Figura 4.5 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento da mistura RAP + PDP G.	99
Figura 4.6 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA.	100
Figura 4.7 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento ajustado da mistura RAP + PDP G.	101
Figura 4.8 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA	101
Figura 4.9 – Comparação dos resultados médios do MR para o γ_d de 2,0 g/cm ³	103
Figura 4.10 – Comparação dos resultados médios do MR para o γ_d de 2,1 g/cm ³	103
Figura 4.11 – Comparação dos resultados médios do MR para o γ_d de 2,2 g/cm ³	104
Figura 4.12 - Variação da RTCD em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G.	106
Figura 4.13 - Variação da RTCD em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G. + FIBRA.....	106
Figura 4.14 - Variação da RTCD em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G.	108
Figura 4.15 - Variação da RTCD em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G. + FIBRA	108
Figura 4.16 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento da mistura RAP + PDP G....	109
Figura 4.17 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA.....	110

Figura 4.18 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento ajustado da mistura RAP + PDP G.	111
Figura 4.19 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA.	111
Figura 4.20 - Comparação dos resultados médios da RTCD para o γ_d de 2,0 g/cm ³	113
Figura 4.21 - Comparação dos resultados médios RTCD para o γ_d de 2,1 g/cm ³	113
Figura 4.22 - Comparação dos resultados médios da RTCD para o γ_d de 2,2 g/cm ³	114
Figura 4.23 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,0 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. ..	118
Figura 4.24 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,1 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. ..	118
Figura 4.25 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,2 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. ..	118
Figura 4.26 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,0 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA.....	119
Figura 4.27 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,1 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA.....	119
Figura 4.28 - Espaço Cole Cole para o γ_d de 2,2 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA.....	119
Figura 4.29 - Diagrama Black para o γ_d de 2,0 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G.	121
Figura 4.30 - Diagrama Black para o γ_d de 2,1 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G.....	121
Figura 4.31 - Diagrama Black para o γ_d de 2,2 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G.	121
Figura 4.32 - Diagrama Black para o γ_d de 2,0 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA.....	122
Figura 4.33 - Diagrama Black para o γ_d de 2,1 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA.....	122
Figura 4.34 - Diagrama Black para o γ_d de 2,2 g/cm ³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA.....	122
Figura 4.35– Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,0 g/cm ³	124

Figura 4.36 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,1 g/cm ³	124
Figura 4.37 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,2 g/cm ³	124
Figura 4.38 - Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Diagrama Black para o γ_d de 2,0 g/cm ³	125
Figura 4.39 - Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Diagrama Black para o γ_d de 2,1 g/cm ³	125
Figura 4.40 - Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Diagrama Black para o γ_d de 2,2 g/cm ³	125
Figura 4.41 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas na curva mestra do Módulo Dinâmico	127
Figura 4.42 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas na curva mestra do Ângulo de fase	128
Figura 4.43 - Variação do E* em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G.	129
Figura 4.44 - Variação do E* em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA	129
Figura 4.45 - Variação do E* em relação da porosidade para a mistura RAP + PDP G.	130
Figura 4.46 - Variação do E* em relação da porosidade para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA	131
Figura 4.47 - Variação do E* vs à relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G. ..	132
Figura 4.48 - Variação do E* vs à relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA.....	132
Figura 4.49 - Variação do E* vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G.	135
Figura 4.50 - Variação do E* vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA	135

Figura 4.51 – Comparação dos resultados médios do E^* para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz para o γ_d de 2,0 g/cm ³	137
Figura 4.52 – Comparação dos resultados médios do E^* para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz para o γ_d de 2,1 g/cm ³	137
Figura 4.53 – Comparação dos resultados médios do E^* para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz para o γ_d de 2,2 g/cm ³	138
Figura 4.54 – PMA vs N° de ciclos para a mistura RAP + PDP G.....	139
Figura 4.55 – PMA vs N° de ciclos para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA.....	139
Figura 4.56 - PMA em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G.	140
Figura 4.57 - PMA em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA	141
Figura 4.58 - PMA em relação a porosidade para a mistura RAP + PDP G.	142
Figura 4.59 - PMA em relação a porosidade para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA	142
Figura 4.60 - PMA à relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G.	143
Figura 4.61 - PMA à relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA.....	144
Figura 4.62 - PMA à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G.	145
Figura 4.63 - PMA à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA	146
Figura 4.64 - PMA dividido pelo número de ciclos à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G.	147
Figura 4.65 - PMA dividido pelo número de ciclos à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA	147
Figura 4.66 - Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para o γ_d de 2,0 g/cm ³	149
Figura 4.67 - Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para o γ_d de 2,1 g/cm ³	150
Figura 4.68 - Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para o γ_d de 2,2 g/cm	150
Figura 4.69 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas	152

Figura 4.70 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas	153
Figura 4.71 - Variação do E* para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas.....	154
Figura 4.72 - Variação da PMA no 12 ciclo vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas	155
Figura 4.73 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP.....	157
Figura 4.74 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP.....	158
Figura 4.75 - Variação do E* para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP.....	159
Figura 4.76 - Variação da PMA no 12 ciclo vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP	160
Figura 4.77 - Correlação entre as variáveis e os resultados dos ensaios.....	162
Figura 4.78 - Deformações encontradas na estrutura de pavimento A	165
Figura 4.79 - Deformações encontradas na estrutura de pavimento B	165
Figura 4.80 - Deformações encontradas na estrutura de pavimento C	165
Figura 4.81 - Tensões encontradas na estrutura de pavimento A	166
Figura 4.82 - Tensões encontradas na estrutura de pavimento B	166
Figura 4.83 - Tensões encontradas na estrutura de pavimento C	166
Figura 4.84 - Tensões encontradas na camada cimentada da estrutura de pavimento A.....	168
Figura 4.85 - Tensões encontradas na camada cimentada da estrutura de pavimento B	168
Figura 4.86 - Tensões encontradas na camada cimentada da estrutura de pavimento C	169

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Principais fatores que afetam o comportamento à fadiga de misturas asfálticas .	50
Tabela 3.1 - Massas específicas através do ensaio do picnômetro	79
Tabela 3.2 - Densidades através do cesto metálico	80
Tabela 3.3 - Densidade máxima medida e calculada.....	81
Tabela 3.4 - Energias de compactação.....	83
Tabela 3.5 - Tempo mínimo para o equilíbrio da temperatura de ensaio das amostras no ensaio de MC.....	89
Tabela 4.1 -Valores médios do MR para a mistura sem e com a adição de fibra	95
Tabela 4.2 - Comparação dos resultados médios do Módulo de Resiliência	102
Tabela 4.3 - Valores médios da RTCD para a mistura sem e com a adição de fibra	105
Tabela 4.4 - Comparação dos resultados médios da RTCD	112
Tabela 4.5 - Resultados dos valores de MR, RTCD e MR/RT da mistura de RAP + PDP G.	115
Tabela 4.6 - Resultados dos valores de MR, RT e MR/RT da mistura de RAP + PDP G + FIBRA	115
Tabela 4.7 - Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as misturas de RAP + PDP G.	116
Tabela 4.8 - Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as misturas de RAP + PDP G. + FIBRA	117
Tabela 4.9 – Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as misturas de RAP + PDP B.	123
Tabela 4.10 - Variação da potência sobre o parâmetro teor volumétrico de cimento para cada temperatura e cada frequência em ambas as misturas	133
Tabela 4.11 - Variação da potência sobre o parâmetro η/C_{iv} para cada temperatura e cada frequência em ambas as misturas	134
Tabela 4.12 – Comparação dos resultados médios do módulo dinâmico para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz	136

Tabela 4.13 - Variação das potências A e B sobre o parâmetro η/C_{iv} para cada ciclo em ambas as misturas	145
Tabela 4.14 - Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para todas as misturas	148
Tabela 4.15 - Valores de Potências A obtidas em cada ensaio	151
Tabela 4.16 - Valores de Potências B obtidas em cada ensaio.....	151
Tabela 4.17 - Valores de Potências B obtidas em cada ensaio.....	155
Tabela 4.18 - Valores de E^* obtidos para a mistura sem e com a adição de fibra analisados	164
Tabela 4.19 - Valores de tensões obtidos na camada cimentada para a mistura sem e com a adição de fibra	167

LISTA DE SÍMBOLOS

B - Expoente da equação de regressão da potência

Civ - Teor volumétrico de cimento

cm - Centímetro

C - Teor de cimento

$|E^*|$ - Módulo dinâmico

E1 - Módulo de armazenamento

E2 - Módulo de perda

g - Grama

Hz - Hertz

kPa - Quilopascal

m - Metro

mm - Milímetro

MPa - Megapascal

°C - Grau centígrados

R2 - Coeficiente de determinação

t - Tonelada

A - Expoente para correlacionar a equação

γ_d - Massa específica aparente seca

δ - Ângulo de fase

ε - Deformação específica recuperável

η - Porosidade

σ - Tensão de tração aplicada

ω - Teor de umidade

LISTA DE SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials

AEMC - Análise Elástica de Múltiplas Camadas

ARRA - Asphalt Recycling & Reclaiming Association

ASTM - American Society for Testing and Materials

ATR - Afundamento de Trilha de Roda

BSM - Bitumen Stabilized Material

CAM - Cold Asphalt Mixture

CAP - Cimento Asfáltico de Petróleo

CBTM - Cement-Bitumen Treated Material

CCPR - Cold Central Plant Recycling

CIR - Cold In-place Recycling

CMT - Cement-Treated Material

CNT - Confederação Nacional do Transporte

CRF - Concreto Reforçado com Fibras

CRFA - Concreto Reforçado com Fibras de Aço

CRM - Cold Recycled Mixture

CP - Corpo de Prova

CP V ARI - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial

DC - Deformação Controlada

DMM - Densidade Máxima Medida

DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte

FDR - Full Depth Reclamation

HIR - Hot In-place Recycling

HR - Hot Recycling

FHWA - US Federal Highway Administration

GEPPASV - Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária

ISC - Índice de Suporte Califórnia

JULEA - Jacob Uzan Layered Elastic Analysis

LEGG - Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental

LMCC - Laboratório de Materiais de Construção Civil

LVDT - Linear Variable Differential Transducer

MC - Módulo Complexo

MR - Módulo de Resiliência

NBR - Norma Brasileira

NCHRP - National Cooperative Highway Research Program

PDP - Pó de pedra

PMA - Perda de Massa Acumulada

RAP - Reclaimed Asphalt Pavement

RTCD - Resistência à Tração por Compressão Diametral

TC - Tensão Controlada

UFRGS - Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFSM - Universidade Federal de Santa Maria

USACE - United States Army Corps of Engineers

UTM - Universal Testing Machine

VECD - Viscoelastic Continuum Damage

1 INTRODUÇÃO

O Brasil é um país de extensões continentais, o maior da América Latina, e conforme Padula (2008) é essencial que se tenha um sistema de transportes que conecte todo o país, proporcionando o desenvolvimento para todas as regiões. Conforme Confederação Nacional do Transporte - CNT (2018 e 2019), o modal rodoviário é o principal modo de transporte de pessoas e de cargas no Brasil, sendo responsável por mais de 60% do transporte de cargas e de 95% do transporte de passageiros. Exercendo um papel de importância para o desenvolvimento da sociedade brasileira, sendo uma das áreas da infraestrutura mais notadas pela sociedade.

O crescente aumento do volume de tráfego e das cargas dos veículos tem levado os pavimentos a processos de deterioração acelerado. Isso resulta muitas vezes na necessidade de intervenções de restauração das rodovias. Toda e qualquer restauração de pavimentos tem como objetivo reparar o pavimento para resistir à ação das cargas do tráfego e das intempéries atuantes, garantindo conforto, segurança e economia para todos os usuários da rodovia.

Conforme Bonfim (2011), a fresagem de pavimentos asfálticos é uma das técnicas aplicadas no processo de manutenção e restauração do sistema rodoviário como parte do processo de restauração de pavimentos deteriorados. Porém, essa operação de fresagem do revestimento asfáltico deteriorado gera um resíduo denominado RAP (*Reclaimed Asphalt Pavement*). Esse resíduo, que muitas vezes é descartado e considerado um passivo ambiental, tem sido reciclado e reaproveitado em várias partes do mundo.

A *US Federal Highway Administration* (FHWA, 2016) estimou que, nos Estados Unidos, 100,1 milhões de toneladas de pavimentos de asfalto são fresados a cada ano durante projetos de recapeamento e ampliação. Desse total, 80 a 85% está sendo usado como parte do asfalto reciclado a quente, em misturas frias ou como agregado, base granulares ou estabilizadas. Já a Europa gera, conforme Unger Filho (2019), aproximadamente, 50 milhões de toneladas/ano de material fresado, sendo que destes 94% é reciclado ou reutilizado.

No Brasil, segundo Leite *et al.* (2021), todos os dias são gerados centenas de metros cúbicos de material fresado. Os mesmos autores citam, que de 1986 até 2019, somente 0,7 milhão de toneladas de fresado foram reciclados à quente e 2 milhões de toneladas recicladas a frio no Brasil, sendo a maioria do material fresado utilizado em revestimentos de estradas rurais ou armazenado em estoque, sendo preciso dar um destino a este material que é nobre.

As principais vantagens da utilização do material fresado e da técnica de reciclagem são: os benefícios econômicos, ambientais e logísticos, sendo estes a redução dos custos com transporte e reutilização de materiais em substituição dos agregados virgens, a redução no tempo de construção e impactos operacionais, e a possibilidade de uma reabilitação mais rápida das camadas do pavimento.

Existem diversos tipos de reciclagem, a reciclagem a frio, morna ou quente, sendo os materiais oriundos de fresagem superficial, ou a reciclagem profunda. Dentre as diversas técnicas para reciclagem de pavimentos existentes, destaca-se a reciclagem a frio, que conforme Wirtgen (2012) neste tipo de técnica, o material fresado pode representar até 100% dos agregados, resultando assim numa técnica mais sustentável. Além dessas, também há vantagens econômicas, pois, os custos de restauração são de 30% a 50% menores em relação às soluções convencionais.

A técnica de reciclagem à frio consiste na utilização de materiais fresados com agentes estabilizantes que são utilizados para melhorar as propriedades mecânicas das misturas recicladas, melhorando sua resistência, rigidez e durabilidade, produzindo um novo material, sem a necessidade do aquecimento. Esses agentes podem ser: ligantes asfálticos (emulsão asfáltica/asfalto espumado), ligantes hidráulicos (cimento Portland/ cal hidratada), agentes rejuvenescedores e água. Segundo Medina e Motta (2015), o uso de materiais cimentados como camada do pavimento é feito no Brasil desde as décadas de 1970 e 1980.

Conforme Unger Filho (2019), uma das dificuldades do processo de reciclagem, sobretudo em reciclagens *in situ*, é a falta de dados (resistência, rigidez e durabilidade) e a heterogeneidade dos materiais, como tipo de agregado e granulometria das misturas, tipo e envelhecimento dos cimentos asfálticos utilizados, e a variação das espessuras das camadas do pavimento.

Segundo Nascimento (2017), embora o método de dimensionamento de pavimentos novos, regulamentado no Brasil, seja fundamentado por relações puramente empíricas, entende-se que a avaliação do pavimento como uma estrutura deformável se apresenta como mais racional. Portanto, os limites admissíveis de tensão e deformação, que evitam o dano aos materiais aplicados devem ser conhecidos, o que exige avaliações ao nível laboratorial da rigidez, da resistência à tração, de ensaios de fadiga, etc. Desta forma, ressalta-se a importância de

conhecer as principais características mecânicas da reciclagem à frio com adição de cimento Portland.

Além disso, a investigação de materiais tratados com cimento Portland, e fibras sintéticas e/ou naturais se mostrou interessante, explorando novos métodos de melhoramento. Hoyos *et al.* (2011) avaliaram a utilização de uma mistura fresado-cimento-fibra de vidro como base de pavimento. Sarzalejo *et al.* (2009) descrevem o melhoramento com fibras de propriedades do concreto no controle da propagação de fissuras, além do aumento a resistência à tração uniaxial e fadiga. No entanto, comprova-se a ausência de material referente à utilização de misturas fresado, pó-de-pedra melhorado com cimento e fibras.

Para uma melhor utilização das misturas recicladas à frio em camadas de pavimento, é fundamental que se conduzam experimentos em laboratório para avaliação da efetividade do processo de reciclagem em relação às suas características mecânicas. O presente estudo caracteriza as misturas recicladas à frio com cimento Portland e com a adição de fibra de polipropileno, no que se refere à rigidez, resistência e durabilidade contribuindo para uma melhor compreensão do efeito do tipo da mistura e do agregado.

1.1 OBJETIVO GERAL

Estudar o comportamento mecânico (resistência, rigidez e de durabilidade) da mistura de fresado e pó-de-pedra tratada com adição de cimento e fibras de polipropileno para a utilização em camada de base/sub-base de pavimentos.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Caracterizar e avaliar a resistência das misturas, através de ensaios de tração por compressão diametral, com e sem a adição de fibras;
- Caracterizar e avaliar a rigidez das misturas, através de ensaios de módulo de resiliência e módulo complexo, com e sem a adição de fibras;
- Caracterizar e avaliar a durabilidade das misturas, através de ensaios de molhagem e secagem, com e sem a adição de fibras
- Quantificar a influência de cada uma das variáveis de interesse (teor de cimento, compactação) sob a resistência, rigidez e durabilidade da mistura em estudo com e sem a adição de fibras.

- Correlacionar o índice η/C_{iv} com as propriedades físicas e mecânicas da mistura fresado e pó-de-pedra tratada com cimento, com e sem a adição de fibras;
- Comparar os resultados obtidos com trabalhos semelhantes.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Neste primeiro capítulo, são apresentados o tema da pesquisa, sua relevância e os objetivos que se propôs alcançar, seguidos por mais quatro itens.

O capítulo 2 traz a revisão bibliográfica, dividida em partes: a primeira trata da reciclagem de pavimentos; a segunda parte apresenta características das misturas recicladas a frio; a terceira parte uma visão geral da análise de tensões, deformações e deslocamentos no pavimento asfáltico; a quarta parte refere-se aos principais tipos de dano no pavimento, trincamento por fadiga e deformação permanente; a quinta parte resume alguns dos mecanismos que contribuem para a degradação de camadas cimentadas; e a sexta é sobre a fibra e seu uso na Engenharia Civil.

No capítulo 3 é apresentado o programa experimental desenvolvido, detalhando os materiais, a mistura, a moldagem e os ensaios utilizados na obtenção das propriedades mecânicas da mistura.

Os resultados e análises realizadas estão apresentados no capítulo 4. Neste capítulo, também são apresentadas as comparações com outros materiais semelhantes. Por fim, o capítulo 5 apresenta algumas considerações sobre a pesquisa, com sugestões de trabalhos futuros.

No Apêndice A estão os dados gerais dos corpos-de-prova (diâmetro, altura, peso, umidade, entre outros) de todos os ensaios para ambas as misturas. No Apêndice B estão os resultados do módulo complexo, para ambas as misturas.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 RECICLAGEM DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Conforme Bernucci *et al* (2010), a reciclagem de pavimentos é o processo de reutilização de misturas asfálticas envelhecidas para produção de novas, onde se aproveita os agregados e o ligante de um pavimento asfáltico deteriorado, com o acréscimo de novos materiais.

A reciclagem asfáltica não é uma técnica nova. Segundo Kandhal *apud* Lima (2003), o uso das técnicas de reciclagem de pavimentos asfálticos data do início do século passado, mais precisamente por volta de 1915. Conforme Wood (1978), o processo de reciclagem se iniciou na Alemanha sendo os materiais britados a mão e há registros de aplicação da reciclagem por volta de 1923 em Singapura. Contudo, foram às exigências crescentes da economia e da proteção ambiental, que promoveram mais destaque às técnicas e procedimentos de reciclagem. Segundo Pinto (1989), a evolução das máquinas fresadoras no estado americano da Califórnia fez com que a reciclagem se tornasse mais eficiente.

Uma das classificações mais usuais utilizadas para a reciclagem de pavimentos é proposta pela *Asphalt Recycling & Reclaiming Association* (ARRA, 2015), que subdivide a reciclagem de pavimentos asfálticos em cinco categorias, conforme demonstra a figura 2.1.

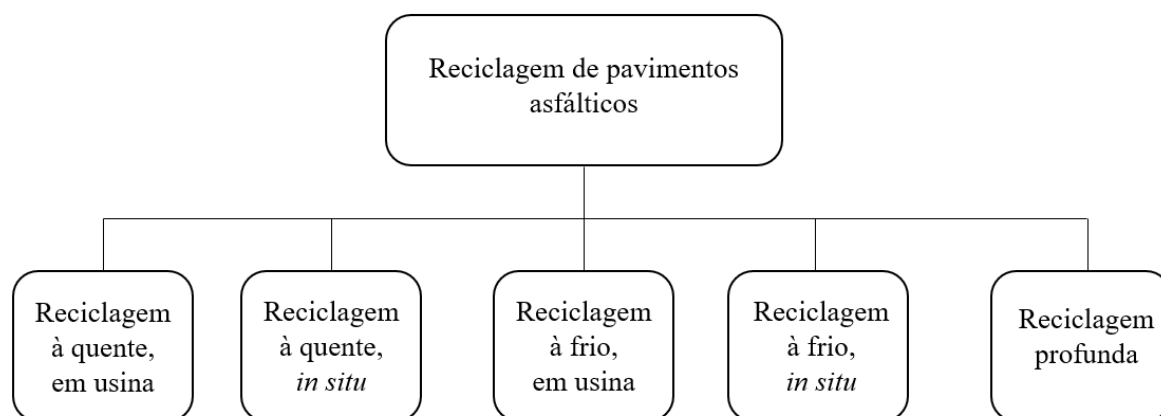


Figura 2.1 - Técnicas de reciclagem de pavimentos asfálticos

Cada método de execução tem características diferentes e a escolha de qual tipo de reciclagem mais apropriada para a restauração de uma rodovia está associada a diversos fatores. Primeiro deve ser feita uma análise no pavimento, para conhecer o grau de deterioração das camadas do

pavimento, e qual dessas camadas precisam ser substituídas. A figura 2.2 apresenta uma sugestão da FHWA (2018) de qual opção de reciclagem é a mais indicada em função do índice de condição do pavimento.

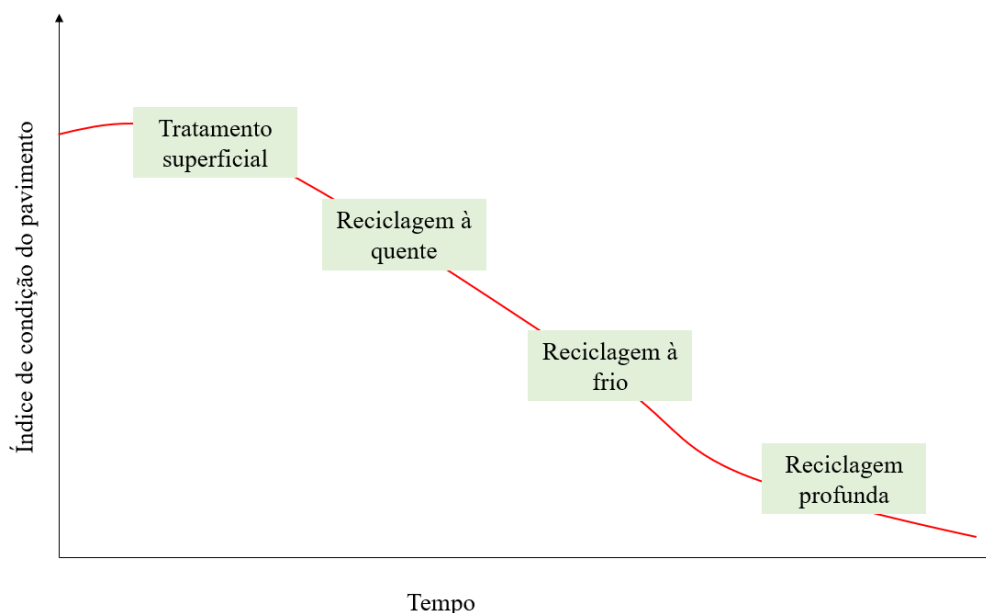


Figura 2.2 - Tipo indicado de reciclagem para diferentes condições do pavimento

Fonte: Adaptado de FHWA (2018)

É importante destacar a diferença entre reciclagem e fresagem. A reciclagem de pavimento é uma técnica de restauração, enquanto a fresagem do pavimento é uma operação onde o pavimento, ou parte dele, é cortado através de um equipamento com um cortador giratório empregando movimento rotativo.

2.1.1 Reciclagem à quente em usina ou *hot recycling* (HR)

A reciclagem à quente em usina é o método no qual revestimento asfáltico de um pavimento deteriorado é extraído por meio de uma fresadora, sendo removida a camada superficial total ou parcial. O material fresado extraído da pista é transportado para um local de estocagem, onde em uma usina são aquecidos e adicionados à mistura que pode ou não conter agregados virgens (também adequadamente aquecidos). Contudo, Mallick *et al.* (2007) recomendam um cuidado que no material fresado há presença de ligante asfáltico, e este não pode ser exposto a altas temperaturas, pois, essas são capazes de causar deterioração ao material. Conforme Silva (2011) nas reciclagens à quente, realizadas em usina, a produção é equivalente aos de misturas à quente convencionais, tanto que as usinas utilizadas são as mesmas (gravimétricas e volumétricas).

Conforme Balbo (2007), a reciclagem a quente foi introduzida no Brasil no ano de 1985, com obras de reciclagem em usina na Rodovia Anhanguera, SP-330, e conforme Medina e Motta (2015), a técnica vem sendo utilizada em maior escala a partir da década de 1990.

Conforme Ruiz (2012) e Unger Filho (2019), a vantagem da reciclagem à quente em usina é o maior controle da homogeneidade do material, o emprego de equipamentos convencionais de usinagem, transporte, lançamento e compactação, sendo possível produzir misturas com propriedades mecânicas análogas às misturas asfálticas com materiais virgens, possibilitando a sua utilização como camada de rolamento.

2.1.2 Reciclagem à quente *in situ* ou *hot in-place recycling (HIR)*

A reciclagem de misturas asfálticas a quente realizada *in situ* é definida como um processo de correção da superfície do pavimento asfáltico. A reciclagem a quente *in situ* pode ser dividida em três etapas: a primeira consiste no aquecimento do revestimento asfáltico. A segunda consiste na fresagem ou uma escarificação a quente do revestimento existente. E por fim, na terceira parte este material é então misturado com o ligante asfáltico, agregados virgens, e agentes rejuvenescedores. Após este processo, a mistura reciclada é recolocada sobre o pavimento remanescente.

Conforme ARRA (2015), a vantagem da modalidade *in situ*, é que se tem uma reciclagem direta do revestimento asfáltico e que quando corretamente realizada, pode reduzir cerca de 30% a 50% dos custos de manutenção, em comparação com as soluções convencionais de fresagem.

2.1.3 Reciclagem profunda ou *full depth reclamation (FDR)*

Conforme Unger Filho (2019), esta técnica deve ser executada quando os defeitos existentes no pavimento estiverem associados a problemas estruturais na base e/ou sub-base do pavimento. O conhecimento das espessuras dos pavimentos é fundamental para o sucesso da técnica. O objetivo dessa técnica é criar uma camada espessa, homogênea, estabilizada (com aglomerante hidráulico ou asfáltico) e compactada. Outras camadas são executadas sobre essa camada reciclada, podendo ser com materiais virgens ou reciclados, resultando uma camada final em concreto asfáltico.

2.1.4 Reciclagem à frio em usina ou *cold central plant recycling (CCPR)*

Conforme West (2015), a reciclagem a frio utiliza a técnica da fresagem do pavimento, realizada por uma máquina denominada fresadora, é a fonte mais comum para obtenção do material fresado asfáltico (RAP, do inglês *Reclaimed Asphalt Pavement*) utilizado na recuperação do pavimento. Este método permite a correção do greide da pista, inclinação, ondulações e deformações na camada superficial. Permite também a possibilidade de se corrigir problemas de rugosidade superficial, melhorando o atrito entre a superfície de rolamento e os pneus dos veículos.

Conforme Unger Filho (2019) a reciclagem à frio em usina representa principalmente uma alternativa para situações onde o equipamento de reciclagem a frio *in situ* não é comportado pelas vias, devido às suas dimensões. Também funciona como alternativa a produção de misturas mais elaboradas que incorporem agregados virgens que necessitem de tratamento especial, dificilmente contemplado por equipamentos *in situ*. Segundo Castro (2003), a usina tem funcionamento relativamente simples, similar às usinas de solos, contudo, necessita de adaptações para atender às condições especiais.

2.1.5 Reciclagem à frio *in situ* ou *cold in-place recycling (CIR)*

A reciclagem a frio *in situ* é a reabilitação do revestimento existente utilizando agentes estabilizadores para produzir uma nova camada asfáltica. Conforme a ARRA (2015), a reciclagem a frio *in situ* deve ser feita na seguinte ordem: primeiro a extração do pavimento deteriorado através da fresagem (incluindo adição de água), depois a seleção granulométrica do agregado fresado, a adição de ligante asfáltico, misturar e distribuir o material na pista, e pôr fim a compactação. Conforme Silva (2011), reciclar a frio significa trabalhar com a mistura em temperatura ambiente, de tal forma que todos os materiais envolvidos no processo devem permitir trabalhar nesta temperatura. As reciclagens a frio *in situ* têm sido indicadas para vias rurais e urbanas com baixos e altos volumes de tráfego.

Segundo Wirtgen (2012), a técnica de reciclagem a frio *in situ* deve ser o método de reciclagem preferencial, devido às vantagens econômicas, principalmente por eliminar a necessidade de aquecimento da mistura, e diminuir bastante o custo com o transporte de material, uma vez que somente o agente rejuvenescedor será transportado.

2.2 MISTURAS RECICLADAS À FRIO

As misturas recicladas à frio (*Cold Recycled Mixtures* - CRMs), diferentemente das misturas à quente, possuem uma maior variedade técnica, em relação tanto aos materiais reciclados, quanto aos aglutinantes a serem utilizados. Dentre os tipos de CRMs utilizadas para a reciclagem de pavimentos, podem ser classificados conforme descrito na figura 2.3. Dentro deste contexto, são utilizados em diferentes situações, dependendo do tipo de agente estabilizante e dosagem, bem como pelo comportamento mecânico esperado, demonstrado na figura 2.4 (Grilli *et al.*, 2012; Wirtgen, 2012; ARRA, 2015; Godenzoni *et al.*, 2016).

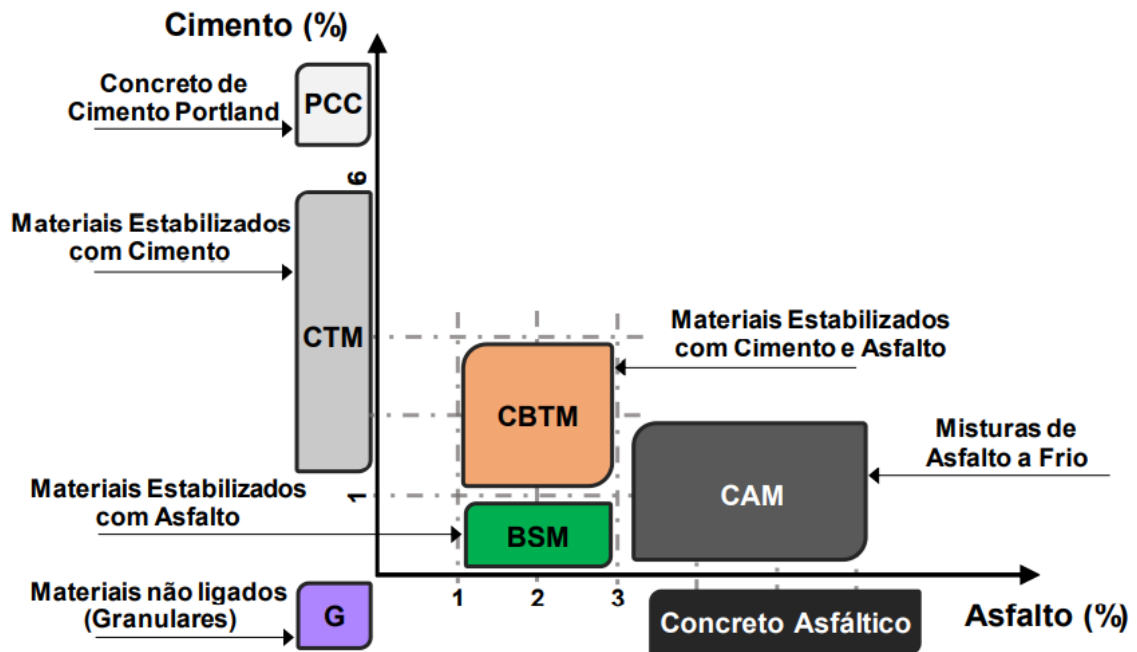


Figura 2.3 - Caracterização das CRMs de acordo com o tipo de estabilizante
Fonte: Silva (2019)

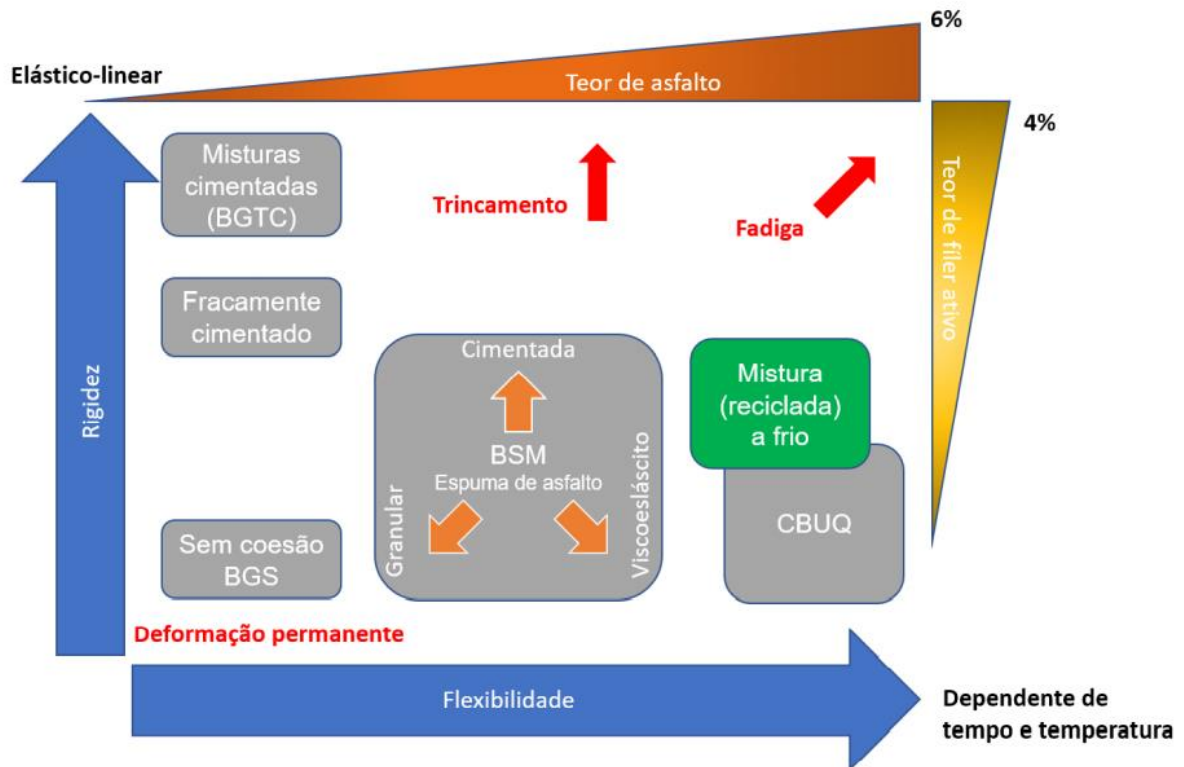


Figura 2.4 - Comportamento dos diferentes materiais utilizados nas misturas recicladas à frio
Fonte: Unger filho (2019)

2.2.1 Misturas de asfalto à frio

A mistura de asfalto à frio (*Cold Asphalt Mixture - CAM*) é produzida com mais de 3% de teor de asfalto (espuma ou emulsão), considerado um teor elevado quando comparado com os outros tipos de misturas recicladas à frio, e podendo ter sua granulometria corrigida com a incorporação de cal ou cimento Portland, visando melhorar as características de resistência inicial e acelerar o processo de cura. Conforme Silva (2019), essa composição da mistura de asfalto à frio proporciona um aumento da resistência à umidade e da flexibilidade da mistura, apresentando comportamento susceptível à temperatura e à taxa de carregamento.

2.2.2 Materiais estabilizados com ligante asfáltico

As misturas recicladas com ligante asfáltico (*Bitumen Stabilized Material - BSM*) é do tipo, estabilizada com teor máximo de 3% de emulsão ou espuma. Segundo Silva (2019), a mistura apresenta comportamento mecânico compatível aos materiais granulares, com a forma de dispersão do estabilizante asfáltico aumentando a coesão da mistura, a resistência ao dano por umidade e a resistência à deformação permanente.

Conforme Ebels e Jenkins (2007), as misturas recicladas, quando estabilizadas com ligante asfáltico, não se comportam como misturas asfálticas e as trincas por fadiga não são consideradas como um mecanismo de ruptura dominante. Os mesmos autores, recomendam não usar a resistência a tração como um parâmetro de projeto de mistura reciclada com ligante asfáltico, sendo a redução da rigidez e a deformação permanente os mecanismos de falha das misturas recicladas com ligante asfáltico.

2.2.3 Materiais estabilizados com ligante hidráulico e ligante asfáltico

Este tipo de misturas recicladas à frio é caracterizado por ter maior coesão e rigidez, sendo menos propenso a deformação permanente quando, por exemplo, comparado com as misturas recicladas com ligante asfáltico. Os materiais estabilizados com cimento e asfalto (*Cement-Bitumen Treated Material* - CBTM) são estabilizados com ligante hidráulico e ligante asfáltico. Nesse contexto conforme Tebaldi (2013), a mistura terá um comportamento intermediário entre uma mistura puramente granular, uma mistura cimentada e uma mistura asfáltica. Sendo esse comportamento mecânico é influenciado pelo teor de ligante hidráulico e de ligante asfáltico utilizado.

2.2.4 Materiais estabilizados com ligante hidráulico

As misturas recicladas à frio produzidas apenas com a adição de ligante hidráulico como agente estabilizante (*Cement-Treated Material* - CMT), são caracterizadas pela susceptibilidade ao trincamento por contração, ocorrendo a redução da flexibilidade da mistura, o que resulta em um comportamento frágil e aumento da resistência à deformação permanente (Grilli *et al.*, 2012; Cardone *et al.*, 2014). Por se tratar de um material de ruptura frágil, é recomendado que seja executado revestimento em espessura suficiente para dissipar as cargas de tráfego, limitando assim a tensão de tração na fibra inferior da camada reciclada.

2.3 CÁLCULO DE TENSÕES, DEFORMAÇÕES E DESLOCAMENTOS NO PAVIMENTO ASFÁLTICO

O pavimento, assim como outras estruturas de Engenharia, deve ser projetado para suportar as ações que irão solicitá-lo ao longo da sua vida de projeto. A estrutura do pavimento consiste em diversas camadas com materiais de diferentes características, sendo que as camadas na parte superior da estrutura do pavimento estão sujeitas a níveis de tensões mais elevadas que as da parte inferior e, assim, constituídas de materiais mais rígidos e resistentes.

Cada camada no pavimento possui o objetivo de distribuir as tensões provenientes do tráfego, clima, entre outros. As tensões aplicadas na superfície são efetivamente reduzidas na estrutura do pavimento com sua distribuição por uma área mais ampla do subleito. Conforme Wirtgen (2012), a reação de uma camada imposta a uma tensão depende muito das propriedades do material utilizado (elasticidade, plasticidade e viscoelasticidade) e das características da tensão aplicada (magnitude, taxa de carga, entre outros).

O cálculo dos esforços no pavimento pode ser realizado a partir da caracterização da estrutura e dos materiais. Conforme Papagiannakis e Masad (2008), uma maneira de calcular é considerar as camadas granulares como camadas elásticas lineares e elásticas não lineares, (isto é, tendo módulos que são independentes de tensão e dependentes de tensão, respectivamente), enquanto o concreto asfáltico pode ser considerado como viscoelástico linear ou elástico linear.

Na análise do pavimento também se leva em conta o tráfego atuante, os tipos de eixos e as suas cargas. As cargas dos pneus são modeladas como cargas pontuais ou cargas circulares de pressão uniforme, ou seja, distribuídas uniformemente em áreas geometricamente definidas no contato pneu pavimento. Sob essas condições, o estado de tensão é axissimétrico; isto é, exibe simetria rotacional em torno do eixo central da carga e, como resultado, é mais fácil descrever usando um sistema de coordenadas radiais.

Conforme Medina e Motta (2015), a carga usual utilizada é a de um eixo simples de roda dupla, sendo a carga é de 80 kN (8,2 tf ou 18000 lb), sendo assim 20 kN por roda e a pressão de inflação de pneu de 55 N/cm² (5,6 kgf/cm² ou 80 lb/pol²), considera a pressão de contato com a pavimento, cuja área é de 363 cm² com diâmetro de 21,4 cm. A área de contato do pneu pode também ser determinada experimentalmente, de forma simplificada, besuntando sua superfície com óleo ou tinta.

O estudo do efeito de cargas sobre um pavimento flexível pode ser calculado através de um sistema considerando o pavimento como uma camada única, com duas camadas e um sistema multicamadas.

2.3.1 Solução de camada única elástica

Nesse sistema deve-se considerar o meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico com forças aplicadas na superfície. Boussinesq, em 1885, formulou um conjunto de equações para calcular as de tensões e deformações submetidas a um carregamento pontual, conforme demonstra a figura 2.5. Nessa solução as tensões e o deslocamento em qualquer ponto do sólido são derivados de uma função potencial, logarítmico de três variáveis (r , Z e P).

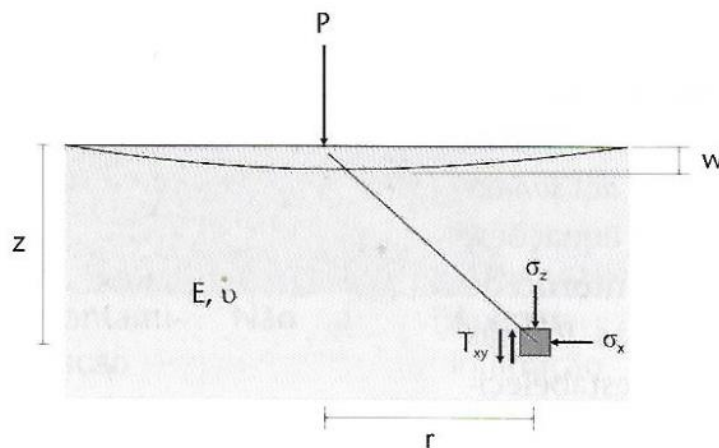


Figura 2.5 – Esforços oriundos de uma carga pontual em um meio semi-infinito elástico
Fonte: Balbo (2007)

As equações podem ser formalizadas também para uma carga distribuída sobre uma área circular, conforme demonstra figura 2.6. A resposta sob uma tensão uniformemente distribuída (p) em uma área circular perfeitamente flexível de raio (a) é obtida integrando os componentes de tensão. Isso se dá devido ao princípio da superposição, uma área carregada pode ser subdividida em áreas elementares, cada uma correspondendo um vetor força, para qual se calculam as tensões e os deslocamentos produzidos no meio elástico.

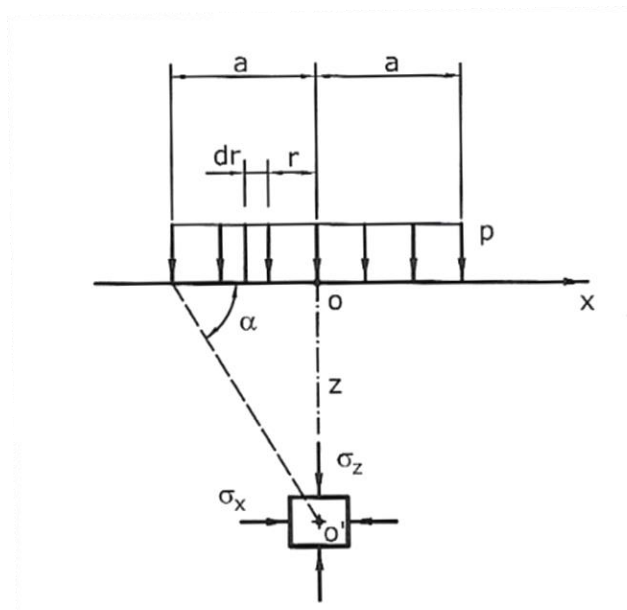


Figura 2.6 - Tensões num sólido semi-infinito sob uma área carregada circular
Fonte: Medina e Motta (2015)

Conforme Medina e Motta (2015), as formulações de Boussinesq foram utilizadas nos estudos teórico-experimentais realizados pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE) resultando em três aplicações importantes: a) extrapolações das curvas de dimensionamento empírico de pavimentos flexíveis; b) cálculo da carga de roda equivalente a um conjunto de rodas; c) Criação das expressões matemáticas para as curvas de dimensionamento baseadas no Índice de Suporte Califórnia (ISC) do subleito. Com resultados das pesquisas feitas pelo USACE, na década de 50, foi estabelecido um novo procedimento de cálculo da roda equivalente a duas ou mais rodas, que se baseiam nas deflexões.

2.3.2 Solução de duas camadas elásticas

Conforme Papagiannakis (2008), esta solução consiste em uma camada de espessura finita colocada em cima de outra camada de espessura infinita. Essas duas camadas têm diferentes propriedades elásticas (E e μ). Esta é uma representação de um pavimento simples que consiste numa camada mais rígida (por exemplo, revestimento asfáltico) sobre uma camada menos rígida (por exemplo, subleito).

Burmister (1943) desenvolveu a solução para a deflexão da superfície deste sistema sob a linha central de uma tensão vertical uniforme (p) distribuída sobre uma área circular de raio (a), como demonstra a figura 2.7. Para essa solução deve-se considerar alguns fatores, segundo Medina e Motta (2015):

- Os materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos; a lei de Hooke é aplicável aos materiais que a constituem (deformação diretamente proporcional a uma força elástica) e o módulo de compressão é igual ao de tração.
- As camadas não têm peso, são ilimitadas transversalmente, sendo a primeira camada com espessura finita e a segunda com espessura infinita.
- As condições de fronteira são:
 - A superfície da camada superior não está sujeita a tensão fora da área carregada;
 - Na área carregada têm-se apenas tensões normais;
 - Em grandes profundidades as tensões e deformações são nulas.
- Admitem-se as seguintes condições de interface:
 - Caso 1: Há atrito entre as camadas;
 - Caso 2: Não há atrito entre as camadas, mas deslizamento

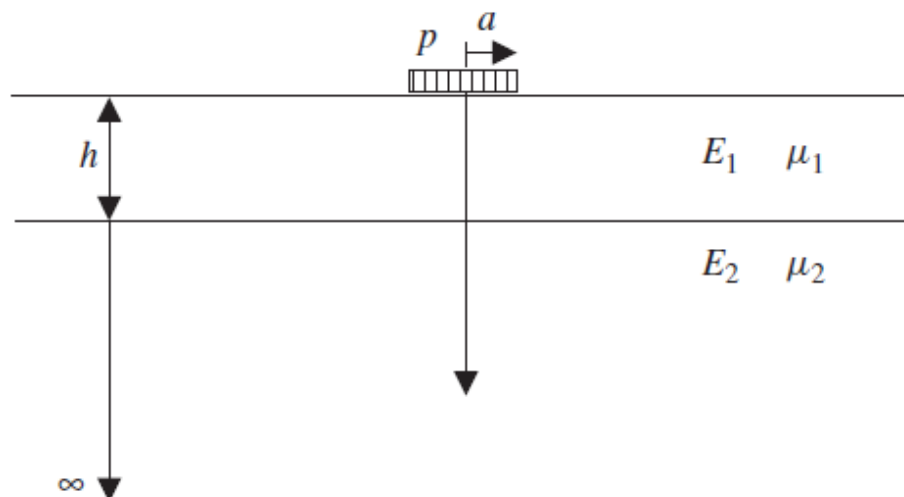


Figura 2.7 - Esquema do sistema elástico de duas camadas
Fonte: Papagiannakis (2008)

A solução apresentada pelo Burmister (1943) mostra que a razão entre os módulos das camadas é um fator importante na deformabilidade da estrutura, por exemplo: no caso de uma estrutura de duas camadas quanto menor a razão entre o módulo da segunda camada e o módulo da primeira camada (E_2/E_1) menor a deflexão (w) no centro da área flexível de carregamento, calculada pela Equação 2.1, pois, menor é o coeficiente de deflexão (F_w). O valor de F_w é uma função que depende das relações entre a distância do raio da carga dividida pela espessura da primeira camada (a/h) e a razão do módulo de elasticidade da segunda camada com a primeira (E_2/E_1).

$$w = \frac{1,5 * p * a}{E_2} * F_w \left[\frac{a}{h}, \frac{E_2}{E_1} \right] \quad Eq. 2.1$$

Burmister produziu um gráfico para F_w para proporções selecionadas de a/h e E_2/E_1 com base na teoria da elasticidade, conforme mostra a figura 2.8.

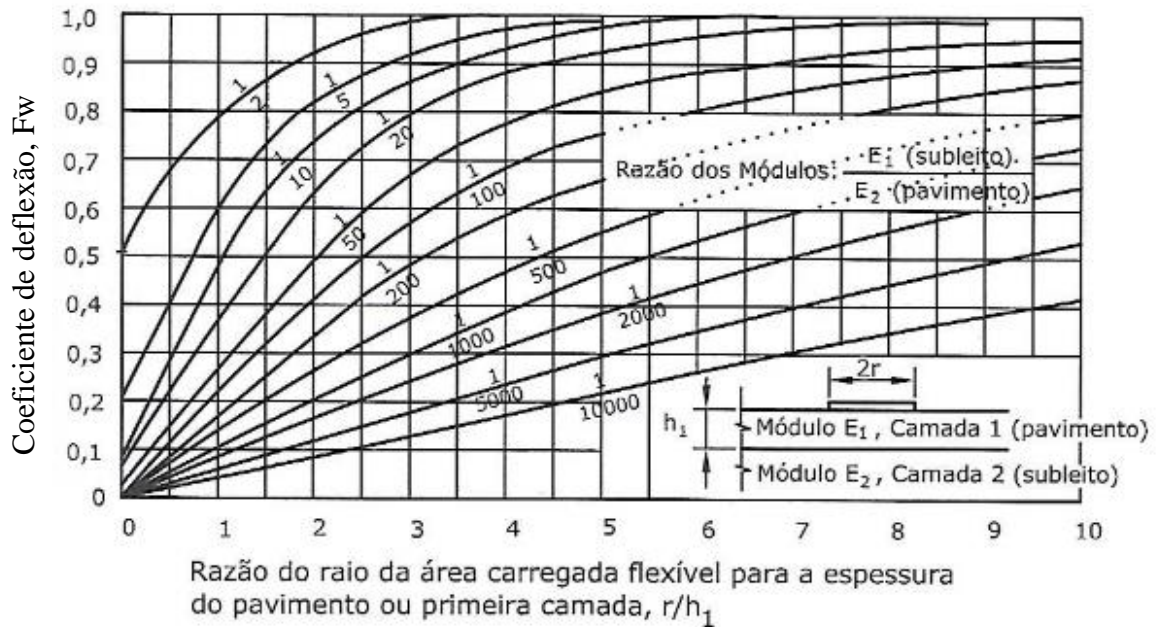


Figura 2.8 – Deflexão no centro da área circular de carregamento uniforme, segundo Burmister

Fonte: Medina e Motta (2015)

Conforme Pinto (2006), as tensões verticais no topo da segunda camada também decrescem com a diminuição da razão E_2/E_1 , pois, quando a camada superior é muito menos deformável, ou seja, mais rígida, ela se comporta como uma laje, que distribui as tensões lateralmente. Este efeito de laje se faz as custas de tensões de tração na camada superior.

O pesquisador Fox (1948), usando o método de Burmister, calculou e tabulou as tensões atuantes (verticais e radiais) para diversas profundidades ao longo do eixo vertical de um sistema de duas camadas. As tensões foram expressas através de porcentagens do carregamento circular uniformemente distribuído na superfície, e foram calculadas para uma ampla faixa de razões a/h e E_2/E_1 . Os coeficientes de Poisson foram fixados como 0,5 para ambas as camadas.

2.3.3 Solução de múltiplas camadas elásticas

Um sistema de múltiplas camadas elásticas consiste em múltiplas camadas de espessura finita apoiadas em um subleito de espessura infinita. É uma representação idealizada de múltiplas camadas de pavimentos, tais como camada de revestimento asfáltico, camadas de base e camadas de sub-base, cada uma com diferentes propriedades elásticas. Soluções de resposta elástica a este sistema, foram desenvolvidas através da extensão da abordagem analítica de

Burmister para o sistema de duas camadas para múltiplas camadas, conforme demonstra figura 2.9.

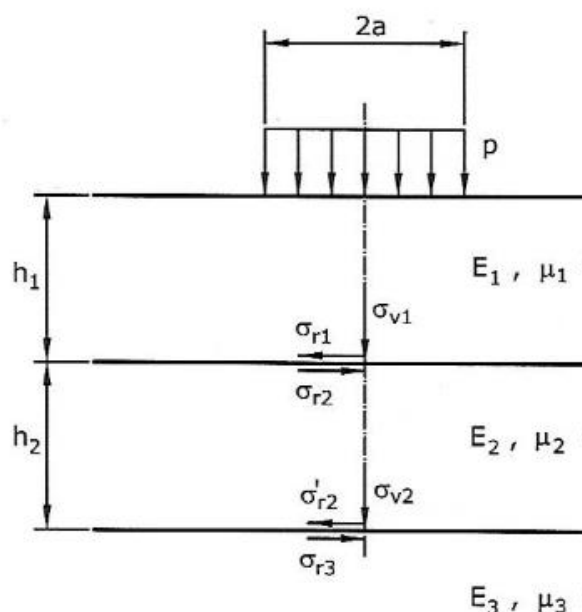


Figura 2.9 – Tensões normais verticais e radiais num sistema de três camadas
Fonte: Medina e Motta (2015)

Conforme Medina e Motta (2015), pesquisadores nos anos 50 e 60, estudaram a aplicação de teorias de Burmister. Com isso surgiram tabelas e gráficos que permitiram calcular as tensões verticais e radiais, deformações específicas e deflexão superficial em um sistema de três camadas. Num método racional de dimensionamento, com os valores de σ_{r1} ou de ϵ_{r1} pode-se estimar a vida de fadiga do revestimento asfáltico, e verificar se a tensão vertical no subleito (σ_{v2}) é compatível com o material.

2.3.4 Programas computacionais para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos

Na década de 1960, surgiram os primeiros programas computacionais de cálculo, o que levou a uma economia de tempo nos cálculos e mais versatilidade, como a consideração de estruturas com mais do que três camadas, relações de módulos diferentes das tabeladas, além de coeficientes de Poisson variáveis.

Com a disponibilidade de computadores mais modernos e o desenvolvimento da informática, diversos programas computacionais têm sido desenvolvidos para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos em estruturas de camadas elásticas. Há uma variedade de

softwares que implementam essas soluções, como FEPAVE2, ELSYM 5, EVERSTRESS, JULEA, KENLAYER e AEMC (MeDiNa).

Uma comparação entre os resultados de alguns, desses programas foi demonstrada por Darous e Motta (2004). Como cada um deles tem um método de cálculo de tensões e deformações, os resultados não são iguais. Por tanto, no momento de escolher o programa para o cálculo de tensões e deformações, deve-se conhecer a origem do programa, suas ferramentas de cálculo para melhor interpretar os resultados.

2.4 ANÁLISE DE DANO

Numa abordagem mecanística-empírica, os resultados da análise estrutural dos pavimentos – tensões (Figura 2.10) e deformações – são comparados com critérios de dimensionamento predefinidos de modo a evitar os principais tipos de defeitos, principalmente trincamento por fadiga e deformação permanente, para uma determinada vida de projeto.

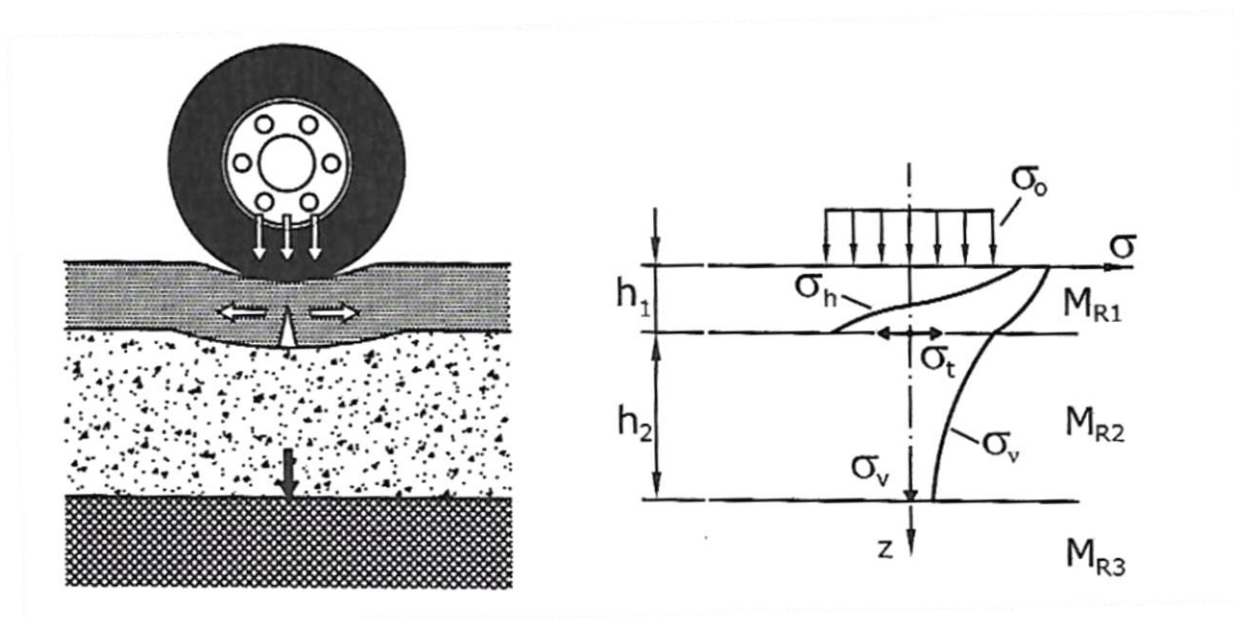


Figura 2.10 - Tensões em um pavimento flexível

Fonte: Medina e Motta (2015)

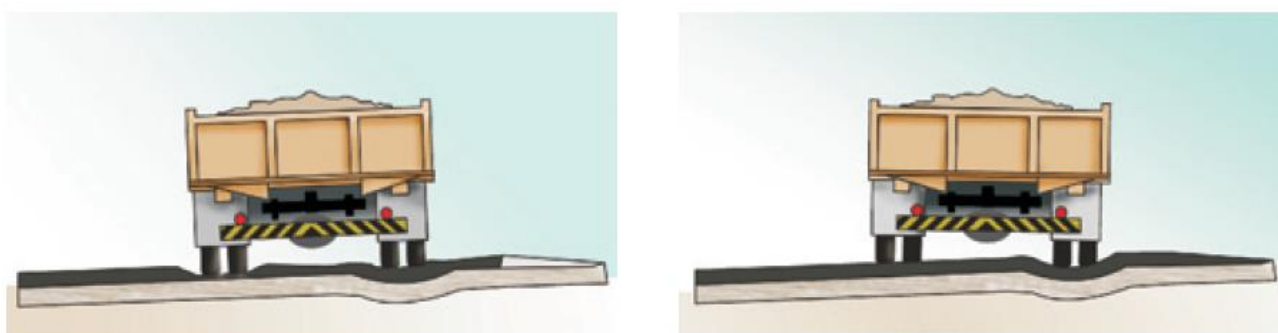
A mecânica dos pavimentos demonstra que os pavimentos flexíveis, na composição de camadas granulares e revestimento de concreto asfáltico, rompem através de dois principais mecanismos: deformação permanente, devido ao acúmulo de deformações plásticas nas camadas, principalmente manifestadas no topo da camada do subleito e/ou por dano à fadiga, devido às deformações de tração na fibra inferior do revestimento. No caso de pavimentos semirrígidos,

deve-se levar em conta também as deformações de tração na fibra inferior das camadas granulares cimentadas.

2.4.1 Deformação permanente

A norma DNIT 005/2003-TER, define os termos empregados em defeitos que ocorrem nos pavimentos flexíveis e semirrígidos. A norma classifica o afundamento como sendo a deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada ou não de solevamento, podendo se apresentar sob a forma de afundamento plástico ou de consolidação. De acordo com essa norma, a deformação permanente é classificada considerando a sua ocorrência, seja na camada de revestimento ou nas demais camadas do pavimento, inclusive o subleito.

O afundamento de trilha de roda (ATR) é a mais corriqueira forma de deformação permanente e pode ter várias causas, como a acumulação de deformações nas camadas asfálticas. Este tipo de afundamento é causado por misturas que possuem pequena resistência ao cisalhamento, insuficiente para resistir à passagem das cargas repetidas (Figura 2.11- a). O outro tipo é o enfraquecimento da camada de revestimento e a repetição de tensões nas camadas de base, sub-base ou subleito, com contribuição relativa de cada uma dessas camadas para a deformação total (Figura 2.11-b).



(a) No revestimento (trilha de roda esquerda)

(b) No sistema

Figura 2.11 – Deformações permanentes em pavimentos asfálticos

Fonte: Bernucci *et al.* (2010)

Na pista mede-se o ATR com uma treliça de alumínio de 1,2 m de base, que contém uma régua vertical corredeira no centro, conforme figura 2.12. Segundo Medina e Motta (2015) o valor admissível do ATR para rodovias é de 10 mm, sendo que para vias com menos volume de tráfego pode chegar a 16 mm, se atingir o valor de 20 mm recomenda-se reparo imediato. De

acordo com Franco e Motta (2020), o valor do ATR depende do tipo de rodovia, sendo o valor máximo variando de 10 mm a 20 mm.

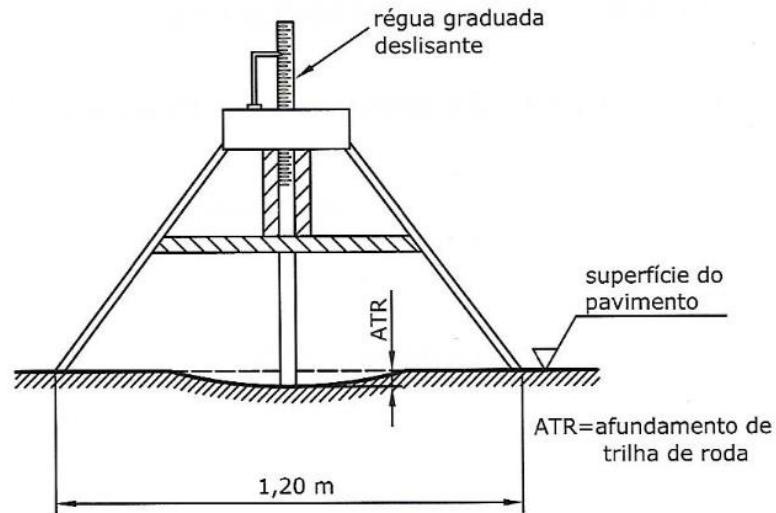


Figura 2.12 – Treliça para medir os afundamentos em pista
Fonte: Medina e Motta (2015)

Pode-se calcular a deformação total sob uma carga (P) como o somatório das deformações plásticas ou permanentes de cada camada ou subcamada, conforme figura 2.13. Para isso necessita-se saber as relações tensão-deformação plástica de todos os materiais do pavimento e do subleito. Para o cálculo de deformações se utiliza equações do modelo de Monishmith, resultados de ensaios triaxiais de cargas repetidas.

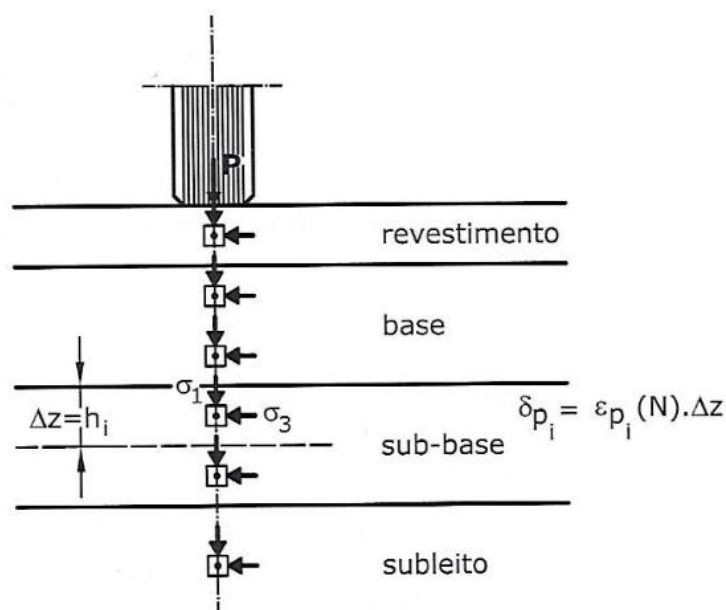


Figura 2.13 – Deformação permanente ou plástica por camada do pavimento
Fonte: Medina e Motta (2015)

2.4.1.1 Deformação permanente em solos e materiais granulares

O ensaio de deformação permanente de solos segue os preceitos da norma DNIT 179 (2018), também podem ser aplicados para amostras de britas, materiais estabilizados granulometricamente, solos e materiais melhorados por pequenas quantidades de adições de produtos químicos ou elementos como fibras naturais ou sintéticas, e outros materiais alternativos, desde que não estabilizados quimicamente.

O ensaio é feito a partir de corpos de prova submetidos a diversos níveis de tensões desvios, que permitem a avaliação dos materiais com base na sua deformação plástica acumulada ao longo de um grande número de ciclos. Conforme Guimarães (2009), é possível distinguir vários tipos de comportamento dos materiais comparados entre si, ou mesmo, para cada material, os intervalos de comportamento quanto à resistência à ruptura plástica, em função dos níveis de tensão. Na figura 2.14, mostram-se os tipos de comportamentos dos materiais, conforme DNIT 179 (2018):

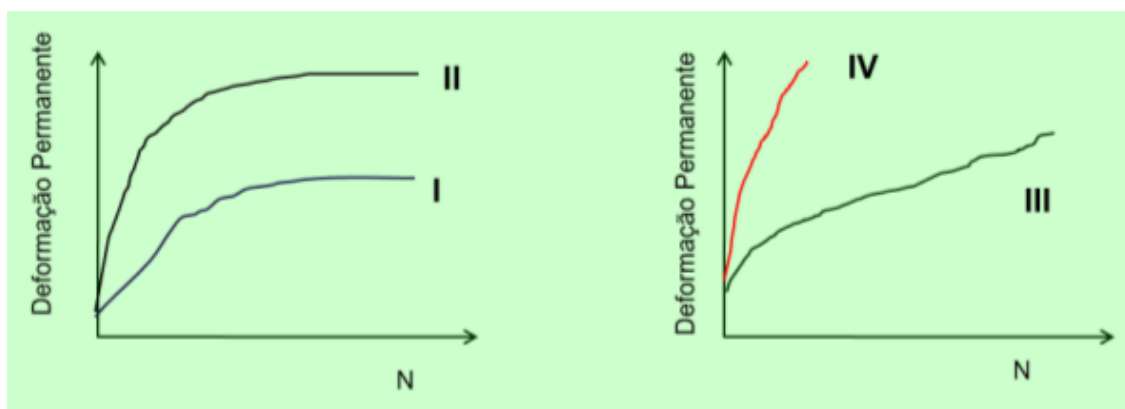


Figura 2.14 – Modelos de comportamento à deformação permanente de vários materiais ou de um mesmo material a vários níveis de solitação de carga

Fonte: DNIT 179 (2018)

Cada comportamento à deformação permanente de distintos materiais ou de um mesmo material a diversos níveis de solitação de carga, está descrito abaixo conforme DNIT 179 (2018):

- Tipo I – Acomodamento plástico (*shakedown*) – tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, para poucos ciclos, para um determinado nível de tensão vertical e horizontal;

- Tipo II – Acomodamento plástico (*shakedown*) – tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, porém, com um valor alto de deslocamento permanente acumulado antes do acomodamento, para um determinado nível de tensões vertical e horizontal;
- Tipo III – O material não se acomoda, continuando a acumular deformação permanente com o aumento do número de ciclos;
- Tipo IV – Colapso incremental - O material apresenta ruptura a baixos números de repetições de ciclos de carga.

Segundo DNIT 179 (2018), níveis de tensões críticos podem ser definidos para classificar o material de subleito e uso na seleção de materiais para cada camada. O procedimento dos vários ensaios pelos propostos na norma permite o cálculo da contribuição de cada camada no afundamento de trilha de rodas e a comparação das tensões verticais calculadas no dimensionamento com aquelas que levam ao comportamento de acomodação do material analisado.

Para avaliação do acomodamento, faz-se a análise dos resultados dos ensaios utilizando um gráfico conforme ao indicado na figura 2.15, onde o eixo das abcissas representa a deformação permanente acumulada e o eixo das ordenadas representa a taxa de acréscimo da deformação permanente acumulada. Considerando-se que foi atingida a acomodação quando os resultados ficam paralelos ao eixo das ordenadas após certo número de ciclos.

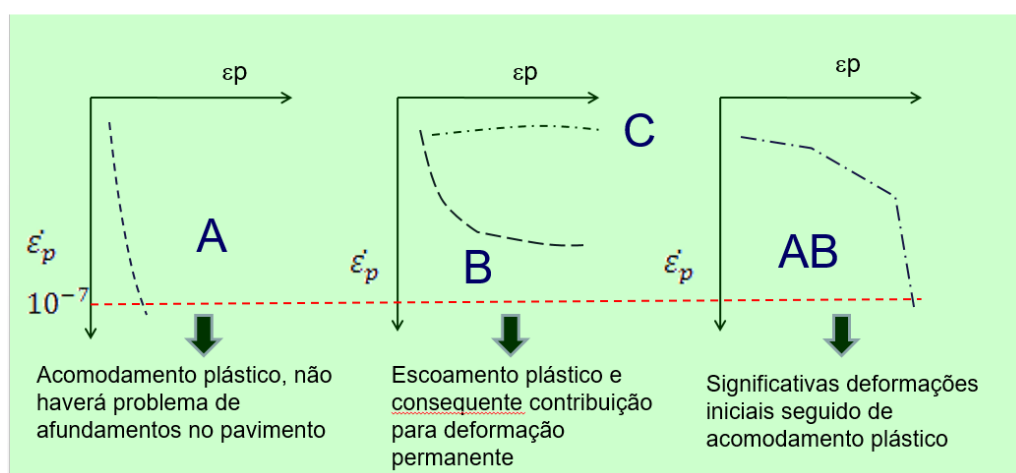


Figura 2.15 – Modelo de comportamento a deformação permanente – Análise do acomodamento

Fonte: DNIT 179 (2018)

2.4.1.2 Deformação permanente de misturas asfálticas

A deformação permanente em misturas asfálticas ocorre devido a uma combinação do fluxo do material (viscoelástico ou viscoplástico) e do dano neste material, representado pela formação e propagação de trincas. A capacidade de uma mistura de resistir a esse tipo de deformação depende de diversos fatores, tais como forma do agregado, temperatura do asfalto, teor de ligante da mistura, entre outros.

Conforme Hunter *et al.* (2015), destacam-se os seguintes ensaios para estudar a deformação permanente de misturas asfálticas:

- Ensaios laboratoriais: triaxial com carregamento repetido e compressão uniaxial não confinada;
- Ensaios de simulação: simuladores de laboratório.

A norma DNIT 184 (2018) descreve o procedimento no qual se determina a deformação permanente de um corpo de prova cilíndrico de mistura asfáltica, resultante da aplicação de carregamento de compressão uniaxial vertical, repetido. O carregamento repetido se constitui de pulsos de carga seguido por períodos de repouso. A deformação plástica vertical uniaxial acumulada é medida por sensores fixados diretamente no corpo de prova, colocado no interior de uma câmara de temperatura controlada.

O Flow Number é obtido através de pontos de deformações *versus* número de ciclos, que resulta em uma curva que indica os três estágios do ensaio: zonas primária, secundária e terciária, conforme demonstra a figura 2.16 Quando o corpo de prova alcança a zona terciária, nesse ponto se determina o Flow Number.

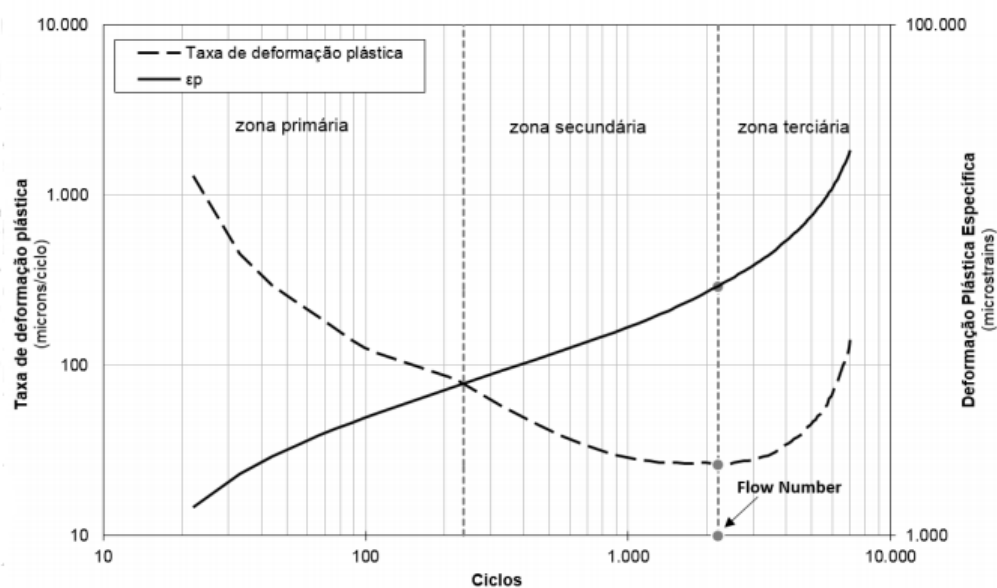


Figura 2.16 – Curva típica do ensaio de Flow Number: deformação plástica vertical uniaxial acumulada vs número de ciclos

Fonte: DNIT 184 (2018)

2.4.2 Dano por fadiga

Conforme Bernucci *et al.* (2010) *apud* ASTM (1979), fadiga é o fenômeno definido como: “o processo da mudança estrutural permanente, progressiva e localizada que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões de amplitudes variáveis que produzem as fissuras que conduzem para totalizar a falha após um determinado número de ciclos”.

Pinto (1991) descreve a fadiga como um processo de deterioração estrutural de um material quando submetido a um estado repetido de tensões e deformações, resultando na perda da resistência, gerando trincas ou mesmo a fratura completa do material após um número de repetições suficientes do carregamento.

No mecanismo de fratura do material surgem regiões de fissuras microscópicas, e nas extremidades dessas fissuras surgem locais de concentração de tensões. Nessas regiões, o excesso de esforço é responsável pela continuidade e progressão da abertura da fissura até a ocorrência da fratura do material. As fissuras de fadiga se manifestam nas superfícies de revestimentos asfálticos, bem como na estrutura não aparente em materiais cimentados.

Conforme Balbo (2007), nos materiais cimentados, no qual o aglomerante atua sob a forma de ligações pontuais entre as partículas (no caso de agregados) ou na formação de um esqueleto que fixa as partículas de menores dimensões (no caso de solos), são sujeitas ao fenômeno da fadiga quando os cristais resultantes da hidratação do cimento, de natureza frágil sofrem microfissurações progressivas, não conservando deformações plásticas (permanentes) elevadas.

As misturas asfálticas também estarão sujeitas a fenômenos dessa natureza, cujo processo é diferenciado das misturas cimentadas. O ligante asfáltico, que não apresenta natureza frágil e sim dúctil, suporta deformações plásticas significativas antes que ocorra a ruptura do material. No entanto, tais deformações apresentam limites a partir dos quais qualquer esforço de extensão causa uma microfissura na estrutura do material. O fenômeno é progressivo e causará fratura do material ao longo do tempo.

2.4.2.1 Fadiga em misturas asfálticas

Di Benedetto *et al.* (2004) explicam que as misturas asfálticas estão submetidas em um curto espaço de tempo, a carregamentos resultantes dos veículos. Com o carregamento, surgem as microfissuras no revestimento asfáltico, resultando na perda de rigidez do material e o acúmulo destas, resulta no fenômeno de fadiga.

O fenômeno de fadiga é caracterizado como a degradação do material sob carregamento repetido, sendo uma das principais causas da deterioração ou degradação dos materiais dos pavimentos. A repetição das cargas das rodas dos veículos promove à flexão a camada de revestimento asfáltico. Iniciam trincas, geralmente, na parte inferior do revestimento (regiões de máximas tensões ou deformações de tração) onde se propagam para a superfície do pavimento na forma de trincas interligadas, danificando o pavimento. No processo de repetição de carga (carregamento cíclico) são identificados diversos estágios classificados em região I, região II e região III conforme pode ser visto na figura 2.17.

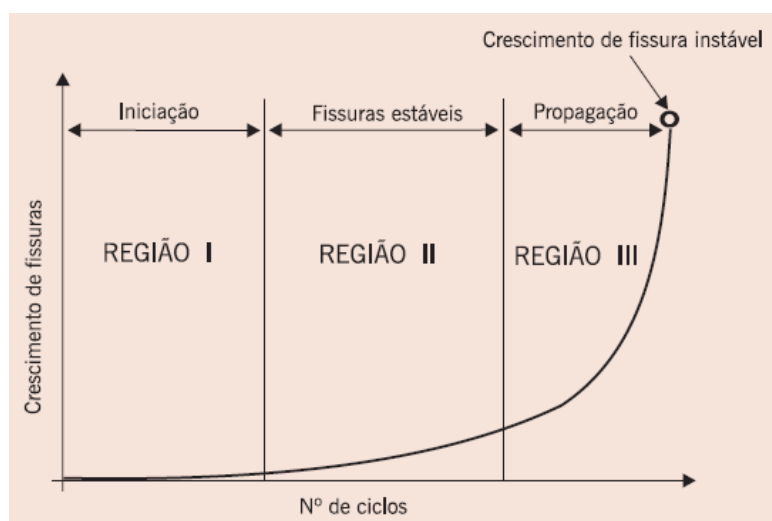


Figura 2.17 - Estágios existentes num processo de fadiga
Fonte: Medina e Motta (2015)

A Região I representa o início das primeiras mudanças microestruturais (microfissuras), a densidade do deslocamento cresce e as zonas de dano se iniciam. A Região II se caracteriza pelas microfissuras que surgem da propagação e união das microfissuras. Já a Região III corresponde ao crescimento das microfissuras conduzindo ao colapso total do revestimento.

Pinto (1991) conclui através de estudos laboratoriais sobre fadiga em misturas asfálticas que a evolução do processo de degradação é dividida em fases distintas. O autor citou três fases:

- Fase de condicionamento: Há um crescimento das deformações permanentes com alguma intensidade. Esta fase corresponde a menos de 5% da vida útil do corpo de prova;
- Fase estável: É caracterizada com o surgimento das primeiras trincas visíveis na parte externa do corpo de prova. Esta fase corresponde a 70% da vida útil do corpo de prova;
- Fase de ruptura: Se caracteriza por um acréscimo acelerado das deformações elásticas e plásticas levando ao colapso do corpo de prova. Esta fase corresponde a 25% da vida útil do corpo de prova.

Conforme Preussler (1983), os comportamentos à tensão ou deformação dependem tanto da rigidez e espessura da camada de revestimento asfáltico quanto da rigidez da estrutura abaixo. Assim como as propriedades de rigidez e de deformação permanente em misturas asfálticas, o fenômeno de fadiga pode ser afetado por vários fatores, conforme tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Principais fatores que afetam o comportamento à fadiga de misturas asfálticas

Fatores de Carga	Magnitude do carregamento Tipo do carregamento; tensão ou deformação controlada Frequência, duração e intervalo de tempo entre aplicações sucessivas do carregamento Histórico de tensões: carregamento simples ou composto Forma do carregamento: triangular, quadrado, etc.
Fatores de Mistura	Tipo do agregado, forma e textura Granulometria do agregado Penetração do ligante asfáltico Teor de ligante Temperatura Módulo de resiliência ou de rigidez Volume de vazios
Fatores Ambientais	Temperatura Umidade

Fonte: Pinto (1991)

Outro ponto a considerar, é o efeito do envelhecimento do ligante asfáltico ao longo do tempo, que pode ser causado na usinagem, aplicação ou em serviço. Para o caso da usinagem e aplicação, são as temperaturas elevadas empregadas que causam o envelhecimento. Já durante o serviço, a ação do clima, variações de temperatura, umidade e a radiação solar ultravioleta que causam esse envelhecimento, causando o enrijecimento do ligante e reduzindo a capacidade de *healing* e de relaxação de tensões, tornando a mistura mais suscetível ao dano. (Pinto, 1991; Kim, 2008).

As variações diárias e sazonais de temperatura causam variações na rigidez e envelhecimento da mistura asfáltica. Segundo Medina e Motta (2015), a deformabilidade da mistura é condicionada pelas variações da temperatura do ar ou das condições climáticas, estas refletem diretamente no desempenho à fadiga das misturas asfálticas. Com o aumento da temperatura na mistura, há uma redução na rigidez, que por consequência, aumenta as deformações geradas no interior da mistura, causando o dano à fadiga prematuramente. Além disso, a exposição solar também causa o envelhecimento da mistura, causando aumento na rigidez, aumentando a possibilidade do surgimento de trincas.

De modo a caracterizar o dano por fadiga de uma mistura asfáltica, é necessário avaliar esse comportamento sob o estado de tensão semelhante ao encontrado em campo. No entanto, conforme Momm (1998), esta é uma tarefa complexa, uma vez que a obtenção da resposta nos ensaios de fadiga em laboratório apresenta dificuldades, pois, as amplitudes das deformações e

das tensões obtidas pela passagem do eixo variam em função do tipo de tráfego e das condições climáticas.

A caracterização do dano por fadiga e o processo de trincamento são abordados por duas teorias: a mecânica da fratura e mecânica do dano contínuo. Conforme Medina e Motta (2015), a explicação da fratura de peças e estruturas sujeitas a cargas repetidas, a propagação das trincas, suas leis e ensaios, fazem parte do objetivo da mecânica da fratura. Existem três modos de fraturas: abertura por tração com deslocamento perpendicular às faces das trincas; cisalhamento puro com deslocamento das partes trincadas paralelamente a si mesmas; cisalhamento com torção ou rasgamento com o deslocamento para fora do plano de trincamento.

A mecânica da fratura torna possível desenvolver modelos de deterioração de pavimentos por trincamento, através da análise mecanística. Segundo Underwood (2011), a mecânica do dano contínuo representa os fenômenos da microescala globalmente, utilizando propriedades fundamentais das misturas asfálticas para caracterizar o comportamento.

Conforme Boeira (2018), o trincamento é a forma mais comum de ocorrência do dano por fadiga, sendo as principais ocorrências do tipo topo-base e base-topo. O trincamento topo-base se inicia na superfície dos pavimentos e se propaga para a camada subjacente, geralmente provocado pelas altas deformações cisalhantes. Já o trincamento base-topo se inicia na parte inferior da camada asfáltica e se propaga até a superfície, devido às elevadas deformações de tração associadas à flexão do pavimento.

O carregamento aplicado nos corpos de prova em laboratório, pode ser feito com tensão controlada ou deformação controlada. Fontes (2009), cita que o caso da tensão controlada, a amplitude da carga é constante e a deformação do corpo de prova aumenta à medida que a rigidez diminui. Já para o caso de deformação controlada, a tensão no corpo de prova diminui à medida que a rigidez da mistura diminui, mantendo assim, a deformação constante.

Os ensaios laboratoriais para determinação do desempenho à fadiga que podem ser feitos são: compressão diametral (tração indireta); flexão em corpos de prova trapezoidais; flexão em barras prismáticas ou vigas; tração direta.

Conforme Medina e Motta (2015), o ensaio de fadiga mais utilizado no país é o ensaio de compressão diametral devido à facilidade de moldagem do corpo-de-prova (tamanho Marshall) e o sistema de carregamento. Dependendo do modo de carregamento, o comportamento da

amostra durante a ruptura pode variar. Na tensão controlada (10 a 50% da tensão de ruptura estática), a ruptura é bem definida, uma vez que apresenta trincas ou até a ruptura dos corpos de prova. Ao contrário, nos ensaios de deformação controlada, que é mais difícil de se realizar, o colapso não é visível, este ensaio termina quando houver uma queda da rigidez inicial dos corpos de prova, ou seja, quando o corpo de prova atinge 50% de redução da rigidez, como demonstrado na figura 2.18.

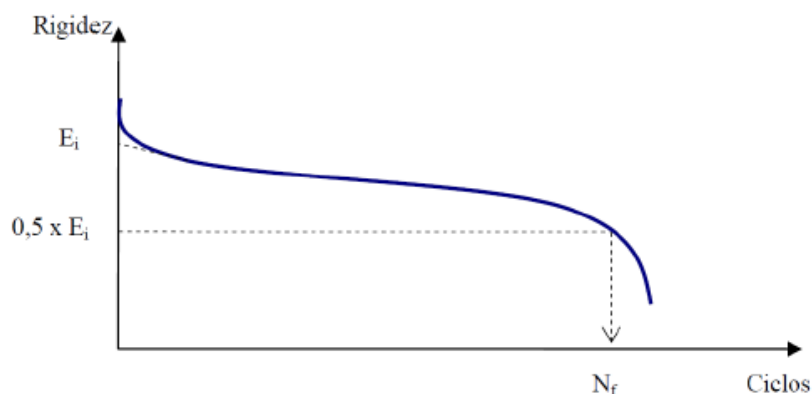


Figura 2.18 – Definição de ruptura em ensaios com deformação controlada
 Fonte: Di Benedetto *et al.* (1997) *apud* Boeira (2018)

O ensaio de tensão controlada (TC) é recomendado para revestimentos muito mais rígidos que a camada de base e a deformação controlada (DC) é ao contrário, quando o revestimento é delgado e fraco em relação à base. O ensaio TC é mais severo, pois leva os corpos de prova a ruptura e resulta em um N_f menor. No Brasil, a temperatura do ensaio é de $25 \pm 0,5$ °C, a frequência de 1 Hz e duração de carga de 0,1s.

Pinto (1991) fez observações sobre os ensaios DC e TC, de flexão e compressão diametral: A vida de fadiga na compressão diametral é inferior à obtida na flexão e os módulos à flexão alternada foram praticamente iguais aos Módulos de Resiliência (MR) na compressão diametral. O MR se aproxima do módulo de elasticidade à tração, sendo este diferente do de compressão. A resistência à tração na flexão é superior à resistência à tração por compressão diametral.

As avaliações de fadiga também podem ser feitas em escala real, em trechos experimentais de pavimentos submetidos ao tráfego controlado, ou pistas laboratoriais, lineares ou circulares. Os ensaios de tensão e deformação controladas representam situações particulares de carregamento nas rodovias. Geralmente, o que ocorre, na prática é um carregamento intermediário entre estas solicitações. Assim, pode-se definir outro modo de solicitação denominado intermediário.

Conforme Medina e Motta (2015), recomenda-se o estudo da mecânica do dano contínuo viscoelástico - *viscoelastic continuum damage* (VECD), para o entendimento do trincamento dos pavimentos asfálticos. Este ensaio de fadiga de mistura asfáltica consiste em se aplicar no corpo de prova uma deformação cíclica senoidal, de amplitude constante, até que o mesmo atinja a ruptura. Ao longo do ensaio são monitorados, além da deformação, a carga, o ângulo de fase e o módulo dinâmico. Os resultados dos ensaios de fadiga deste método são modelados segundo a mecânica do dano contínuo, considerando as propriedades fundamentais dos materiais para efetivamente caracterizar o comportamento de misturas asfálticas.

2.4.2.2 Fadiga em materiais cimentados

Para Theyse *et al.* (1996), os materiais cimentados apresentam dois modos distintos de dano, por fadiga ou por esmagamento. Segundo Little e Yusuf (2001) a fadiga dos materiais cimentados é um processo complexo causado pelas sucessivas flexões nas camadas do pavimento, produzidas pelas tensões e deformações, originadas do tráfego de veículos e de fatores ambientais, que resultam no surgimento de trincas.

Conforme Nascimento (2017) no dano à fadiga é adotado os valores da tensão de tração máximos na parte inferior da camada cimentada, e no esmagamento é adotado os níveis de tensão verticais sobre o topo da camada, conforme demonstra a figura 2.19.

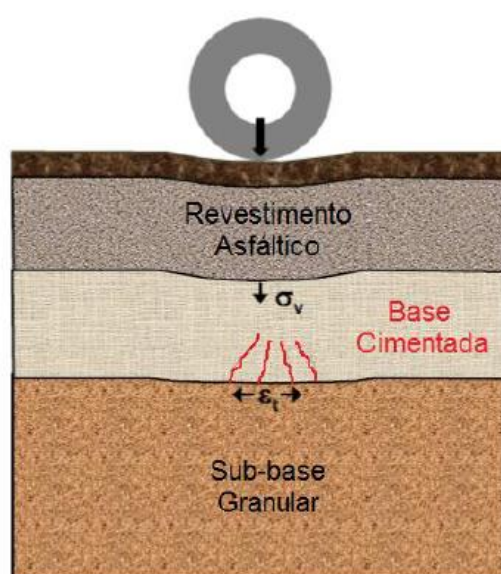


Figura 2.19 – Representação da tensão vertical (σ_v) no topo e (ϵ_t) deformação de tração na base da camada cimentada

Fonte: SANRAL (2013) *apud* Nascimento (2017)

Conforme a AASHTO (2004), a região inferior da camada cimentada é sujeita a tensões de tração, resultado da flexão gerada pela ação do tráfego, com surgimento de fissuras a partir do fundo da camada e se propagando até seu topo, sendo que quanto mais espessas as camadas levando mais tempo para se propagar as fissuras. A propagação das fissuras ao longo de toda a espessura da camada permitirá que a água se infiltre nas camadas inferiores, enfraquecendo toda a estrutura do pavimento e reduzindo sua vida útil.

De acordo com Nascimento (2017), os pavimentos com bases cimentadas demonstram pouca deterioração inicial, mas se deterioram rapidamente uma vez que o processo de dano é iniciado, isso devido a sua baixa ductilidade. O trincamento geralmente se torna visível só depois de um longo número de repetições de cargas, e se apresentam de maneira inicial na forma de pequenas fissuras. Segundo AASHTO (2014), estas pequenas fissuras ficam geralmente localizadas na trilha de passagem das rodas dos veículos. As solicitações repetidas do tráfego provocam a evolução destas fissuras que, se propagam ao longo da espessura do pavimento, conduzindo a perda da integridade estrutural do pavimento.

Conforme Behak (2013), um dos principais objetivos do dimensionamento de pavimentos é limitar a tensão de tração máxima e, assim evitando ou minimizando o trincamento das camadas de materiais cimentados. Os métodos mecânicos de dimensionamento de pavimentos exigem uma caracterização laboratorial dos materiais tentando ser o mais real possível, seja em relação às cargas (velocidade, período de repouso entre cargas de tráfego, carga multiaxial, etc.), ou seja, em relação às condições ambientais (temperatura, cura, etc.).

2.4.2.2.1 Ensaio de fadiga em materiais cimentados

Conforme Crockford e Little (1987), os ensaios de fadiga em laboratório permitem estimar a vida de fadiga sob cargas cíclicas, sendo assim um critério apropriado para prever a vida de fadiga da camada cimentada na estrutura do pavimento. Os ensaios de fadiga consistem na aplicação de um número N de ciclos com diversos níveis de tensões e/ou deformações, para causar a ruptura de corpos-de-prova (física ou estipulada por algum critério, como uma deformação limite ou queda da rigidez).

Existem diversos métodos de ensaio, para caracterizar as propriedades de fadiga dos materiais, Disfani *et al.* (2014) indicam que para estudo de materiais estabilizados com cimento podem

ser empregados tais ensaios: compressão uniaxial, tração direta, tração indireta e tração na flexão, como demonstra na figura 2.20.

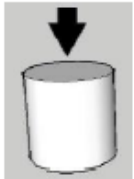

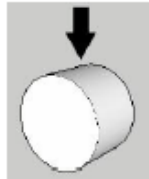
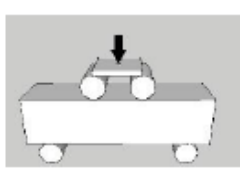
Tipo de carregamento	Compressão uniaxial	Tração direta	Tração indireta	Tração na flexão
Estado de tensões				

Figura 2.20 - Ensaios de fadiga empregados em materiais cimentados

Fonte: Di Benedetto *et al.* (2004) *apud* López (2016)

A falta de padronização tem sido apontada por Casmer (2011), que indica a tendência internacional (AUSTROADS, 2012; NCHRP, 2004) na caracterização da fadiga são baseadas na rigidez flexural, sendo está determinada mediante ensaios de flexão simples de vigotas de seção retangular carregadas em três pontos ou quatro pontos. Conforme Franco e Motta (2020), o modelo de dano por fadiga que será considerado no programa MeDiNa será obtido por ensaio de tração indireta.

Entretanto, Gnanendran e Piratheepan (2010) comentam que devido às dificuldades na preparação e manipulação dessas vigotas, o ensaio de tração por compressão diametral tem sido recomendado como alternativa confiável e econômica para caracterização da rigidez destes materiais cimentados. Disfani *et al.* (2014) recomendam que o ensaio por compressão uniaxial não seja utilizado, já que não se consegue representar de forma adequada as características de fadiga deste tipo de material.

Os ensaios de fadiga podem ser realizados a deformação controlada, onde a magnitude do deslocamento é mantida constante, como, por exemplo o ensaio de flexão de vigota, ou serem realizados a tensão controlada, onde a magnitude da carga é mantida constante ao longo do ensaio, como, por exemplo o ensaio de flexão de vigota e o ensaio de tração por compressão diametral.

Segundo Pinto (1991), os ensaios sob deformação controlada se aplicam melhor para camadas levemente cimentadas, pois, o revestimento contribui com uma pequena rigidez à estrutura, pelo qual a deformação do conjunto é controlada pela deformação das camadas subjacentes.

Conforme Khalid (2000), os ensaios de tensão controlada são amplamente usados para materiais estabilizados, pois, representam melhor as condições do tráfego, portanto, o emprego de ensaios sob tensão controlada nos ensaios de fadiga resulta mais representativo do desempenho de pavimentos flexíveis com inclusão de este tipo de material cimentado.

A caracterização laboratorial do desempenho à fadiga dos materiais e as relações de desempenho derivadas dos dados de laboratório são fundamentais para o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho da fadiga de campo.

2.4.3 Outros mecanismos de dano em camadas cimentadas

Ao longo da sua vida útil, os materiais cimentados apresentam um processo de dano ou degradação inevitável. Este implica na alteração de propriedades mecânicas e/ou funcionais dos materiais. Na pavimentação, são diversos os mecanismos que desencadeiam ou contribuem para a degradação de um pavimento, tais como fatores climáticos (temperatura, umidade, raios ultravioletas), deficiências intrínsecas dos materiais ou a ação dos carregamentos. Com o avanço do processo de degradação, chega-se ao limiar do total comprometimento das funções estruturais e funcionais do pavimento, independentemente do mecanismo ou ação associada ao dano.

Nascimento (2017) ressalva que, analisar como se dá o processo de dano é fundamental para previsão do comportamento estrutural e/ou funcional de um pavimento. Uma das formas mais utilizadas para entender este mecanismo é tentar estabelecer uma relação de causa e efeito, ou seja, para cada defeito apresentado pelo pavimento, tem-se um mecanismo de dano e, conseqüentemente, ações que desencadeiam tal mecanismo. Neste contexto são apresentados alguns defeitos estruturais identificados em bases cimentadas, seu surgimento e forma de propagação, conforme demonstra figura 2.21.

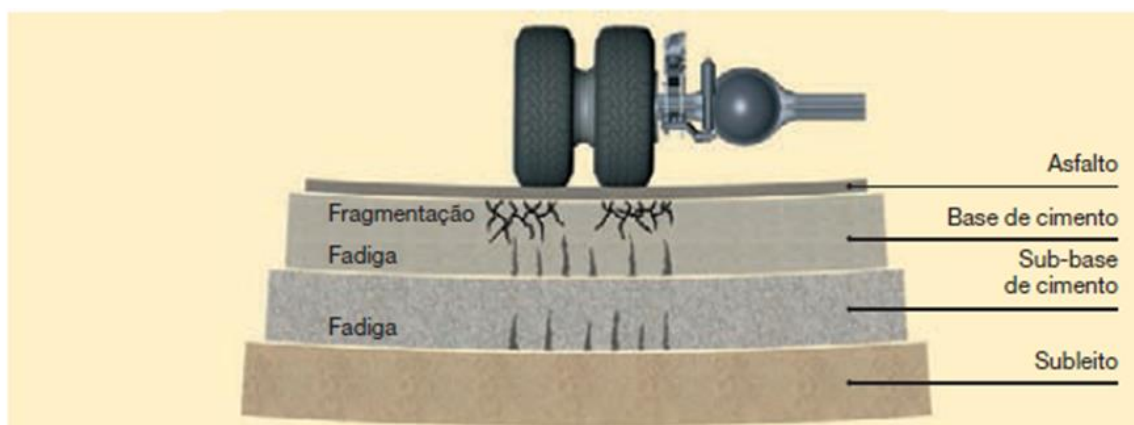


Figura 2.21 -Mecanismos de rupturas das camadas cimentadas

Fonte: Wirtgen (2012)

2.4.3.1 Esmagamento/fragmentação superficial da camada cimentada (*crushing*)

Conforme Theyse *et al.* (1996), o material cimentado pode exibir dois modos de falha: fadiga e esmagamento/fragmentação, encontrado na parte superior das camadas de base/sub-bases levemente cimentadas. A fragmentação ocorre na parte superior da camada de base estabilizada quando tensões verticais no topo da camada, induzidas pelo tráfego, ultrapassam a resistência à compressão do material. Esse mecanismo de falha foi inicialmente identificado em camadas de base levemente cimentadas com tratamentos superficiais relativamente finos sobre estradas com trânsito de cargas pesadas, conforme demonstra a figura 2.22.



Figura 2.22 – Esmagamento/fragmentação de uma camada base levemente cimentada

Fonte: De Beer *et al.* (2012)

De Beer *et al.* (2012) indicaram uma dependência entre a fragmentação superficial da camada e a resistência à compressão simples do material cimentado. Foram encontradas relações

empíricas, associadas à tensão gerada pelo contato com pneus, uma tensão vertical média de 1 MPa no topo de uma camada de base cimentada, iniciaria imediatamente a falha de esmagamento na camada superior da base (50 a 75 mm) se a resistência à compressão simples da camada de base tiver o mesmo valor. Para o caso de que a resistência à compressão simples for de cerca 3 Mpa, seria necessário 1 milhão de repetições de tensão de contato, antes do início da falha de esmagamento nos primeiros 50 a 75 mm.

Conforme Wirtgen (2012), as premissas do projeto precisam lidar com essas condições. O aumento da resistência à compressão e da espessura das camadas estabilizadas, ou o aumento da espessura da camada de revestimento conseguem resolver o problema. Entretanto, a sobrecarga, junto com o aumento da pressão dos pneus, na última década, acentuou o feito desse mecanismo, gerando a falha prematura desses pavimentos. Além disso, as camadas de base estabilizadas com cimento também se tornam vulneráveis a ruptura por fragmentação se forem sujeitas a cargas elevadas antes que a resistência tenha atingido valores recomendados.

2.4.3.2 Trincas em camadas estabilizadas com cimento

Conforme Wirtgen (2012), todos os materiais tratados com cimento, inclusive o concreto, são suscetíveis ao trincamento. As tensões de tração se desenvolvem dentro do material tratado com cimento em decorrência da retração e/ou do tráfego, e se elas excederem a resistência à tração naquele momento, as trincas ocorrem. Essas podem ser controladas e não são necessariamente prejudiciais. Entretanto, é importante reconhecer que o material tratado com cimento tende a trincar por dois motivos.

O primeiro é a retração, causadas pelo processo da reação química que ocorre quando o cimento se hidrata na presença da água. Isso é devido à secagem e/ou contração térmica com o tempo, ocorre a retração e fissuração da camada, especialmente em bases com um elevado percentual de cimento. O segundo fenômeno é causado pela repetição de cargas de trânsito com o passar do tempo. O início das rachaduras e a sua propagação são processos totalmente diferentes, por isso devem ser considerados separadamente.

2.4.3.2.1 Trincas por retração (*Shrinkage cracking*)

Segundo Wirtgen (2012) as rachaduras são inevitáveis quando o material é tratado com cimento. À medida que o cimento se hidrata, cristais de silicato de cálcio se formam, ligando as partículas do material. Além da geração de calor, inúmeras outras mudanças ocorrem durante

essa reação química. Com o desenvolvimento das ligações, o material passa por uma alteração de volume e se contrai, causando rachaduras normalmente chamadas de rachaduras por contração.

Conforme George (2001), a retração é inevitável em materiais cimentados, sendo assim deve-se tentar limitar o grau das fissuras a um nível que não seja prejudicial. O grau da fissura, compreende no espaçamento entre as rachaduras (intensidade) e a espessura das rachaduras (magnitude). A magnitude tem uma influência significativa sobre o desempenho de longo prazo do pavimento, uma vez que trincas mais espessas têm a tendência de se refletir através do pavimento. Quanto maior a magnitude maior a possibilidade de infiltração de água e consequente bombeamento de finos de camadas subjacentes. Além do mais, também ocorre um aumento das tensões, induzidas pela carga, fazendo com que surjam fissuras secundárias, na direção longitudinal da trilha de roda.

Conforme Wirtgen (2012), a fissuração é influenciada pelos seguintes fatores:

- **Teor de cimento:** A retração que ocorre durante a hidratação é uma função da quantidade de cimento, o aumento do teor de cimento aumenta o grau de fissuras, sendo um dos motivos para a diminuição do teor para atender aos requisitos. Entretanto, reduzindo o teor de cimento também se reduz a resistência e durabilidade, por isso nem sempre é possível manter o teor de cimento em um nível baixo;
- **Tipo de material sendo estabilizado:** Alguns materiais tendem a se contrair mais que outros quando tratados com cimento. Alguns materiais plásticos tendem apresentar mudanças significativas de volume entre os estados úmido e seco. Se o índice de plasticidade do material for superior a 10, a adição de cal, ou uma combinação de cal e cimento, deverá ser utilizada para reduzir sua plasticidade, sendo que o ideal seria atingir um estado não plástico;
- **Teor de umidade da compactação e proporção de água/cimento:** O grau da fissura é uma função da quantidade de umidade perdida à medida que o cimento se hidrata e o material seca. A restrição do teor de umidade (reduzindo a proporção de água/cimento) no momento da compactação a um nível inferior a 75% de teor de umidade saturado pode reduzir de forma significativa o grau das rachaduras;

- **Velocidade da secagem.** Quando o material tratado com cimento se contrai, as tensões internas são induzidas dentro do material. O grau da fissura é definido pela taxa do desenvolvimento da resistência em relação à taxa de desenvolvimento da tensão de contração. A cura adequada da camada concluída evitará que a superfície seque demais, assim reduzindo a intensidade e a magnitude das rachaduras;
- **Ligações entre camadas:** Uma interface com uma boa ligação entre a camada cimentada e a camada subjacente resultará em uma alta intensidade de rachaduras em linha. Esse cenário de atrito total entre as camadas é mais comum. Entretanto, em casos excepcionais, uma ligação ruim entre as camadas, poderá ocorrer, o que resulta em um padrão menos intenso com rachaduras mais largas.

Uma característica das trincas por retração é que elas são mais largas na parte superior que na parte inferior da camada cimentada, já que a secagem se inicia na superfície. Além disso, a sua face vertical é irregular, permitindo a transferência eficaz de cargas de tráfego por todas as fissuras.

Segundo Yeo (2011), o estudo da mitigação das fissuras tem sido de grande interesse. Com isto, vários procedimentos e técnicas têm sido propostos para minimizar trincas de retração como: alterações na dosagem e especificação do material, utilização de aditivos e cimentos especiais, além do aperfeiçoamento nas condições de construção e cura do material.

2.4.3.3 Questões de durabilidade

Conforme Wirtgen (2012), a durabilidade do material está relacionada às intempéries e à degradação das partículas individuais, mediante a influência das repetidas cargas de tráfego e das condições climáticas. Essa degradação é um processo lento, sendo que as propriedades do material estabilizado com cimento, mediante certas condições, podem se alterar devido à carbonatação e a influências climáticas.

A carbonatação é a reação química que ocorre entre o material cimentado e o dióxido de carbono na presença da água ou umidade do ar. A alteração da estrutura molecular durante a carbonatação faz com que ocorra a mudança de volume do material (diminuição ou aumento, dependendo dos agregados e do tipo de estabilização química). Se as forças que essas mudanças de volume geram, ultrapassarem a resistência do material tratado com cimento, ocorrerá a destruição do material.

Conforme Wirtgen (2012) diversos ensaios podem ser realizados em laboratório para definir o potencial de carbonatação, tais como a durabilidade através da molhagem/secagem, a definição do consumo inicial de cal ou cimento e o valor de resistência à tração indireta, sendo que a recomenda-se um valor mínimo de resistência à tração indireta de 250 kPa para não ocorrer esse efeito.

2.5 FIBRAS

Conforme Dobbin e Rocha (2011), a utilização de fibras é uma alternativa que vem sendo usada há anos, na China, por exemplo, há indícios do seu uso na construção da muralha da China. Sarzalejo *et al.* (2009), descreve que no antigo Egito colocava-se palha em argilas para fazer tijolos conseguindo-se assim maior resistência à flexão e, conseqüentemente, uma boa manipulação após seu cozimento ao sol. Existem ainda outros exemplos históricos de reforço com fibras, como, por exemplo, na construção de revestimentos reforçados com crina de cavalo, palha nas construções para evitar fissuras de retração, forros em gesso armado com trançados de bambu, conglomerados de cimento reforçado com fibras de amianto.

Conforme Tanesi (1999), seu estudo passou a ser cientificamente explorado apenas nos anos 50 com a entrada das fibras de aço e vidro, e nos anos 60 com o estudo das fibras poliméricas. A utilização comercial de fibras sintéticas no Brasil teve seu início no fim dos anos 90 e hoje existem diferentes fornecedores ao nível internacional. O que chama a atenção no mercado de fibras sintéticas é a grande variedade de produtos disponíveis.

A escolha da fibra dependerá exclusivamente das características do material a ser reforçado, sendo que algumas características são fundamentais na escolha do tipo de fibra que será empregado para reforço do material, e que deve apresentar características físicas e mecânicas apropriadas.

2.5.1 Classificação das fibras

De maneira generalizada, as fibras são classificadas pelo *The International Bureau For The Standardisation of Man-Made Fibres* – BISFA, como pode-se observar na figura abaixo (Figura 2.23).

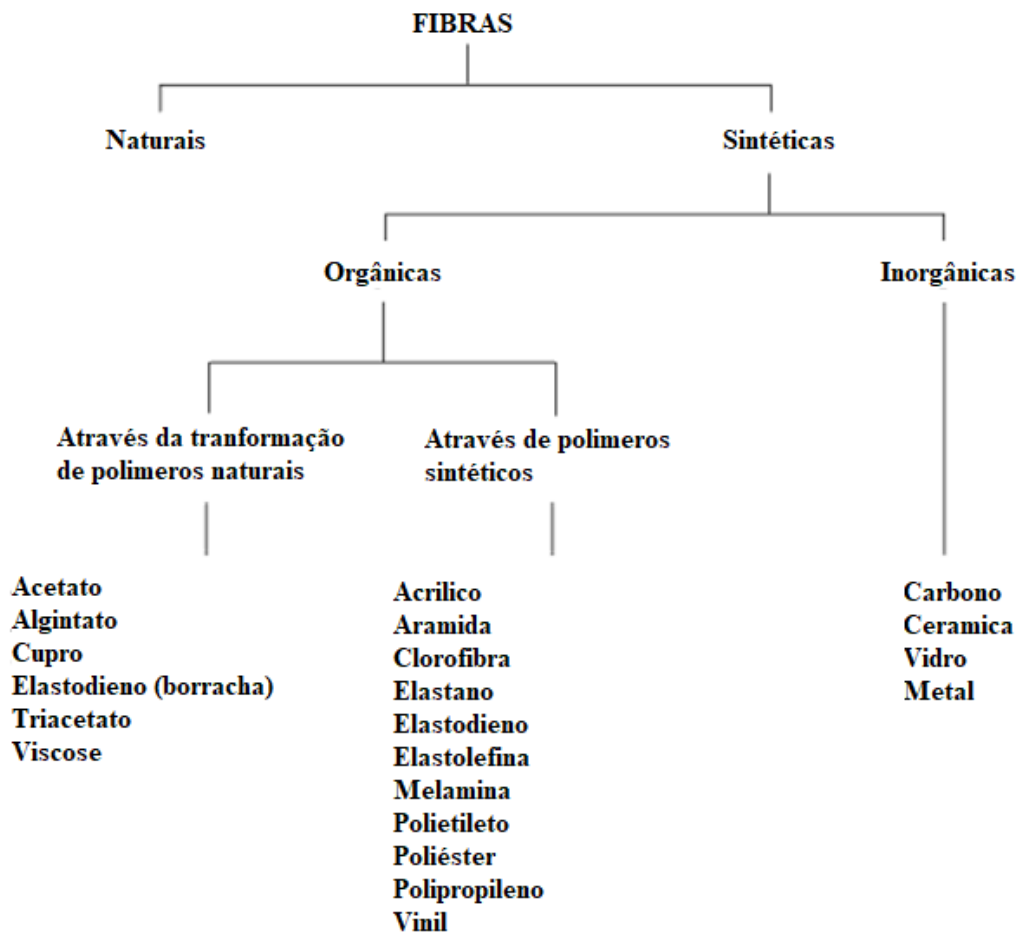


Figura 2.23 - Classificação das fibras adaptado de BISFA.

2.5.1.1 Fibras naturais

Segundo Sales (2011), as fibras naturais possuem uma série de vantagens sobre as sintéticas, dentre elas podem ser citadas: grande abundância, baixo custo, conservação de energia, são biodegradáveis e possuem baixa densidade. Porém, algumas desvantagens precisam ser ressaltadas, como, por exemplo, a baixa durabilidade quando usado como reforço em matriz cimentícia, a variabilidade de propriedades e também a fraca adesão em seu estado natural. Para Magalhães (2005), as fibras naturais quando usadas como materiais de reforço podem atingir altas resistências, como, por exemplo, as fibras de bambu, que podem atingir resistências na ordem de 100MPa e módulo de elasticidade entre 10 e 25 GPa.

2.5.1.2 Fibras sintéticas

O principal aspecto a ser definido quando se utilizam as fibras sintéticas, é a função a ser desempenhada pela fibra, individualmente, ou em conjunto. Além disso, outros aspectos devem

ser considerados para que se possa escolher adequadamente a fibra a ser utilizada: composição do material, dimensões, formato e características mecânicas.

2.5.1.2.1 Fibras inorgânicas

No que se refere as fibras inorgânicas como material de reforço, as fibras de vidro, carbono e metálicas são as que mais têm sido estudadas. As fibras de vidro na atualidade vêm sendo empregadas desde a indústria automobilística, aeronáutica, naval até mesmo no setor da industrial civil. Segundo Santos (2006), a fibra de vidro constitui um dos principais materiais de reforço para compósitos devido à algumas vantagens, dentre elas: o baixo custo, boa resistência química e a possibilidade de aumento de resistência mecânica.

Conforme Santos (2004), as fibras de carbono possuem alta resistência à tração e podem ser divididas em duas categorias: fibras com alta resistência, com baixo módulo de elasticidade (240 GPa) e fibras com alta resistência e alto módulo de elasticidade (420 GPa).

No que diz respeito às fibras metálicas, as mais estudadas como material de reforço são as fibras de aço. Para Figueiredo (2000), as fibras de aço podem ser classificadas como fibras de alto módulo, não são destinadas somente a redução de fissuras e ao aumento da capacidade de suporte, mas também são capazes de propiciar um ganho de desempenho quanto ao reforço mecânico.

2.5.1.2.2 Fibras orgânicas

Conforme Pasa (2007), as fibras poliméricas ou sintéticas são derivadas de polímeros orgânicos resultantes de pesquisas petroquímicas e têxtil. Destacam-se na área de estudo de Engenharia as fibras de aramida, nylon, poliéster, polietileno e polipropileno. Esta pesquisa abordou a utilização de reforço com fibras de polipropileno, sendo dado o devido enfoque nestes materiais.

2.5.1.2.2.1 Fibra de polipropileno

As fibras de polipropileno são produzidas a partir da resina de polipropileno do tipo homopolímero em vários tamanhos e formas, e com diferentes propriedades. Segundo Félix (2002), o polipropileno é um plástico incolor, inodoro, atóxico e com densidade de 0,9 g/cm³ aproximadamente, sendo um dos plásticos mais leves.

De acordo com Casagrande (2005), as fibras de polipropileno se destacam sobre as outras, por possuírem características específicas devido a sua cadeia polimérica que afeta diretamente na resistência e no comportamento. Além das características citadas anteriormente as fibras de polipropileno possuem baixo custo, importância industrial, devido a sua alta resistência a produtos químicos e umidade, bem como boas propriedades mecânicas. Conforme Bentur e Mindess (2007), as suas desvantagens são sua baixa resistência ao fogo, sensibilidade à luz do sol e oxigênio, baixo módulo de elasticidade e fraca aderência com a matriz cimentícia.

Segundo Bentur e Mindess (2007), as fibras de polipropileno podem ser apresentadas em três diferentes formas geométricas: monofilamentadas, multifilamentadas (filme fibrilado) e fita extrusada. As três formas são usadas com sucesso para reforço de argamassa e concreto. As fibras monofilamentadas e fibriladas possuem essencialmente a mesma resistência e módulo de elasticidade. Entretanto, para o combate de fissuras são sugeridas as fibras monofilamentadas, que são mais efetivas do que as fibras fibriladas.

2.5.2 Materiais compósitos cimentados reforçados com Fibras

A adição de fibras em concretos, solos ou em outros compósitos surgiram com o intuito de minimizar o comportamento frágil e da baixa capacidade de deformação apresentada antes da ruptura quando tracionado.

Conforme Costa (2015) a resistência à tração do concreto, por ser inferior à sua resistência à compressão (aproximadamente de 7-10%), causa a propagação de fissuras e microfissuras geradas transversalmente à direção da tensão de tração. Bentur e Mindess (2007) citam que as fibras são adicionadas ao concreto não somente para melhorar a resistência, mas principalmente para melhorar a tenacidade, ou capacidade de absorção de energia e resistência ao impacto. Embora a mistura estudada (RAP+PDP) não seja um concreto, é constituída de matérias-primas semelhantes (água + cimento + agregados).

2.5.2.1 Interação fibra-matriz

Os estudos com a utilização de fibras em materiais cimentados evoluíram ao longo dos anos, resultando em uma variedade de fibras disponíveis no mercado e testadas por diversos pesquisadores. Segundo Taylor (1994) os principais parâmetros relacionados com o desempenho dos materiais compósitos cimentados são: arranjo das fibras, teor de fibras, módulo

de elasticidade das fibras, aderência entre fibras e matriz, a resistência das fibras e as dimensões da fibra.

2.5.2.1.1 Arranjo das fibras

Os compósitos cimentados reforçados com fibras podem ter diversas formas. Quanto à caracterização da sua geometria deve ser considerado: as formas individuais das fibras e a sua dispersão nos compósitos cimentados.

Em relação às formas individuais, as fibras podem ser divididas em dois grupos: as de monofilamentos e os conjuntos de fibras ou fibriladas. As de monofilamentos encontram-se separadas umas das outras. Já as fibriladas, são geralmente compostas de feixes de filamentos, essas mantêm-se agrupadas no próprio composto e não se dispersam em filamentos individuais.

Em relação à orientação das fibras nos compósitos cimentados, estas podem estar distribuídas em uma (1D), duas (2D) ou três (3D) dimensões, como mostrado na Figura 2.24. Esse arranjo depende da forma com que são colocadas, da geometria da amostra e das condições de mistura. De acordo com Bentur e Mindess (2007), quando o comprimento das fibras é consideravelmente alto em comparação a espessura do elemento as fibras tendem a assumir uma orientação 2D.

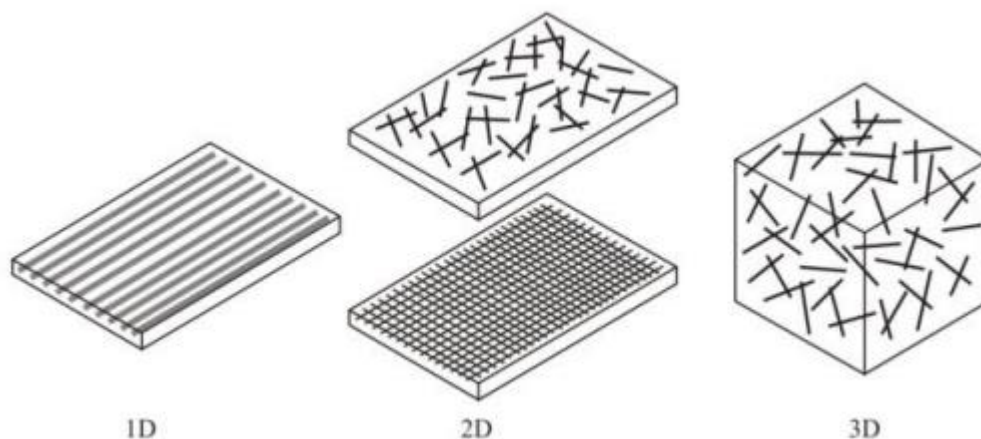


Figura 2.24 - Arranjos de fibras em uma, duas ou três dimensões

Fonte: Costa (2015)

Bentur e Mindess (2007) afirmam que a eficiência da interação entre as fibras e o compósito cimentado depende da aderência física e química entre os materiais, do atrito e da ancoragem mecânica devido ao formato das fibras. A Figura 2.25 ilustra a distribuição das tensões em concretos com e sem adição de fibras.

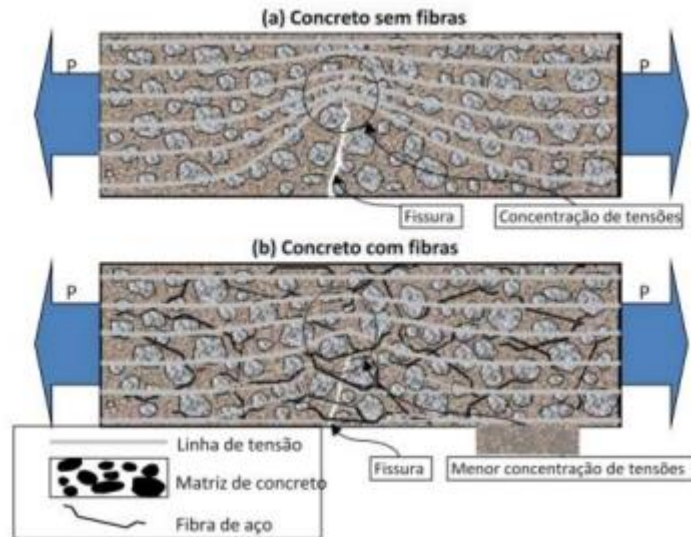


Figura 2.25 - Configuração da concentração de tensões em concretos com e sem fibras

Fonte: Figueiredo (2000)

2.5.2.1.2 Teor de fibra

No estado endurecido, a característica que mais se destaca é a interação entre as fibras e a matriz cimentícia. Salvador (2013) afirma que a ação principal das fibras no concreto endurecido ocorre após a fissuração da matriz. Conforme mostra a figura 2.26, para um diagrama tensão-deformação sob tração de um concreto reforçado com fibras, através de resultados obtidos por Marara *et al.* (2011).

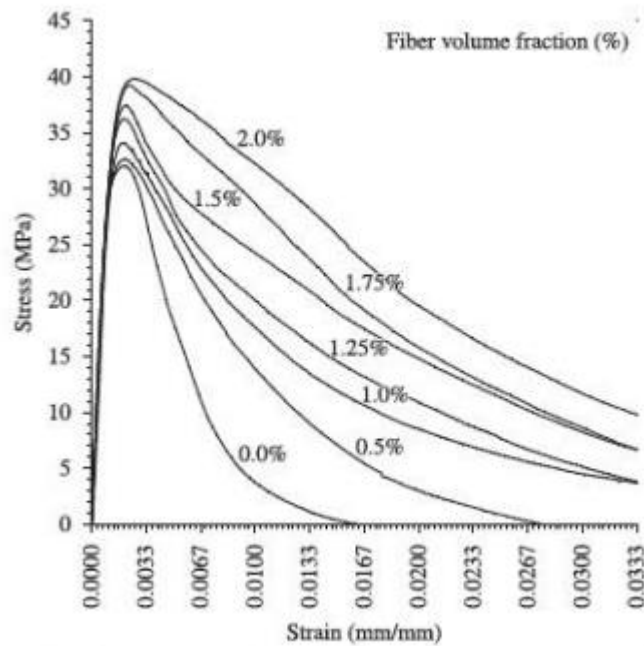


Figura 2.26 - Relação tensão/ deformação em diferentes dosagens de concreto com fibra

Fonte: Marara *et al.* (2011)

Uma vez que a capacidade de tração do compósito é alcançada, há uma conversão das microfissuras em macrofissuras, conforme figura 2.27. Conforme Figueiredo (2011), as fibras se adicionadas com quantidades suficientes à matriz, faz com que o concreto apresente um comportamento pseudo-dúctil, no qual as fibras passam a transferir as tensões e “costurar” as fissuras, diminuindo sua propagação. Conforme Banthia (1994), este pós-pico de ligação entre as macrofissuras é o mecanismo de reforço primário na maioria dos concretos reforçados com fibras. Pinto Jr. (2001) ressalta que a incorporação de um teor de fibras elevado, dificulta a obtenção de uma matriz homogênea, podendo afetar o desempenho e a trabalhabilidade do compósito.

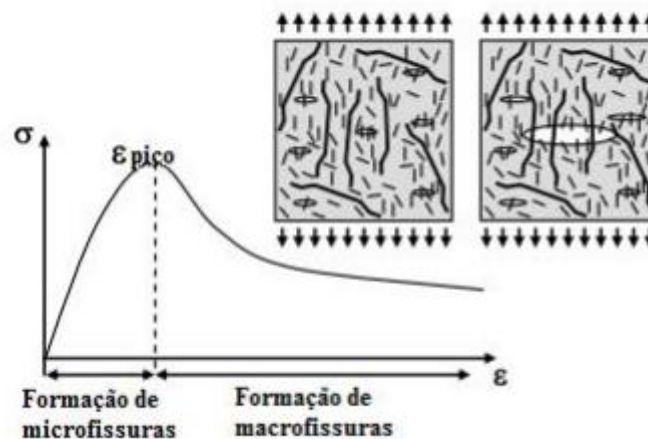


Figura 2.27 - Reforço da fibra antes e depois da ocorrência de macrofissuras

Fonte: Banthia (1994) *apud* Costa (2015)

2.5.2.1.3 Módulo de elasticidade e resistência da fibra

As fibras que possuem módulo inferior ao concreto endurecido são denominadas fibras de baixo módulo e as que apresentam módulo de elasticidade superior ao concreto endurecido, são denominadas de fibras de alto módulo. Conforme Figueiredo (2011), fibras de baixo módulo e baixa resistência, atingem níveis de tensões mais baixos para uma mesma deformação no momento em que uma matriz de cimento atinge sua tensão de ruptura. Isto indica que elevados teores de fibras devem ser incorporados às matrizes para que se possa obter capacidade de reforço.

Entretanto, as fibras de elevado módulo de elasticidade e alta resistência apresentam elevado nível de tensão no momento em que o compósito alcança sua deformação crítica, diferente das fibras de alto módulo de elasticidade e baixa resistência que rompem antes do compósito.

Segundo Casagrande (2005), quanto maior o módulo maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras, além de que aumentando a resistência das fibras, aumenta, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. A resistência necessária dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz. Estes comportamentos podem ser verificados na figura 2.28.

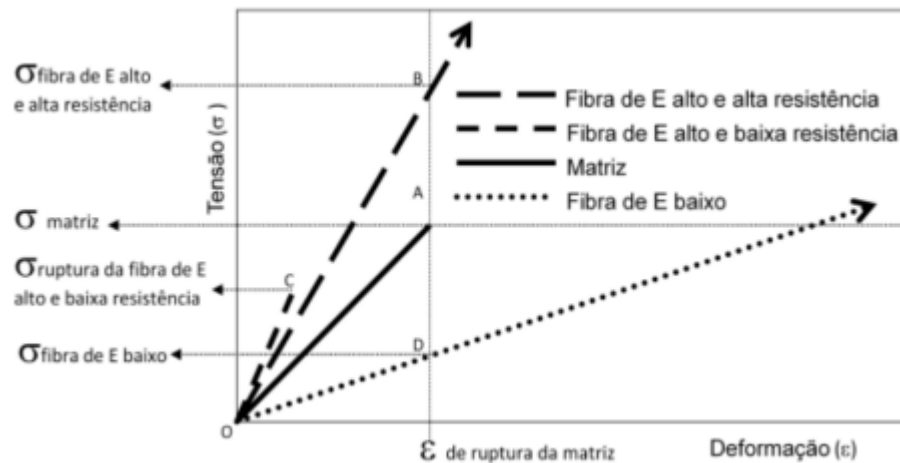


Figura 2.28 - Diagrama tensão-deformação elástica de matriz cimentícia e fibra de alto e baixo módulo de elasticidade trabalhando em conjunto

Fonte: Figueiredo (2011)

Conforme Figueiredo (2011), este gráfico supõe que há uma aderência perfeita entre as fibras e a matriz, assim o compósito irá se deformar com diferentes níveis de tensão para cada uma das fases. Observar-se que as fibras com maiores capacidades de reforço são aquelas que apresentam maior deformação e maior resistência à tração em relação ao compósito cimentado.

2.5.2.1.4 Aderência entre fibras e matriz

Conforme Casagrande (2005), as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito.

Mehta e Monteiro (2014) afirmam que a diminuição da tenacidade de um concreto reforçado com fibras pode ser causada pela baixa aderência entre a fibra e a matriz, uma vez que as fibras podem escorregar sob carregamentos baixos, não contribuindo para diminuição da fissuração. Em contrapartida, se a aderência à matriz for muito alta, as fibras podem romper-se antes de dissipar energia. Neste caso, as mesmas comportam-se como inclusões inativas, produzindo apenas uma melhoria superficial das propriedades mecânicas.

2.5.2.1.5 Dimensões da fibra

As dimensões das fibras é outro fator que afeta o desempenho pós-fissuração do compósito. O fator de forma, demonstrado na figura 2.29, consiste na relação entre o comprimento e o diâmetro da fibra e é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra e a resistência de aderência entre a fibra e a matriz. Conforme Casagrande (2005), se a fibra tem uma alta resistência à tração, a resistência de aderência deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, então, fibras de alta relação comprimento/diâmetro deverão ser utilizadas.

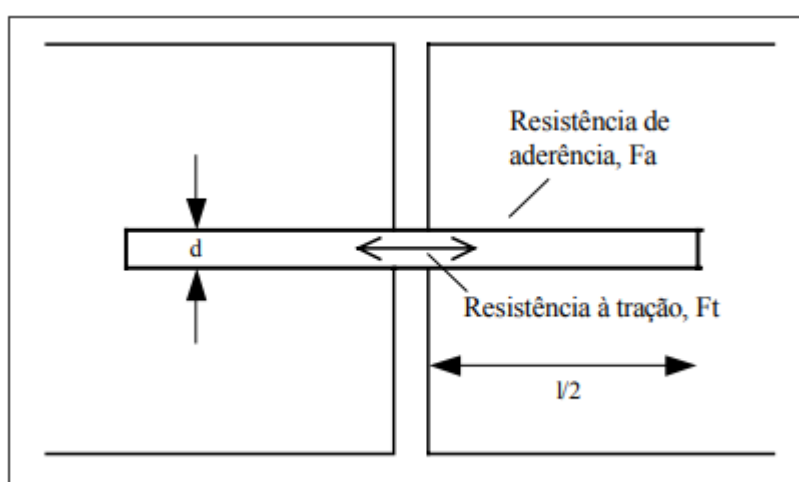


Figura 2.29 - Disposição fibra/fissura idealizada

Fonte: Taylor (1994) *apud* Casagrande (2005)

Figueiredo (2011) cita que quanto maior o fator de forma, maior será a capacidade resistente pós-fissuração do compósito, fato que pode ser obtido com o aumento do comprimento ou redução da seção transversal da fibra. Entretanto, aumentar indeterminadamente o seu comprimento, não traz benefício no aumento da resistência pós-fissuração. Isto ocorre quando se ultrapassa o seu comprimento crítico da fibra, que está relacionado com a tensão de cisalhamento entre a fibra e a matriz. Portanto, quando a fibra possuir um comprimento menor que o crítico, a carga de arrancamento proporcionada pelo comprimento embutido na matriz não é suficiente para produzir a ruptura da fibra.

Ainda sobre a dimensão da fibra, Barros (2009) afirma que para uma boa interação entre os materiais, deve se analisar a razão entre o comprimento da fibra e a dimensão máxima do agregado, sendo que esta deve ser entre 1,50 a 2,00.

2.5.2.2 Utilização de fibras

Conforme Souza (2010), o uso de fibras na Engenharia vem se evoluindo na Geotecnia, com estudos de reforço em solos de fundação, em camadas da pavimentação (revestimentos e base) e estruturas, com a adição de fibras em concretos de cimento Portland, devido ao avanço e popularização de fibras nacional e internacionalmente.

No estudo elaborado por Casagrande (2005) usando fibras de polipropileno como material de reforço em solos apresentaram resultados satisfatórios. A adição de fibras influenciou diretamente nos parâmetros do solo, aumentando a resistência ao cisalhamento de pico e pós-pico, seu efeito na inclusão é mais eficiente para baixas tensões efetivas médias iniciais, menores diâmetros, maiores comprimentos e teores de fibras.

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

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

Segundo Al-Bdairi (2020), a utilização de fibras de aço e polipropileno como aditivos para a pavimentação é recomendado há mais de duas décadas, devido às duas características mecânicas que afetam a mistura asfáltica. Conforme Tapkin (2008), a adição de fibras traz benefícios para a mistura asfáltica, como, por exemplo, possui maior resistência à deformação permanente e à fadiga.

Segundo Sarzalejo *et al.* (2009), adicionando fibras de diferentes tipos ao concreto, obtém-se um novo material denominado Concreto Reforçado com Fibras (CRF). Caso sejam constituídos por fibras de aço, se denomina Concreto Reforçado com Fibras de Aço (CRFA). Além disso, as propriedades do concreto reforçado com fibras podem ter as seguintes características:

- A resistência à compressão do concreto não é substancialmente modificada pela adição de fibras;
- O comportamento à tração uniaxial do concreto reforçado com fibras é fortemente influenciado;
- O aumento de resistência à fadiga devido à introdução de fibras;
- Não há diferenças relevantes entre concretos simples e concretos reforçados com fibras (teor de fibras < 1%) quando submetido à compressão a longo prazo;
- A retração a longo prazo pode ser eliminada agregando fibras curtas na massa;
- Os concretos reforçados com fibras de aço, contendo um adequado teor de ar, apresentam uma ótima resistência aos ciclos de gelo-degelo quando comparados aos concretos não reforçados;
- A presença de fibras não influencia significativamente no fenômeno da carbonatação.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Neste capítulo são apresentados o programa experimental, equipamentos, materiais e métodos utilizados para atingir os objetivos propostos, isto é, a caracterização laboratorial do comportamento da mistura de pó de pedra e material fresado com a adição de cimento e fibras.

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

O planejamento dessa pesquisa se dá pela determinação de uma dosagem de misturas de material fresado e pó de pedra tendo em vista a incorporação de um agente cimentante e fibras, verificando a influência da adição desses, nas propriedades mecânicas e de dano das misturas. Na figura abaixo (figura 3.1) pode-se observar as misturas da pesquisa, suas variações bem como os testes realizados.

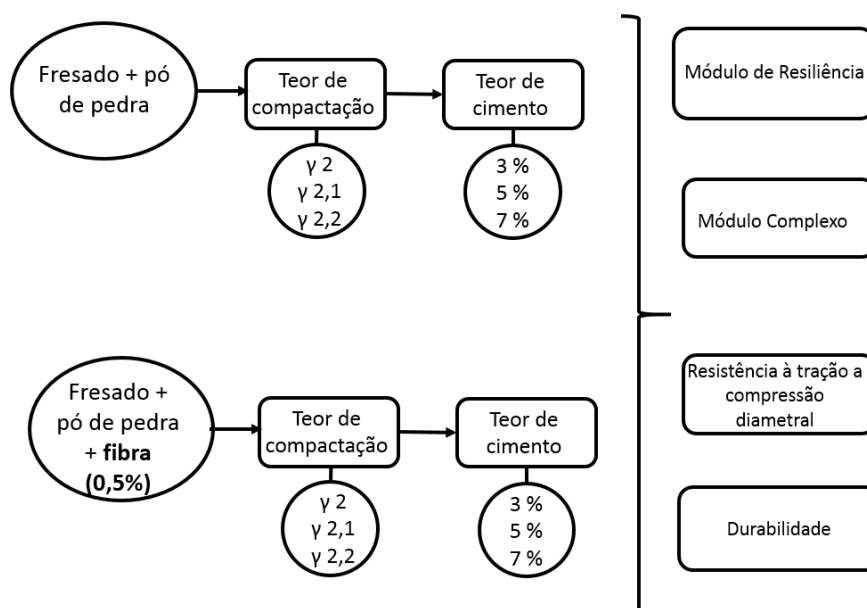


Figura 3.1 – Desenho experimental da pesquisa

Este programa experimental foi dividido em duas etapas. A primeira etapa refere-se à caracterização dos materiais utilizados, com o objetivo de obter as informações necessárias para a execução dos ensaios. A segunda etapa fundamentou-se na realização de uma série de ensaios detalhados no item 3.3. O objetivo destes ensaios foi avaliar a influência das variáveis estudadas em parâmetros comportamentais mecânicos de resistência, durabilidade e rigidez. Para os ensaios foram moldados diversos corpos-de-prova, tendo as quantidades e tamanhos descritos em cada ensaio.

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS

3.2.1 Pó de pedra

De acordo com o Leite *et al.* (2021), o pó de pedra (PDP) é um agregado miúdo, produto da britagem, graduado abaixo da peneira 3/16". O PDP utilizado nesse estudo, conforme demonstra figura 3.2, foi coletado de uma pilha, em uma unidade de britagem da empresa Eldorado Mineração, uma pedreira de rocha granítica, localizada no Município de Eldorado do Sul. A utilização desse material é necessária para adicionar finos a mistura e assim conseguir enquadrar a mistura na faixa granulométrica utilizada.



Figura 3.2 – PDP utilizado na pesquisa

3.2.2 Material fresado asfáltico

O material fresado asfáltico ou *Reclaimed asphalt pavement* (RAP) é uma mistura de agregados bem graduados e de alta qualidade, revestidos com cimento asfáltico. De acordo com Luzzi (2019), o material fresado foi coletado a partir dos serviços de conservação e manutenção sob responsabilidade da Triunfo/Concepa dos pavimentos das rodovias BR-290/RS e BR-116/RS,

entre os municípios de Guaíba e Osório, conforme demonstra a figura 3.3. Sendo esse material já previamente peneirado na peneira $\frac{3}{4}$ " (19 mm).

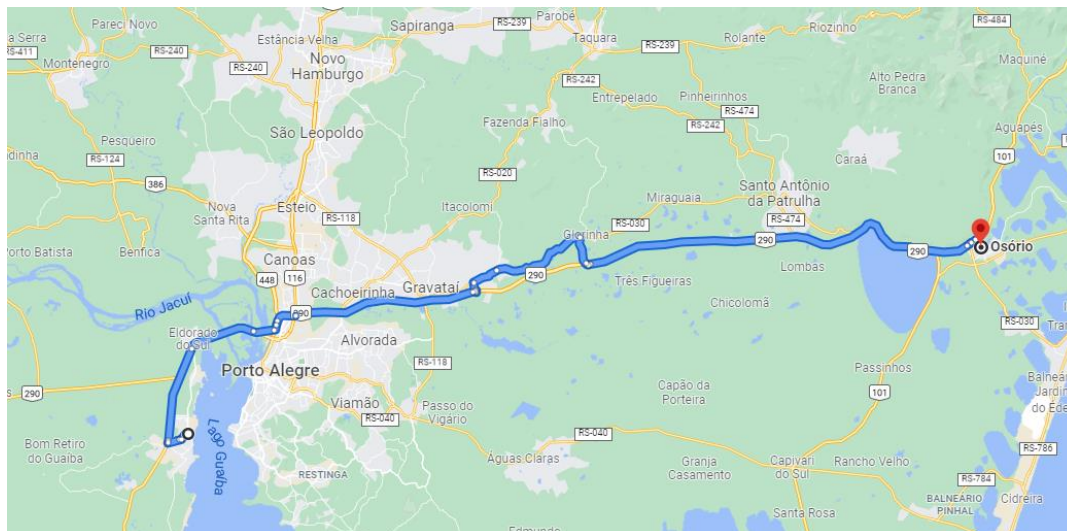


Figura 3.3 – Rodovias BR-290/RS e BR-116/RS
Fonte: Google Maps

3.2.3 Cimento

O cimento utilizado na pesquisa foi o CP V-ARI - Cimento Portland de Alta Resistência Inicial produzido pela Cauê Cimentos. O ensaio de massa específica do cimento, conforme NBR NM 23/2001, indicou o valor de $3,15 \text{ g/cm}^3$.

A utilização do cimento nesta pesquisa foi determinada para que pudesse ser realizada estabilização química das misturas, com o uso de diferentes teores para verificar a influência do teor de cimento e do parâmetro, porosidade/teor de cimento. Além do comparativo com a pesquisa realizada por Pasche (2016) envolvendo esse cimento.

3.2.4 Fibra

Nesse estudo propõem-se estudar a fibra do tipo, sintética, sendo está uma fibra de polipropileno. Adotaram-se tais fibras, pois, seu comportamento já foi amplamente estudado e encontram-se disponíveis comercialmente.

A fibra utilizada neste estudo é produzida e comercializada pela *Officine Maccaferri S.p.a.*, com sua utilização em argamassas e concretos, conforme demonstra figura 3.4. Sendo que esta tem o comprimento de 24 mm e seção circular com diâmetro de $18 \mu\text{m}$. Conforme as especificações técnicas fornecidas pela empresa, as fibras atingem 80% de extensão até a

ruptura, com uma resistência à tração de 300 MPa, módulo de elasticidade de 3 GPa e massa específica de $0,91 \text{ g/cm}^3$. Sendo o teor de fibra utilizado de 0,5%, em relação à massa da mistura.

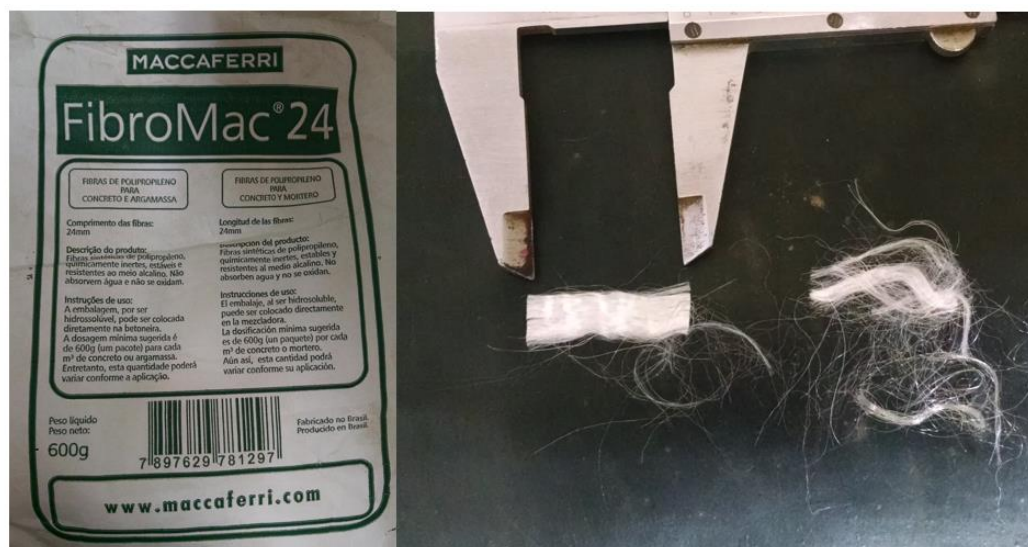


Figura 3.4 – Fibra de polipropileno utilizado na pesquisa

3.2.5 Água

A água utilizada na pesquisa é oriunda da rede hidráulica do LEGG da UFRGS e é considerada potável. Salvo determinados ensaios, onde se fez necessário à utilização de água destilada.

3.3 PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

3.3.1 Caracterização dos materiais

3.3.1.1 Análise granulométrica

Conforme DNIT (2006), a granulometria do agregado, representada pela curva granulométrica, é uma das características que asseguram estabilidade aos pavimentos, devido ao maior atrito interno obtido por entrosamento das partículas, desde a mais graúda à partícula mais fina. A composição granulométrica dos materiais, representada na figura 3.5, foi realizada através de uma análise por peneiramento, como preconiza a NBR NM 248 (ABNT, 2003). Esta prescreve o método para a determinação da composição granulométrica de agregados miúdos e graúdos.

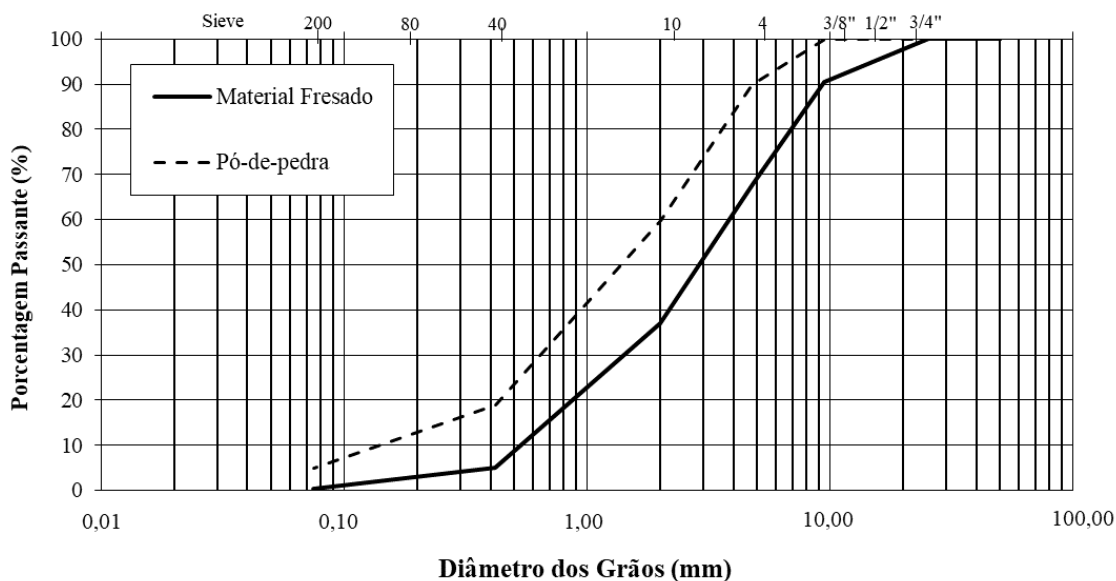


Figura 3.5 – Granulometria dos agregados utilizado na pesquisa

3.3.1.2 Determinação do teor de ligante

A determinação do teor de ligante do material fresado asfáltico se deu através do método de ensaio ME 053 (DNER, 1994) e D 2172 (ASTM, 2017), essa norma descreve como se determina a porcentagem de betume extraído de misturas betuminosas, por meio de um extrator centrífugo, denominado Rotarex. Este ensaio foi realizado por Luzzi (2019), que utilizou o mesmo material fresado em sua pesquisa, sendo o valor médio das amostras de 4,95%.

3.3.1.3 Massa específica e absorção de água dos materiais

O ensaio para a determinação das massas específicas dos agregados depende do tamanho do material. Para o agregado graúdo deve ser realizada a determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água conforme as normas NBR NM 53 (ABNT, 2009) e ME 081 (DNER, 1998). Para esse agregado miúdo deve ser realizada a determinação de massa específica conforme as normas NBR NM 52 (ABNT, 2009) e ME 084 (DNER, 1995).

Foi realizado o ensaio de cesto metálico com a parcela retida na peneira #4 (4,75 mm) do material fresado e realizado o ensaio do picnômetro com o pó-de-pedra e a parcela passante da peneira #4 (4,75 mm) do material fresado.

Segundo da norma NBR NM 52 (ABNT, 2009) e ME 084 (DNER,1995), a massa específica é a relação entre a massa de agregado seco e seu volume, excluindo os poros permeáveis. O ensaio do picnômetro se realiza da seguinte forma, primeiro pesa-se o picnômetro vazio (500 mL) (A), após coloca-se uma amostra do material (material fresado ou pó-de-pedra) no picnômetro e pesa-se novamente (B). Após, coloca-se água até que o material esteja todo coberto a leva para a bomba de vácuo, para eliminar as bolhas de ar da amostra, durante 20 minutos. Passado 20 minutos, completa o volume do picnômetro com água e a pesa (C), esvazia-se o picnômetro, limpa e adiciona somente água no picnômetro e a pesa (D), conforme demonstra a figura 3.6.

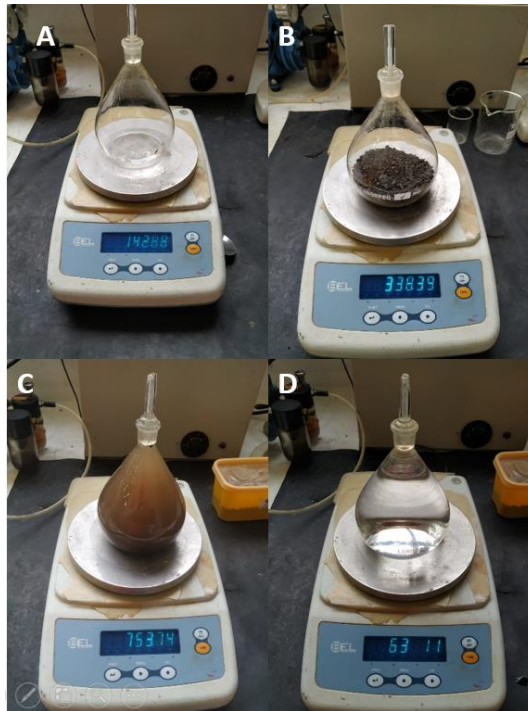


Figura 3.6 – Passo a passo do ensaio do picnômetro

Conforme a Equação 3.1, a massa específica real se determina através da relação dos pesos A, B, C e D. Na tabela 3.1, estão descritos os valores das massas específicas reais dos materiais.

$$\gamma_s = \frac{B - A}{(D - A) - (C - B)} \quad \text{Eq. 3.1}$$

Tabela 3.1 – Massas específicas através do ensaio do picnômetro

	FRESADO		PÓ DE PEDRA	
A	142,88	142,34	155,01	142,85
B	348,44	338,39	453,65	330,68
C	753,74	749,01	837,88	748,93
D	632,11	632,56	652,88	632,56
γ_s	2,449	2,463	2,628	2,628
γ_s Médio	2,456 g/cm ³		2,628 g/cm ³	

A NBR NM 53 (ABNT, 2009) e ME 081 (DNER, 1998) define o procedimento para a obtenção da massa específica real (γ_s) e a massa específica aparente (γ), assim como da absorção (A_b) do agregado graúdo, através do ensaio do cesto metálico.

O ensaio do cesto metálico consiste primeiramente em levar duas amostras para a estufa e secá-las por um período de 24 horas. Após deve-se pesar as amostras para se conseguir a massa seca (A), depois deve-se colocar as amostras imersas em água por 24 horas, como demonstra a figura 3.7.



Figura 3.7 – Amostra de material fresado submerso

Passado esse tempo, se retira os agregados das bandejas, e os seca-se levemente, com um pano e os pesa, obtendo a massa saturada com a superfície seca, (B). Por fim, coloca-se as amostras no cesto metálico e as submergem em um balde, onde se obtém a massa imersa (C). Com as relações dos pesos se determina a massa específica real, a massa específica aparente e a

absorção conforme demonstrada nas equações abaixo. Sendo os resultados obtidos apresentados na tabela 3.2.

$$\gamma_s = \frac{A}{A - C} \quad \gamma = \frac{B}{A - C} \quad Ab = \frac{B - A}{A} \times 100 \quad \text{Eq. 3.2}$$

Tabela 3.2 – Densidades através do cesto metálico

	Amostra 1	Amostra 2	
A	998,8	1012,5	Médias
B	1024,2	1038,1	
C	612,8	616,2	
γ_s	2,588	2,555	2,571 g/cm ³
γ	2,653	2,619	2,636 g/cm ³
Ab	2,543	2,528	2,536 %

3.3.1.4 Massa específica – metodologia Rice

Foram determinadas a massa real da mistura de fresado e pó-de-pedra pela metodologia Rice, conforme figura 3.8, obtendo-se a Densidade Máxima Medida (DMM), que é a razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto, conforme a NBR 15619 (ABNT, 2012). Para o cálculo do DMM é utilizada a equação 3.3 a seguir, conforme a NBR 15619 (ABNT, 2012).

$$DMM = \frac{A}{(A + B - C)} \times 0,99707 \quad \text{Eq. 3.3}$$

Sendo:

DMM: densidade máxima medida, expressa em gramas por centímetros cúbicos (g/cm³);

A: massa da amostra seca ao ar, expressa em gramas (g);

B: massa do recipiente com volume completo com água, expresso em gramas (g);

C: massa do recipiente contendo a amostra submersa em água, expressa em gramas (g);

Nota: 0,99707 refere-se à densidade da água a 25°C expressa em gramas por centímetro cúbico (g/cm³).



Figura 3.8 – Ensaio Rice

A tabela 3.3 apresenta os resultados obtidos no ensaio e um comparativo da densidade da mistura, calculada através da relação das densidades obtidas no picnômetro e cesto metálico, conforme equação 3.4. Foi utilizado o valor obtido no ensaio do Rice, como a massa específica da mistura.

Tabela 3.3 – Densidade máxima medida e calculada

Amostra 1		Amostra 2	
A	1498,4	A	1500,9
B	7704,9	B	7704,9
C	8627,0	C	8628,4
DMM	2,5924	DMM	2,5918
DMM Médio		2,5921	
DMT		2,5313	

$$DMT = \frac{1}{\frac{\%1}{\gamma_{s1}} + \frac{\%2}{\gamma_{s2}} + \dots + \frac{\%n}{\gamma_{sn}}} \quad Eq. 3.4$$

3.3.2 Caracterização das misturas

3.3.2.1 Dosagem e mistura

A figura 3.9 apresenta as curvas granulométricas dos materiais, juntamente com os limites da faixa C, conforme norma ES 141 (DNIT,2010) - Base estabilizada granulometricamente, no qual é igual aos limites da faixa II da norma ES 167 (DNIT,2013) - Reciclagem profunda de pavimentos “*in situ*” com adição de cimento Portland. Foi utilizada a relação da mistura com 70% de fresado asfáltico e 30% de pó de pedra para composição da mistura, esse valor foi utilizado para comparativo com Pasche (2016).

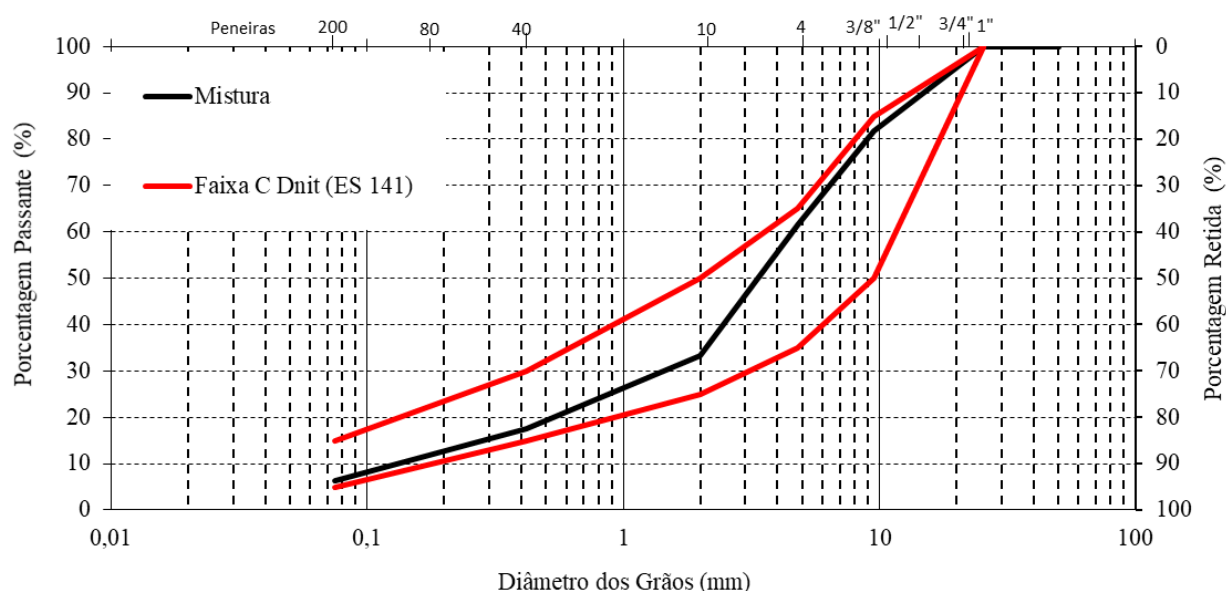


Figura 3.9 – Curva granulométrica da mistura

3.3.2.2 Compactação Proctor

Segundo o manual de pavimentação do DNIT (2006), a compactação é o processo manual ou mecânico de aplicação de pressão, impacto ou vibração, da qual resulta o aumento da massa específica aparente de um solo ou de outros materiais (como misturas de agregados, misturas asfálticas, entre outros). Essa ação faz com que as partículas constitutivas do material fiquem mais próximas, através da expulsão de ar; com a redução da percentagem de vazios de ar, também consegue-se reduzir a tendência de variação dos teores de umidade dos materiais integrantes do pavimento, durante a vida de serviço.

O ensaio de compactação segue os preceitos da norma ME 164 (DNIT,2013) e da NBR 7182 (ABNT, 2016), estas descrevem como determinar a correlação entre o teor de umidade e a massa específica aparente da mistura seca. Como o material não é integralmente passante na peneira #4 (4,75 mm), deve ser utilizado o cilindro grande (cilindro do ensaio do Índice de Suporte Califórnia) e o soquete de aproximadamente 4,536 kg. Na tabela 3.4 está descrito o número de camadas e número de golpes por camada conforme NBR 7182 (ABNT, 2016).

Tabela 3.4 – Energias de compactação

Cilindro	Características de cada energia	Energia		
		Normal	Intermediaria	Modificada
Grande	Soquete	4,536 kg	4,536 kg	4,536 kg
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55

Fonte: NBR 7182 (ABNT, 2016)

A umidade do material é determinada através da secagem em estufa a 110°C de amostras retiradas do corpo-de-prova. Os resultados das curvas de compactação para cada energia estão demonstrados na figura 3.10. Conforme resultado das curvas de compactação, foi escolhido para o estudo as massas específicas aparentes secas de 2, 2,1 e 2,2g/cm³ e a umidade de 9%. Estes valores foram escolhidos para analisar a variação das porosidades da mistura e o mesmo teor de umidade é necessário para o estudo do parâmetro, porosidade/teor volumétrico de cimento.

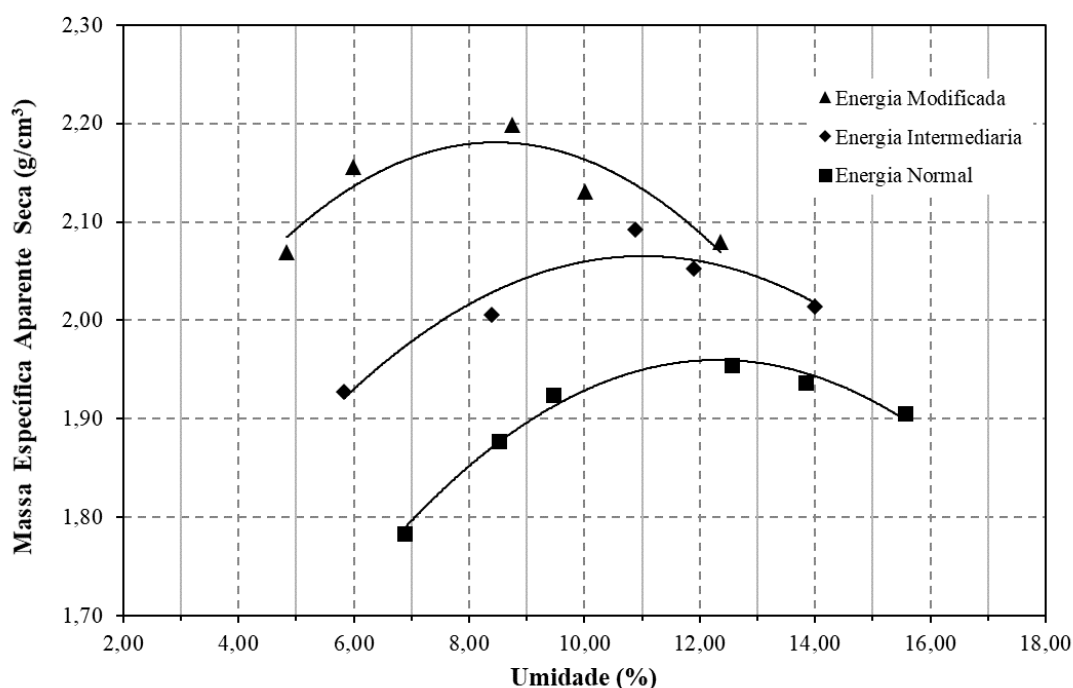


Figura 3.10 – Curvas de compactação para diferentes energias

3.3.2.3 Moldagem e cura dos corpos de prova

Para a moldagem de todas as amostras, o procedimento foi: a pesagem dos materiais - PDP, RAP, cimento, água, fibra – feita com balança de precisão de 0,01 grama. Os materiais secos eram misturados até sua homogeneidade visual e então adicionada a água. Exceto nas misturas com fibra, que a água era adicionada antes para facilitar a incorporação de fibra na mistura. A quantidade de massa de cada mistura é suficiente para a moldagem do corpo de prova e a produção de amostras para verificação da umidade. Essas amostras foram levadas à estufa, na temperatura de 100 °C, onde permanecem por um período mínimo de 24 horas.

Os corpos de prova foram compactados estaticamente em camadas, conforme demonstra a figura 3.11, sendo o número de camadas variando para cada ensaio. Para os ensaios de MR/RTCD foi uma camada e os ensaios de MD e durabilidade em três camadas.



Figura 3.11 – Compactação do corpo de prova

Nas interfaces entre camadas, a superfície era escarificada para melhorar a aderência. A compactação estática foi realizada até a altura final do CP para atender o peso específico seco definido. Após a compactação, o CP era retirado do molde e envolto de uma embalagem plástica, após acondicionado pelo período de cura de 28 dias em câmara úmida, com temperatura de 20 ± 1 °C. A aceitação das amostras foi limitada em função da umidade de moldagem no intervalo de $\pm 0,5\%$ em torno da umidade ótima e do tamanho do corpo de prova, sendo $\pm 0,3$ cm em torno da dimensão do ensaio.

3.3.2.4 Módulo de Resiliência (MR)

Foi realizado o ensaio de Módulo de Resiliência, conforme as normas ME 135 (DNIT,2010) e D 4123 (ASTM,1995). Para a realização do ensaio do foram moldados 18 corpos-de-prova com dimensões de 6,5 x 10 cm sem/com a adição de fibra, variando nesses o teor de cimento e massas específicas das misturas, todos com 28 dias de cura e 9% de teor de umidade.

Para a realização desse ensaio deve-se estabilizar os corpos-de-prova na temperatura de 25 °C por quatro horas. O carregamento utilizado no ensaio foi a carga mínima da prensa. O módulo

de Poisson fixado em 0,20, conforme recomendação de Balbo (2007) para materiais estabilizados com cimento. A aplicação de carga é semi-senoidal para se aproximar da forma de carregamento correspondente à passagem de roda no pavimento. O tempo de duração de aplicação total de carga é de 0,1 segundo e o repouso de 0,9 segundo.

Durante a aplicação de carga, a amostra sofre deformações horizontais, que são medidas através de dois LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*), ligados a um computador. Estes ensaios foram realizados em uma UTM-25 no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), conforme demonstra a figura 3.12.



Figura 3.12 – Corpo de prova sendo ensaiado no módulo de resiliência

O valor do MR é obtido através da equação descrita abaixo.

$$MR = \frac{C}{100 * \Delta * h} * (0,9976 * \mu + 0,2692) \quad Eq. 3.5$$

Sendo:

MR - Módulo de resiliência, em MPa;

C - Carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova, em N;

Δ - Deformação elástica ou resiliente registrada no microcomputador, para aplicações da carga (F), em cm;

h - Altura do corpo-de-prova, em cm;

μ - Coeficiente de Poisson.

3.3.2.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD)

Após realizado o ensaio MR, os mesmos corpos-de-prova foram submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Conforme a norma do DNIT ME 136(2010) e ASTM D6931 (2012), para a realização desse ensaio deve-se estabilizar os corpos-de-prova na temperatura de 25°C por duas horas, após esse tempo, colocá-lo na prensa entre dois frisos com comprimento igual ou maior ao do corpo-de-prova. Aplicar uma carga até que se dê a ruptura do corpo-de-prova, anota-se esse valor e utiliza a equação abaixo para obter o resultado de RTCD.

$$RTCD = \frac{2 * F}{\pi * D * H} \quad Eq. 3.6$$

Sendo:

RTCD= Resistência à tração por compressão;

F = Carga de ruptura;

D = Diâmetro do corpo-de-prova;

H = Altura do corpo-de-prova;

3.3.2.6 Módulo complexo (MC)

Para as análises do teste do Módulo Complexo, foram moldados 18 corpos-de-prova de dimensões de 10 x 15 cm sem/com a adição de fibra, variando nesses o teor de cimento e massas específicas das misturas, todos com 28 dias de cura e 9% de teor de umidade. O ensaio de módulo complexo foi realizado no equipamento UTM - 25 (*Universal Testing Machine*)

localizado na Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), conforme figura 3.13. Este segue os preceitos da norma T 342-11 (AASHTO,2015) e a D 3497 (ASTM 2003).



Figura 3.13 – Corpo-de-prova durante o ensaio de módulo dinâmico

A determinação do MC se dá após a aplicação de carga da frequência mais alta até a mais baixa (25Hz, 20Hz, 10Hz, 5Hz, 2Hz, 1Hz, 0,5Hz, 0,2Hz, 0,1Hz) e da temperatura mais baixa para a mais alta (4 °C, 21 °C, 37 °C e 54 °C), sendo o tempo mínimo de condicionamento utilizado para as amostras atingirem cada temperatura descritos na tabela 3.5. Para cada temperatura, foi realizada uma varredura de tensões em cada uma das frequências, para a obtenção da tensão aplicada para fornecer uma deformação do material de 50 a 75 *microstrains* (no intuito de manter o corpo de prova em um regime de viscoelástico linear, não havendo dano).

Tabela 3.5 - Tempo mínimo para o equilíbrio da temperatura de ensaio das amostras no ensaio de MC

Temperatura de ensaio (°C)	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura da sala de ensaio de 25°C (h)	Tempo para equilíbrio da temperatura a partir da temperatura de teste anterior (h)
4	Uma noite	4 horas ou uma noite
21	1	3
37	2	2
54	3	1

Fonte: Adaptado de AASHTO T 342-11.

Com esses resultados experimentais possam-se realizar uma modelagem para que obtenha as outras propriedades sem a necessidade de realização de novos ensaios, como, por exemplo em frequências e temperaturas em que não foram realizadas durante o ensaio.

Para isso foi utilizado o modelo 2S2P1D (2 Springs, 2 Parabolics, 1 Dashpot), desenvolvido por Olard e Di Benedetto (2003). O modelo 2S2P1D é composto por 9 parâmetros que devem ser calibrados para representar o comportamento viscoelástico do material em termos de Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase para qualquer temperatura e frequência de carregamento. Além dessas variáveis, têm-se duas constantes de translação chamadas de C1 e C2, apresentadas pela equação 3.7.

$$\log(a_T) = -\frac{C_1 * (T - T_{ref})}{C_2 + T - T_{ref}} \quad \text{Eq. 3.6}$$

Os resultados encontrados no MC são expressos em curvas no plano Cole-Cole, Diagrama Black e curvas mestras de Módulo Dinâmico e de Ângulo de Fase, todas calibradas através da modelagem 2S2P1D. As figuras 3.14 e 3.15 demonstram, como os parâmetros ajustam o modelo aos dados experimentais, no plano Cole-Cole e na curva mestra de módulo respectivamente. Os sete parâmetros são constantes, sendo que o h e k são dois elementos de fluência parabólica, o τ é um valor de tempo característico, E_{00} é o módulo estático quando $w=0$ e E_0 é o valor do módulo quando w tende ao infinito, β é o parâmetro vinculado à viscosidade newtoniana e δ é a ângulo de fase.

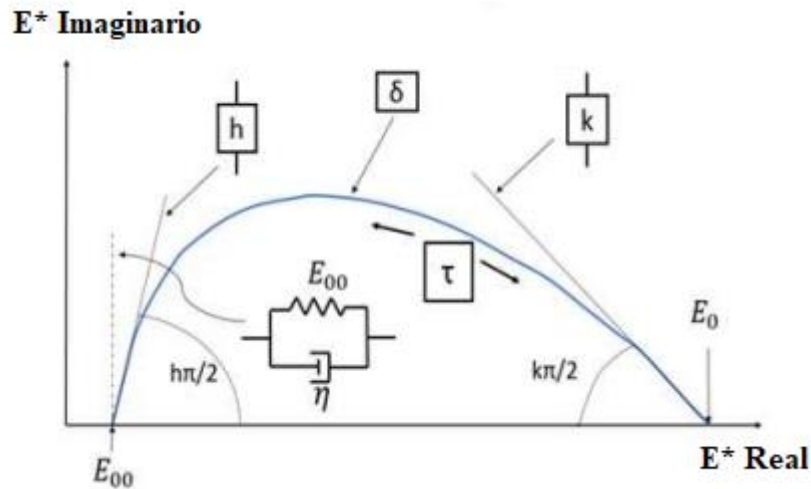


Figura 3.14 - Representação do modelo 2S2P1D no plano Cole-Cole
Fonte: Adaptado de Olard e Di Benedetto (2003)

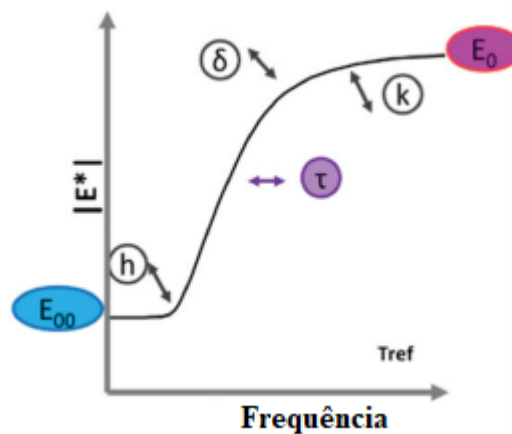


Figura 3.15 - Representação do modelo 2S2P1D na curva mestra de módulo
Fonte: Adaptado de Pedraza et al (2019)

O plano Cole-Cole é a representação dos resultados em escala aritmética da parte real E_1 com a parte imaginária ou de perda E_2 , originando curvas no formato semicírculo. O Diagrama de Black analisa a relação entre o Módulo Dinâmico e o Ângulo de fase em diferentes temperaturas.

A curva mestra de Módulo Dinâmico mostra a variação do módulo em diferentes temperaturas e frequências, enquanto a curva mestra de Ângulo de Fase permite a avaliação das propriedades viscosas do material, também em diferentes temperaturas e frequências. A figura 3.16 demonstra um exemplo de curva mestra de módulo dinâmico para misturas asfálticas.

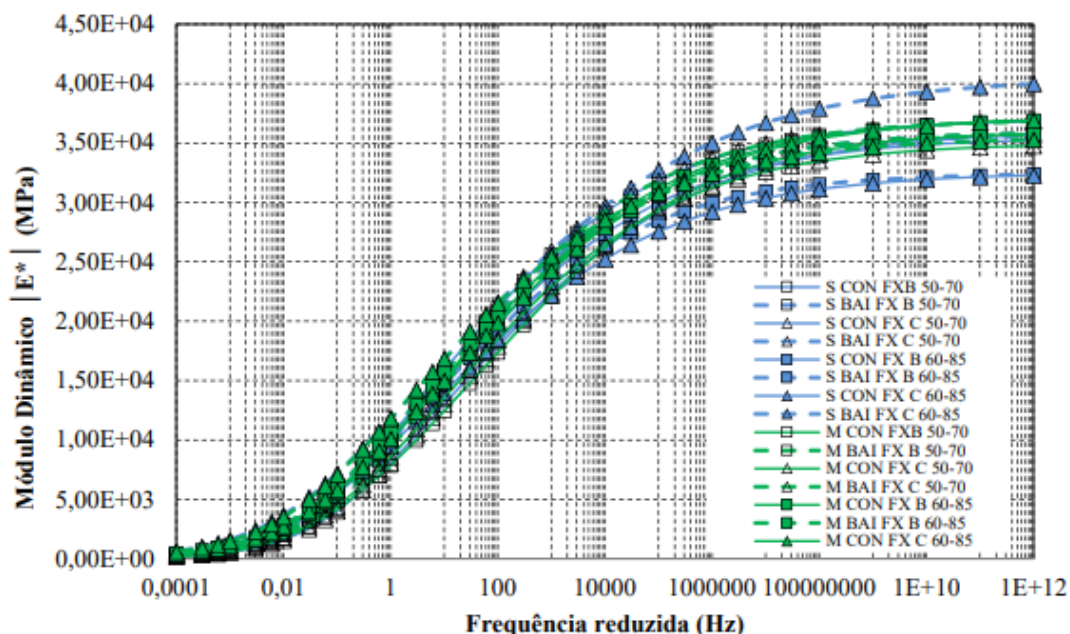


Figura 3.16 - Curva mestra de módulo dinâmico
Fonte: Almeida Jr (2016)

3.3.2.7 Durabilidade molhagem e secagem

Para a realização do teste de durabilidade foram moldados 9 corpos-de-prova com dimensões de 10 x 12 cm variando nesses o teor de cimento e massas específicas das misturas, todos com 28 dias de cura e 9% de teor de umidade. Os testes de durabilidade molhagem e secagem seguiram os preceitos das normas NBR 13554 (ABNT, 2012) e D559 (ASTM, 2015). Estas normas cobrem procedimentos para determinar as perdas de massa produzidas por molhagem e secagem, sob repetidas escovadas em corpos de provas.

Cada ciclo começa por submergir os CPs em água por um período de 5 horas. Em seguida, os corpos de prova foram retirados e colocados em uma estufa a 71 ± 3 °C por 42 horas. Retira-se os CPs da estufa e verifica-se o peso, posteriormente os CPs são escovados, de dezoito a vinte escovadas verticais para cobrir os lados da amostra e quatro escovadas em cada extremidade, e se pesa para obter o peso após escovação. Após são colocados submersos em água por 5 horas, iniciando assim um novo ciclo. Os CPs passaram por um processo de 12 ciclos.

A avaliação da durabilidade por perda de massa por escovagens é feita em função de limites máximos de perda de massa estabelecidos. Se conhece normas para perdas máximas, em ciclos de molhagem e secagem, no caso do solo-cimento, que são funções do tipo de solo. Entretanto, conforme Wirtgen (2012), quando materiais são estabilizados com cimento, outros aspectos

relativos à durabilidade precisam ser considerados. Mediante certas condições, suas propriedades podem se alterar em períodos curtos de tempo devido à carbonatação e a influências climáticas.

3.3.2.8 Cálculo de tensões e deformações

Para o cálculo de tensões e deformações, foi utilizado o programa de Análise Elástica de Múltiplas Camadas - AEMC (v 2.4.2) que calcula tensões e deformações em estruturas de pavimentos com até oito camadas sob carregamento de rodas do tipo eixo rodoviário. A escolha desse programa se deu pela facilidade de utilização e por esse programa já estar dentro do novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa).

Franco (2007) desenvolveu o programa AEMC com base no programa JULEA (*Jacob Uzan Layered Elastic Analysis*) desenvolvida por UZAN (1978). A rotina do JULEA utiliza a solução de Burmister para os cálculos de tensão, deformação e deslocamentos das estruturas de multicamadas dos pavimentos.

A forma de utilização do AEMC é relativamente simples e direta. Conforme Franco e Motta (2020) a interface do AEMC busca reunir em uma tela todas as informações divididas em três partes, uma referente à estrutura do pavimento (espessuras, rigidez das camadas e condições de aderência nas interfaces) outra ao tipo de carregamento atuante e às respostas em termos de tensões, deformações e deslocamentos, conforme demonstra a figura 3.17.

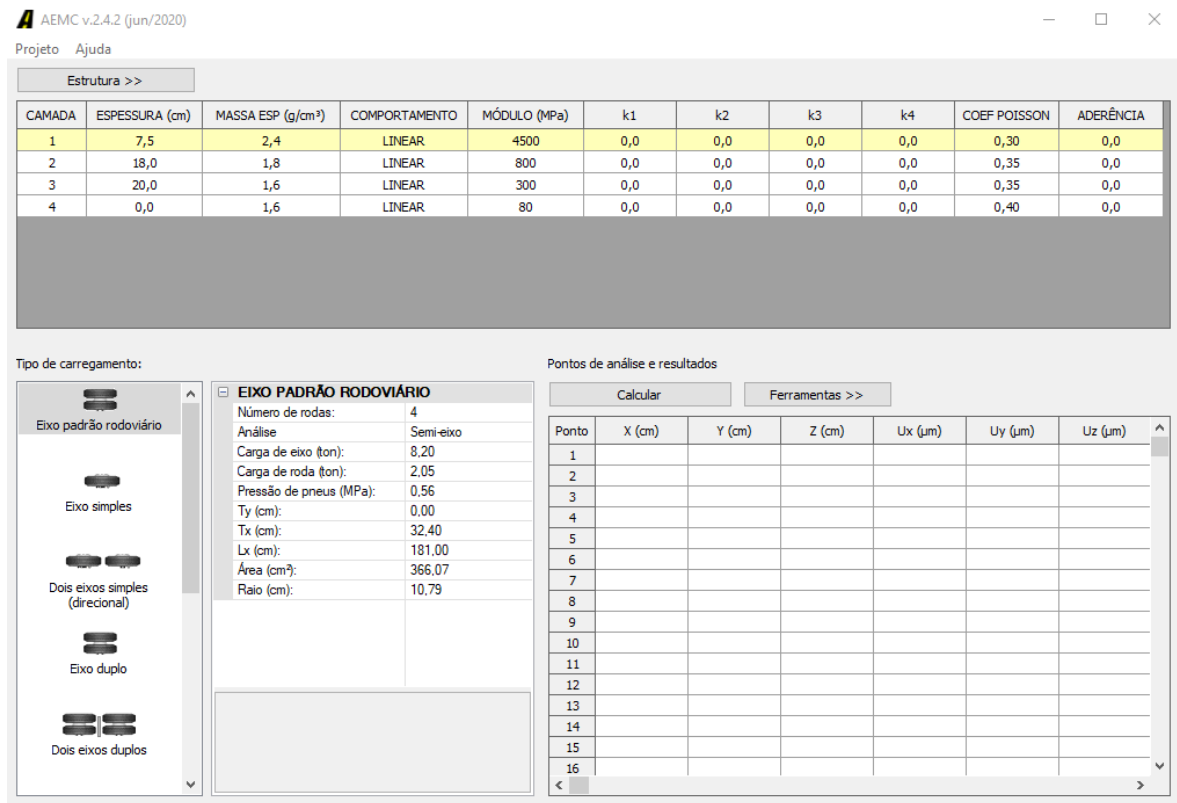


Figura 3.17 - Interface do programa AEMC

Foram analisadas 3 estruturas variando a espessura da camada de base cimentada (15, 25 e 35 cm) em cada estrutura, conforme demonstra a figura 3.18, foram escolhidos esses valores por serem espessuras típicas de pavimentos nacionais. O carregamento atuante foi considerado somente o eixo padrão rodoviário (Eixo Simples de Rodas Duplas), com carga de 80 kN e com pressão dos pneus a 0,56MPa (80 psi).

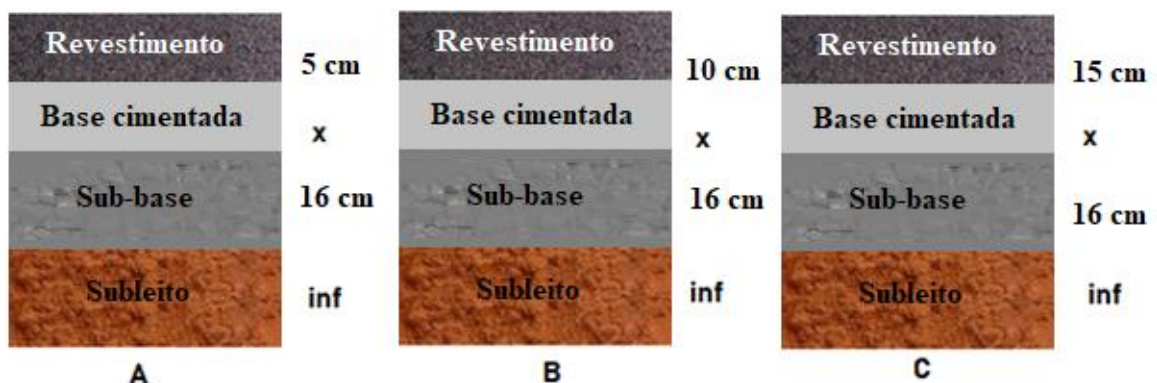


Figura 3.18 - Estruturas de pavimentos analisadas

As informações referentes à rigidez dos materiais que compõem as camadas foram de 10810 MPa para o revestimento, valor esse obtido por Almeida JR (2016) para a mistura M com FX C 50/70 a 25 °C a 10 Hz. Para a sub-base foi utilizado o valor de 250 MPa e para o subleito o

valor de 80 MPa, valores usuais para essas camadas. Para a camada de base, utilizou-se valores retirados do MD a 25 °C com 10 Hz.

Os pontos de análise dos esforços atuantes na estrutura foram escolhidos conforme critério definido por Bueno (2019) *apud* Nascimento (2015), sendo 10 pontos distribuídos igualmente na direção transversal do fluxo de veículos, partindo do centro de aplicação de carga (eixo = 0 cm) até 32,85 cm. Na direção vertical em relação à superfície da pista, foram analisados 4 pontos, a última fibra do revestimento asfáltico, a última fibra da base cimentada, a primeira fibra do sub-base e a primeira fibra do subleito. A figura 3.19 ilustra a orientação dos pontos de análise.

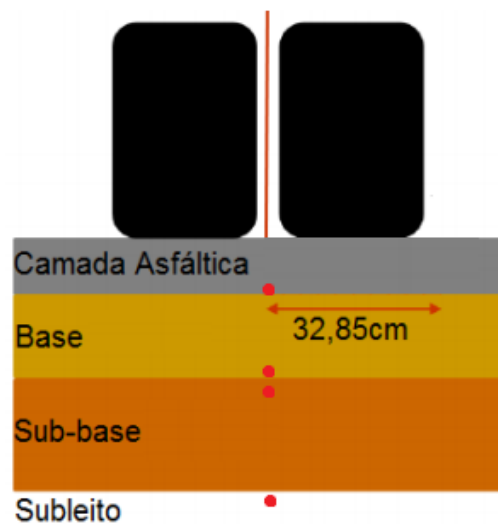


Figura 3.19 - Delimitação dos pontos de análise no pavimento

4. RESULTADOS

4.1 MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

Na tabela 4.1 é apresentado os valores médios do MR, além do desvio padrão (SD) e do coeficiente de variação (CV) para as misturas estabilizadas com diferentes teores de cimento, massas específicas e sem/com a adição de fibra. Observa-se que os valores onde se tem o “x” quer dizer que um dos CPs ou ambos romperam, devido que a carga mínima da prensa acabou sendo mais elevada que a resistência da mistura ou erros durante o ensaio.

Tabela 4.1 – Valores médios do MR para a mistura sem e com a adição de fibra

MISTURA		RAP + PDP G.			RAP + PDP G. + FIBRA		
γ_d (g/cm ³)	C (%)	MR (MPa)	SD (MPa)	CV (%)	MR (MPa)	SD (MPa)	CV (%)
2,0	3	1254	x	x	Rompeu	x	x
	5	5263	137,9	2,62	816	46,2	5,66
	7	7695	404,6	5,26	1335	65,7	4,92
2,1	3	3669	x	x	Rompeu	x	x
	5	6362	921,6	14,49	1219	109,9	9,01
	7	10017	608,7	6,08	1747	99,3	5,69
2,2	3	6629	468,6	7,07	Rompeu	x	x
	5	9096	559,7	6,15	1516	85,8	5,66
	7	13167	1274,8	9,68	2030	86,3	4,25

4.1.1 Efeito do teor de cimento

Nas figuras 4.1 e 4.2 são apresentadas as regressões lineares da variação do MR em função do teor de cimento, para as misturas sem (RAP + PDP G) e com adição de fibras (RAP + PDP G + FIBRA). Cada reta, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$). Cada ponto corresponde à média dos resultados de módulo de corpos-de-prova moldados com características idênticas.

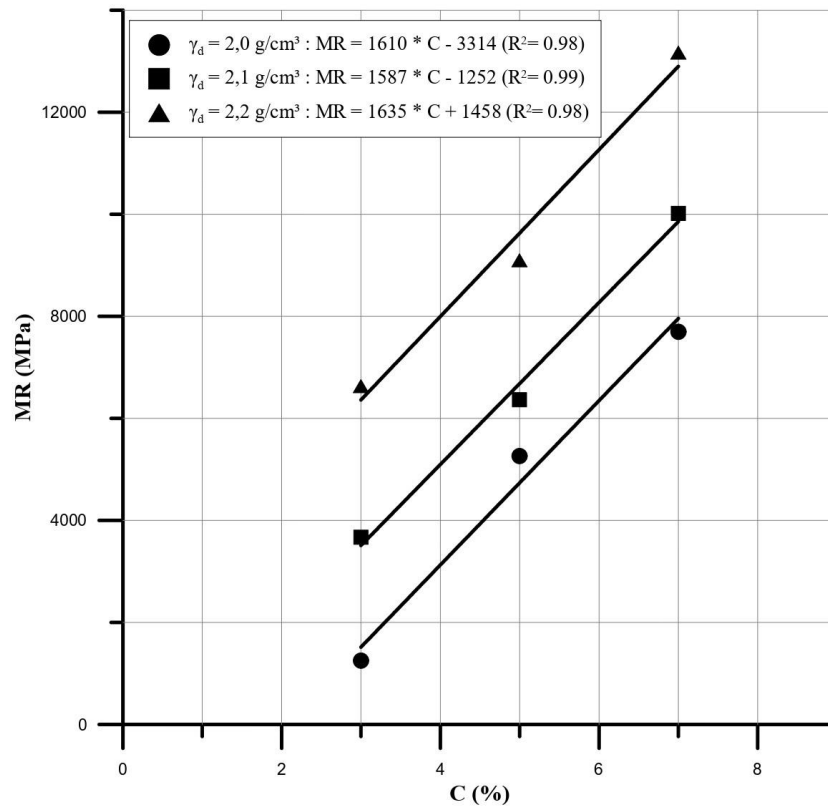


Figura 4.1 - Variação do MR em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G.

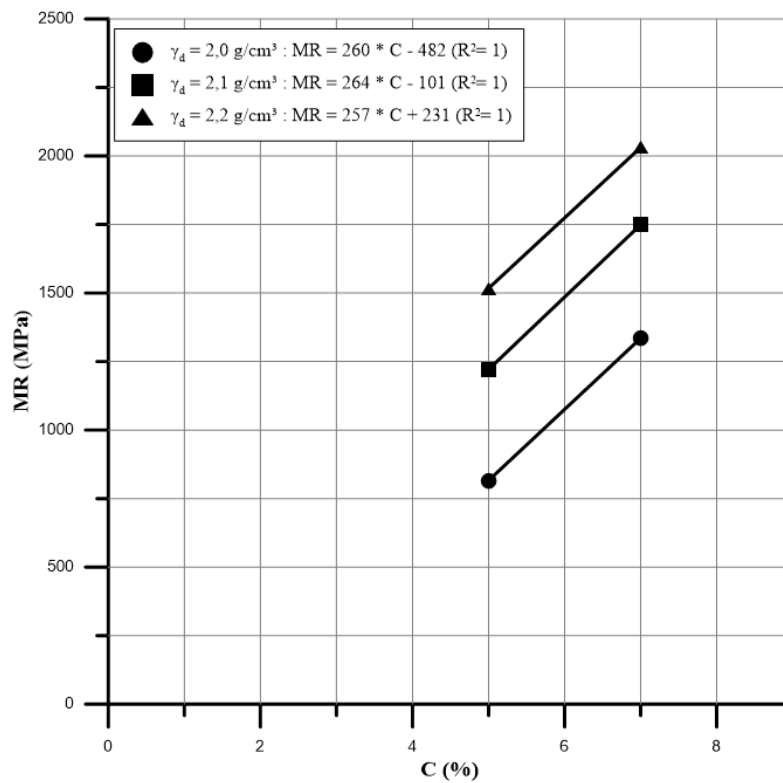


Figura 4.2 - Variação do MR em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Observou-se que a adição de cimento gerou um aumento da rigidez nas misturas analisadas, sendo o maior aumento para a mistura sem adição de fibra no γ_d de 2,0 g/cm³, que aumentou de 1254 MPa para 7695 MPa (um aumento de 514%), e para a mistura com adição de fibra no γ_d de 2,0 g/cm³ que aumentou de 816 MPa para 1335 MPa (um aumento de 64%). A rigidez teve uma tendência de aumento linear em relação ao aumento da quantidade de cimento.

Verificou-se que para um mesmo teor de cimento, aumentando a energia de compactação, aumenta a rigidez em ambas as misturas, sendo o maior aumento para a mistura sem a adição de fibra de 1254 MPa para 6629 MPa (um aumento de 429%) e com fibras a adição de fibra de 816 MPa para 1516 MPa (um aumento de 86%).

Notou-se que a adição de 0,5% de fibra reduziu a rigidez da mistura em comparação a mistura sem a adição de fibra em média 83%, nas três massas específicas aparentes secas e nos três teores de cimento.

4.1.2 Efeito da porosidade

Nas figuras 4.3 e 4.4 são apresentadas as curvas de ajuste da variação do MR em função da porosidade, para as misturas sem (RAP + PDP G) e com adição de fibras (RAP + PDP G + FIBRA). Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cimento e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$). Cada curva possui 3 pontos, cada um é referente a um teor de compactação. O primeiro corresponde ao teor de compactação de 2,2 g/cm³, o segundo ponto 2,1 g/cm³ e o terceiro ponto 2,0 g/cm³. Cada ponto corresponde à média da porosidade de dois corpos-de-prova moldados com características idênticas.

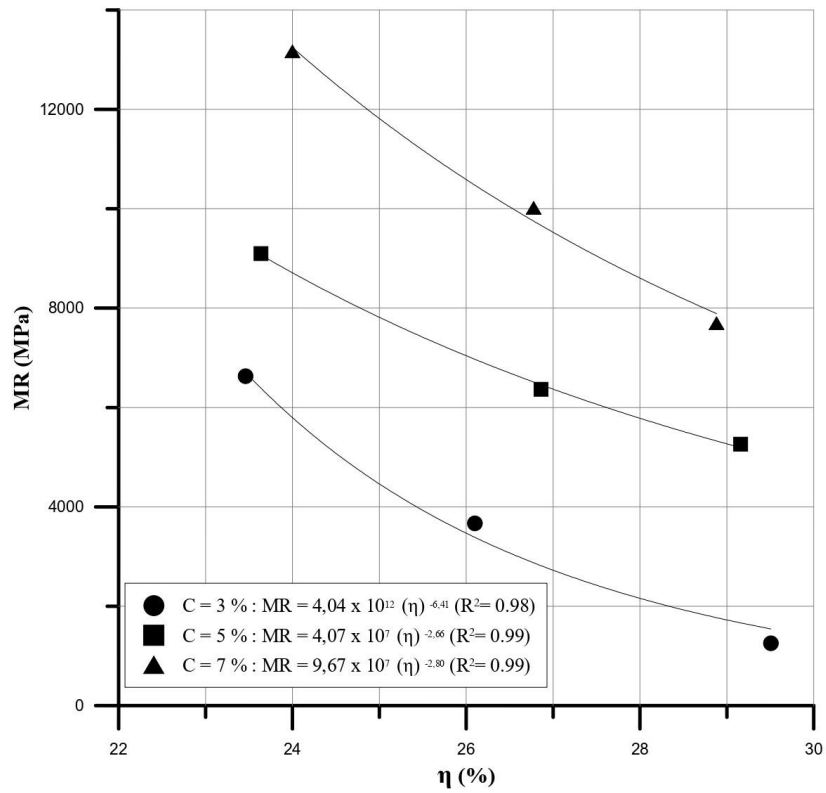


Figura 4.3 - Variação do MR em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G.

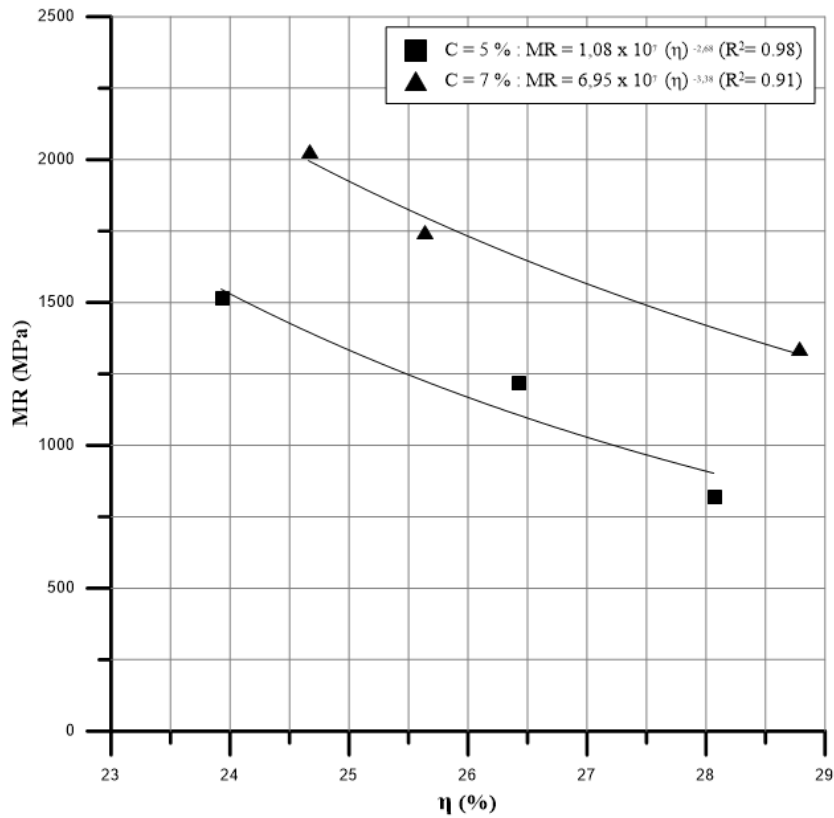


Figura 4.4 - Variação do MR em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G. + FIBRA

De maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade das misturas analisadas exerce influência sobre a rigidez das misturas, com a redução da porosidade há aumento do valor do módulo em todas as misturas analisadas.

4.1.3 Relação Vazios/Teor volumétrico de cimento

Nas figuras 4.5 e 4.6 são apresentadas as curvas de ajuste da variação do MR em função da relação vazios/cimento, para as misturas sem (RAP + PDP G) e com adição de fibras (RAP + PDP G + FIBRA). Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

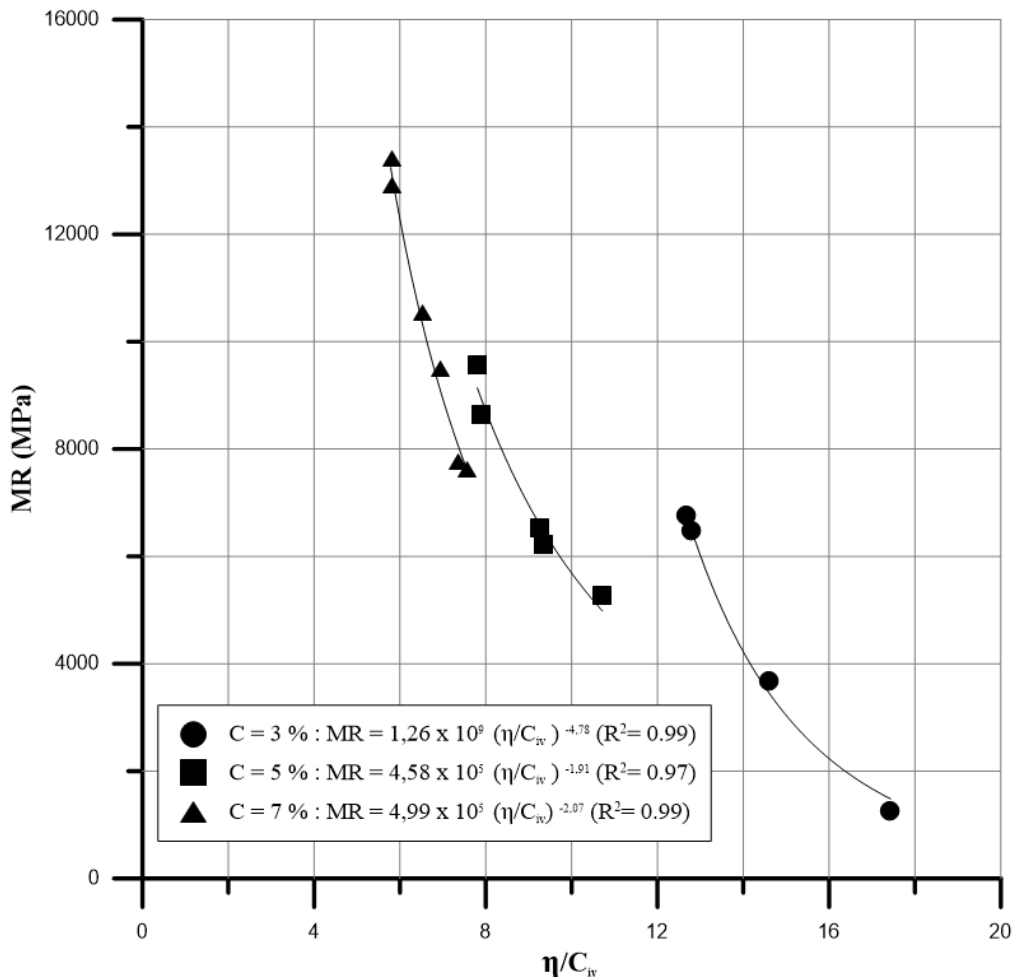


Figura 4.5 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento da mistura RAP + PDP G.

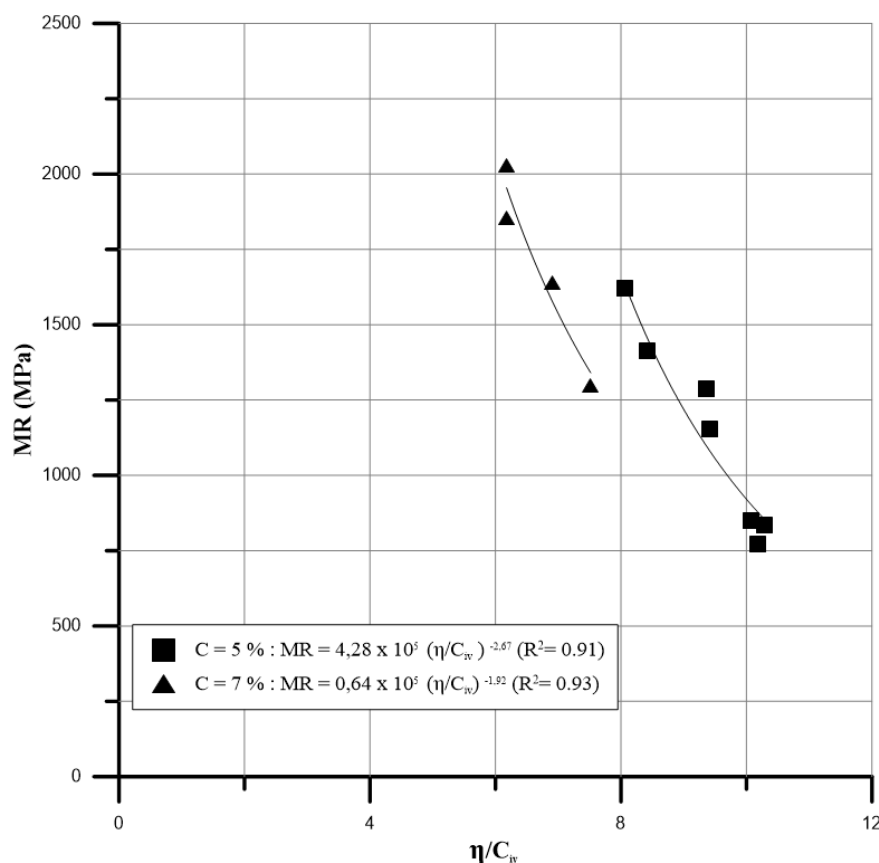


Figura 4.6 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA.

Observa-se, independente do teor de cimento (3%, 5% e 7%), em ambas as misturas que quando aumenta a relação porosidade/teor volumétrico de cimento, diminui a rigidez da mistura. Também nota-se que existe uma correlação entre o MR e a relação porosidade/teor volumétrico de cimento para cada um dos teores de cimento. Conforme Consoli *et al.* (2011) quando o gráfico tem as abscissas ajustadas por um coeficiente, sendo esse o teor volumétrico de cimento (C_{iv}), é possível ter uma única curva para todos os pontos analisados. Com a utilização do solver no Excel, obteve-se o melhor ajuste sobre o parâmetro C_{iv} , sendo que com este conseguiu-se compatibilizar todas as curvas, resultando em um ajuste de uma curva única para todos os teores analisados.

As figuras 4.7 e 4.8 apresentam as curvas de ajuste da variação do MR em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento elevado na potência 0,38 para a mistura sem a adição de fibra e 0,40 para a mistura com a adição de fibra. As curvas possuem diversas massas específicas aparentes secas e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=9\%$). Pode-se observar uma ótima correlação entre a porosidade/teor volumétrico de cimento ajustados e o MR, o que segundo Venson (2015) já foi observado com areia cimentada.

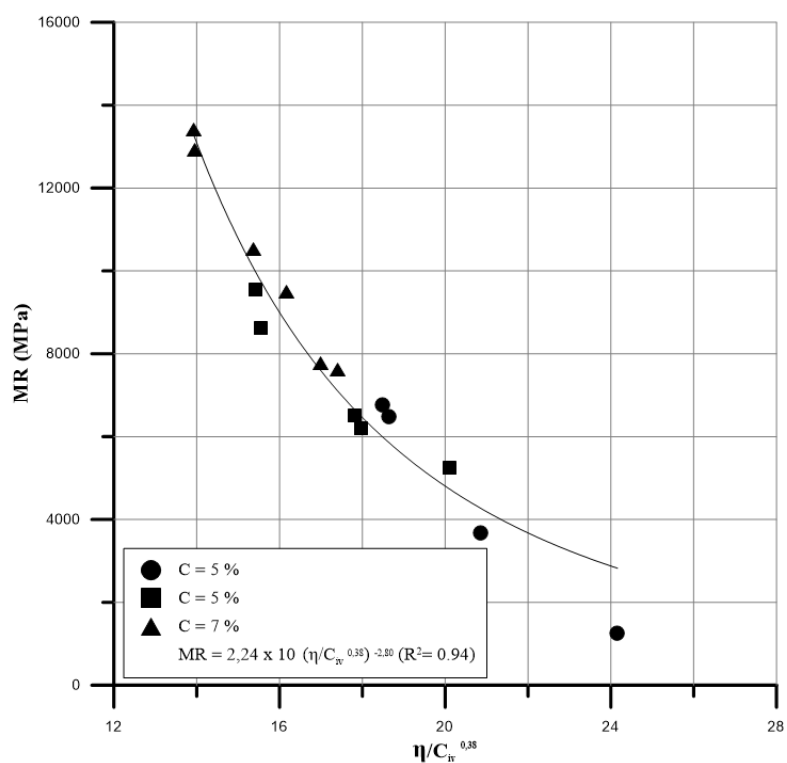


Figura 4.7 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento ajustado da mistura RAP + PDP G.

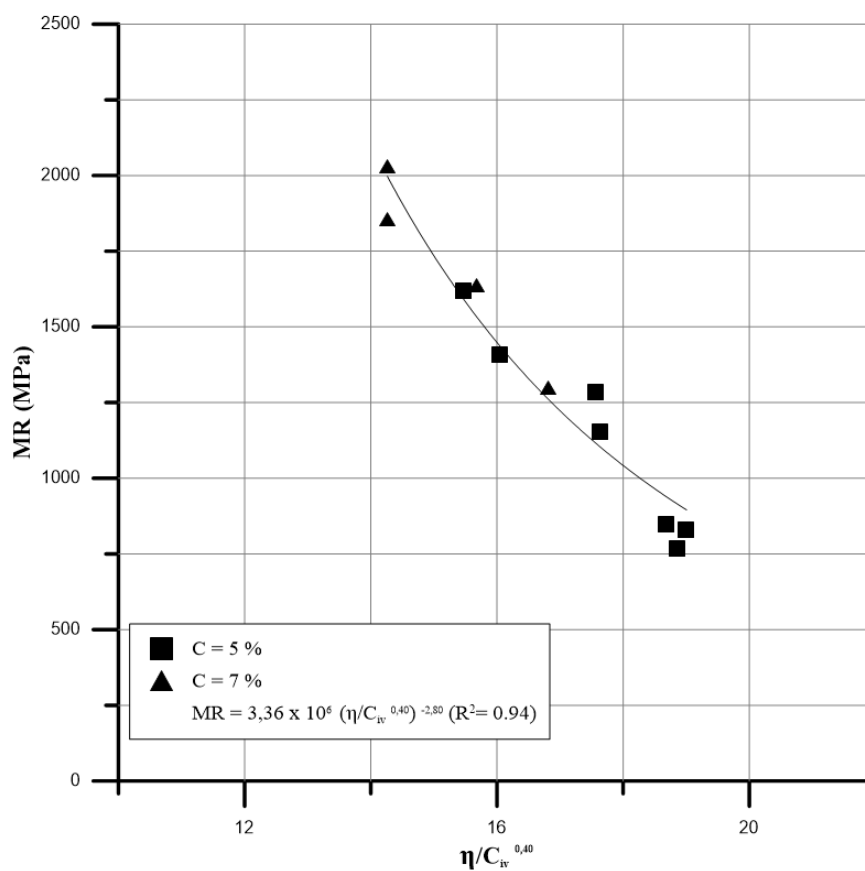


Figura 4.8 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA.

4.1.4 Comparação entre os resultados

Na tabela 4.2 é apresentado um resumo dos valores médios do MR para as misturas estabilizadas obtidas por Pasche (2016), denominados de RAP +PDP B., em comparação com os valores de MR deste trabalho (RAP + PDP G e RAP + PDP G + FIBRA), com esta foram realizadas as figuras 4.9 a 4.11.

Vale ressaltar que as misturas têm a mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas da mistura, porém com teores de umidade diferentes (sendo a desse trabalho foi de 9% e de Pasche (2016) foi de 8%), agregados de origem mineralógicas distintas (sendo o desse trabalho granítico e a de Pasche (2016) basáltico) e materiais fresados distintos (sendo o teor de ligante do RAP desse trabalho 4,95% e o de Pasche (2016) 5%).

Tabela 4.2 – Comparação dos resultados médios do Módulo de Resiliência

MISTURA		RAP + PDP G.	RAP + PDP G. + FIBRA	RAP + PDP B.
γ_d (g/cm ³)	C (%)	MR (MPa)	MR (MPa)	MR (MPa)
2,0	3	1254	Rompeu	5409
	5	5263	816	7301
	7	7695	1335	8393
2,1	3	3669	Rompeu	6704
	5	6362	1219	8508
	7	10017	1747	9704
2,2	3	6629	Rompeu	7534
	5	9096	1516	10006
	7	13167	2030	13097

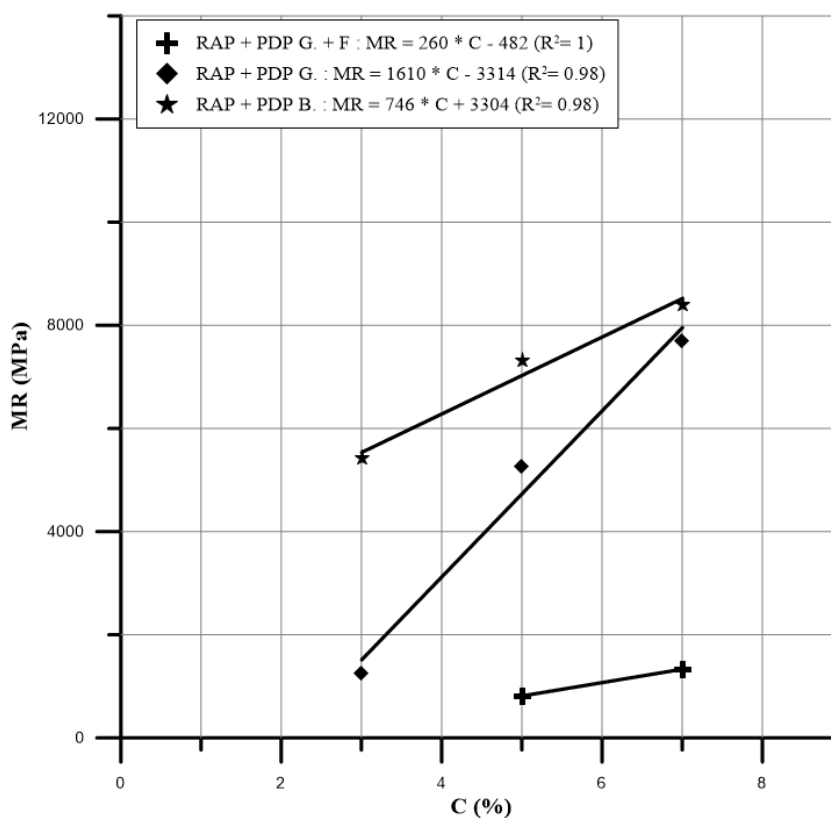


Figura 4.9 – Comparação dos resultados médios do MR para o γ_d de 2,0 g/cm³

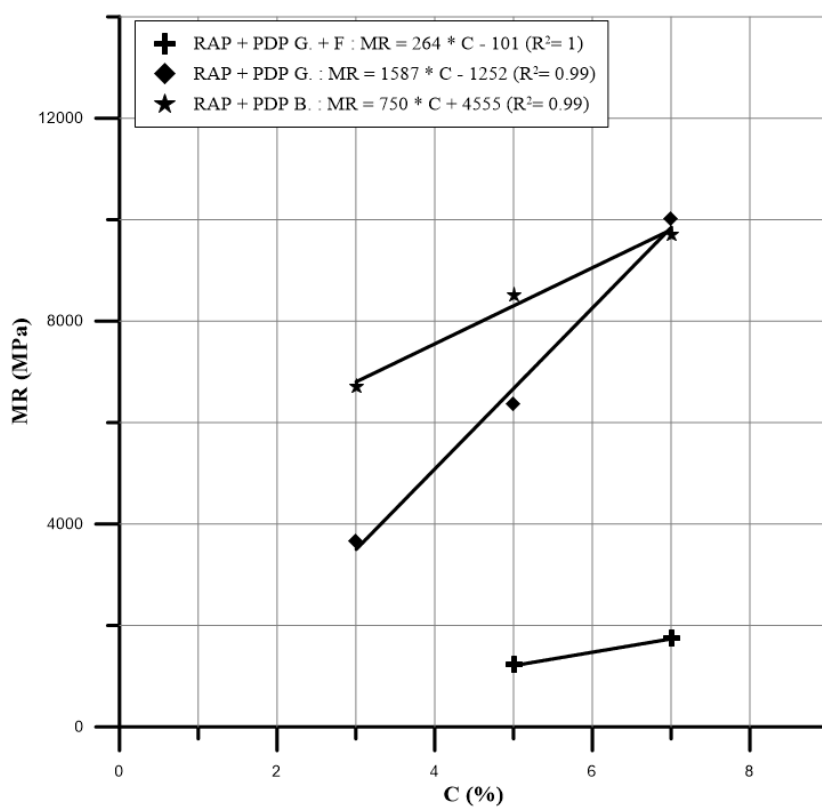


Figura 4.10 – Comparação dos resultados médios do MR para o γ_d de 2,1 g/cm³

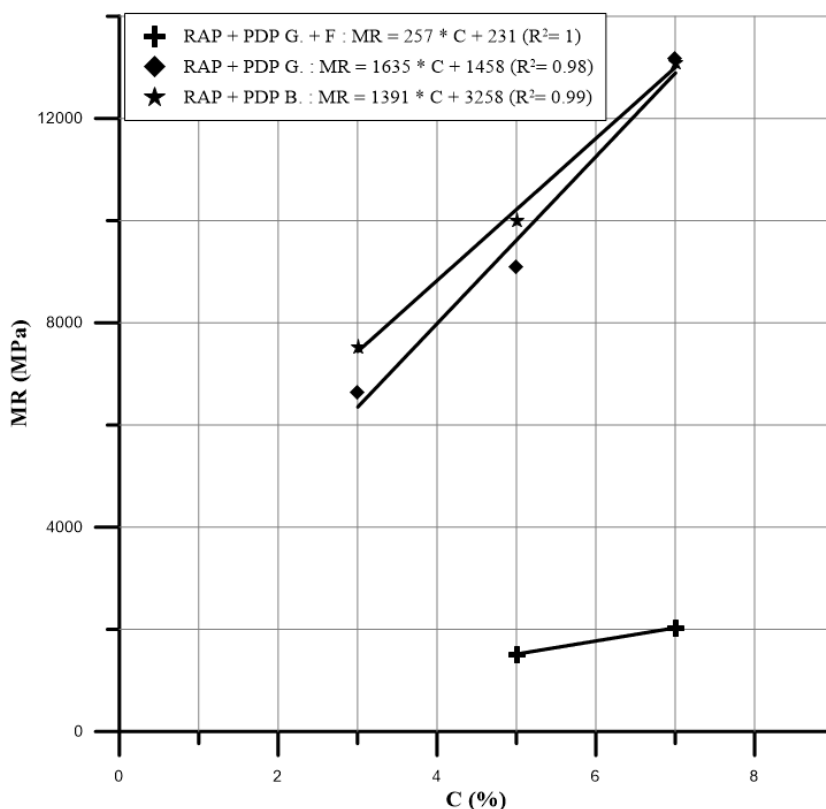


Figura 4.11 – Comparação dos resultados médios do MR para o γ_d de 2,2 g/cm³

Percebe-se que apesar da mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas, a adição de 0,5% de fibra de polipropileno resultou em uma redução da rigidez, comparado com os grupos sem fibra (RAP + PDP G e RAP + PDP B). Essa rigidez mais baixa pode ser pelo fato de a fibra preencher um volume considerável, evitando assim que o aglutinante se forme, dificultando a cimentação do material.

Pode-se notar valores distintos de rigidez para as misturas sem a adição de fibra (RAP + PDP B. e RAP + PDP G.), principalmente com a menor compactação do material. Apesar de utilizar a mesma granulometria da mistura, fica claro que a rigidez é regida por outros fatores, tais como a origem mineralógica do material fresado e do pó-de-pedra, umidade da mistura e não apenas pela composição granulométrica da mistura.

4.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (RTCD)

Na tabela 4.3 são apresentados os valores médios da resistência à tração por compressão diametral (RTCD), além do desvio padrão (SD) e o coeficiente de variação (CV) para as misturas estabilizadas com diferentes teores de cimento, massas específicas e sem/com a adição de fibra. Observa-se que os valores onde se tem o x quer dizer que um dos CPs ou ambos romperam.

Tabela 4.3 – Valores médios da RTCD para a mistura sem e com a adição de fibra

MISTURA		RAP + PDP G.			RAP + PDP G. + FIBRA		
γ_d (g/cm ³)	C (%)	RTCD (kPa)	SD (kPa)	CV (%)	RTCD (kPa)	SD (kPa)	CV (%)
2,0	3	97	4,7	4,86	87	x	x
	5	308	16,9	5,48	168	9,9	5,88
	7	507	14,0	2,76	318	9,9	3,13
2,1	3	159	12,2	7,67	97	x	x
	5	379	50,9	13,45	219	9,2	4,18
	7	569	42,2	7,41	362	2,8	0,77
2,2	3	252	25,4	10,07	193	x	x
	5	466	15,2	3,26	266	6,1	2,35
	7	792	1,0	0,12	430	x	x

4.2.1 Efeito do teor de cimento

Nas figuras 4.12 e 4.13 são apresentadas as regressões lineares da variação da RTCD em função do teor de cimento, para as misturas sem (RAP + PDP G) e com adição de fibras (RAP + PDP G + FIBRA). Cada reta, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$). Cada ponto corresponde à média dos resultados da resistência de corpos-de-prova moldados com características idênticas.

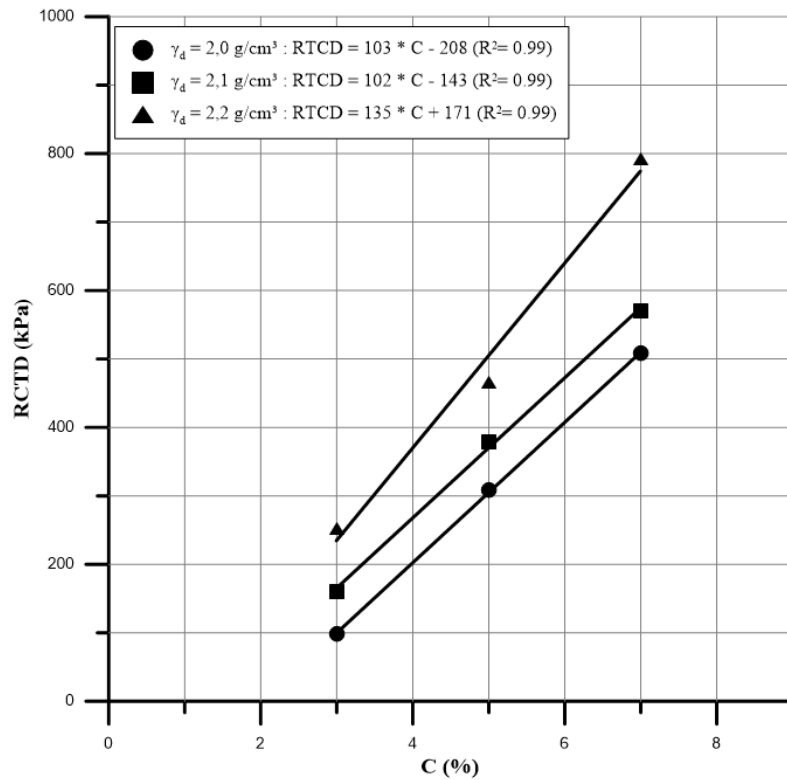


Figura 4.12 - Variação da RTCD em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G.

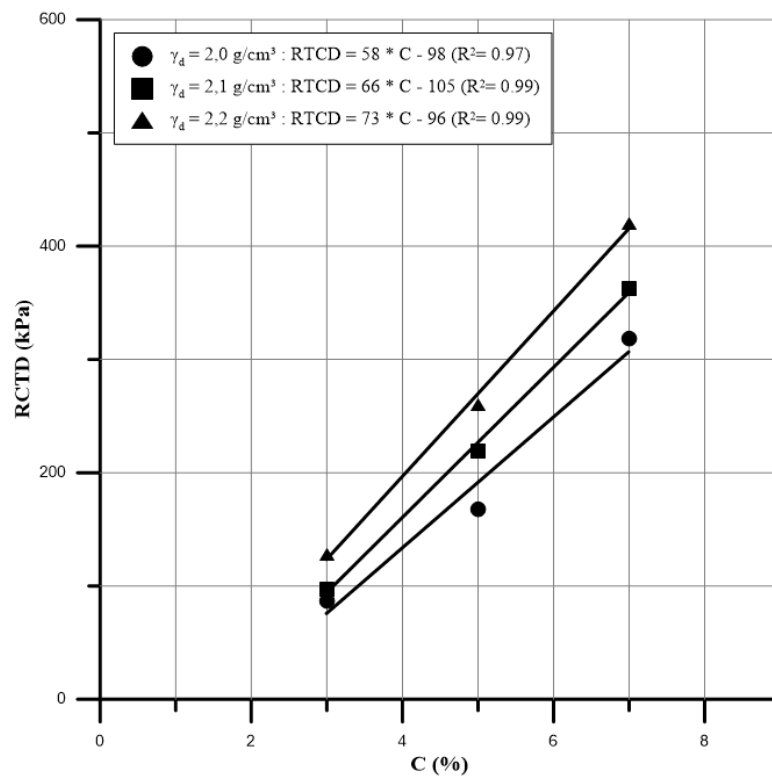


Figura 4.13 - Variação da RTCD em relação ao teor de cimento da mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Observou-se que a adição de cimento gerou um aumento da resistência nas misturas analisadas, sendo o maior aumento para a mistura sem adição de fibra no γ_d de 2,0 g/cm³, que aumentou de 97 kPa para 507 kPa (um aumento de 422%), e para a mistura com adição de fibra no γ_d de 2,1 g/cm³ que aumentou de 97 kPa para 362 kPa (um aumento de 278%). A resistência teve uma tendência de aumento linear em relação ao aumento da quantidade de cimento.

Verificou-se que para um mesmo teor de cimento, aumentando a energia de compactação, aumenta a resistência em ambas as misturas, sendo o maior aumento para a mistura sem a adição de fibra de 97 kPa para 252 kPa (um aumento de 160%) e com a adição de fibra de 89 kPa para 193 kPa (um aumento de 117%).

Notou-se que a adição de 0,5% de fibra reduziu a resistência em comparação com a mistura sem a adição de fibra em média 35%, nas três massas específicas aparentes secas e nos três teores de cimento.

As especificações de dosagem da Wirtgen (2012) e da ARRA (2015) estabelecem valores mínimos de resistência à tração por compressão diametral para as misturas recicladas a frio. Wirtgen (2012), descreve que os valores de resistência à tração devem ser superiores a 250 kPa, enquanto para a ARRA (2015), esse valor deve ser superior a 300 kPa. Sendo assim, para as misturas sem a adição de fibra precisariam de elevado teor de cimento (5 e 7%) independente da compactação. E para as misturas com fibra, precisariam de no mínimo 7% de cimento para atingir esses valores.

4.2.2 Efeito da porosidade

Nas figuras 4.14 e 4.15 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da RTCD em função da porosidade, para as misturas sem (RAP + PDP G) e com adição de fibras (RAP + PDP G + FIBRA). Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cimento e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$). Cada ponto corresponde à média da porosidade de corpos-de-prova moldados com características idênticas.

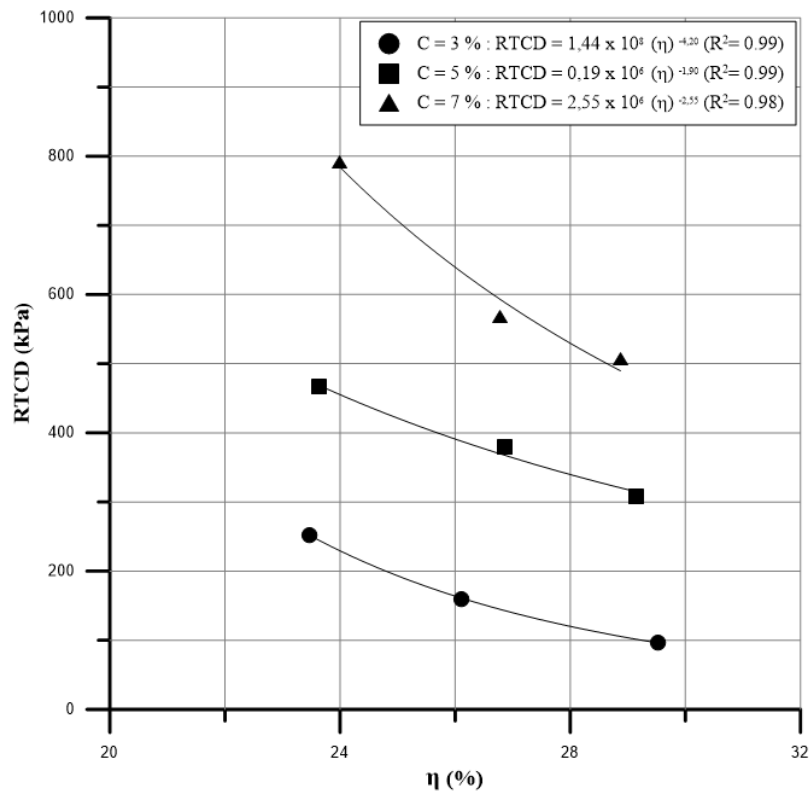


Figura 4.14 - Variação da RTCD em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G.

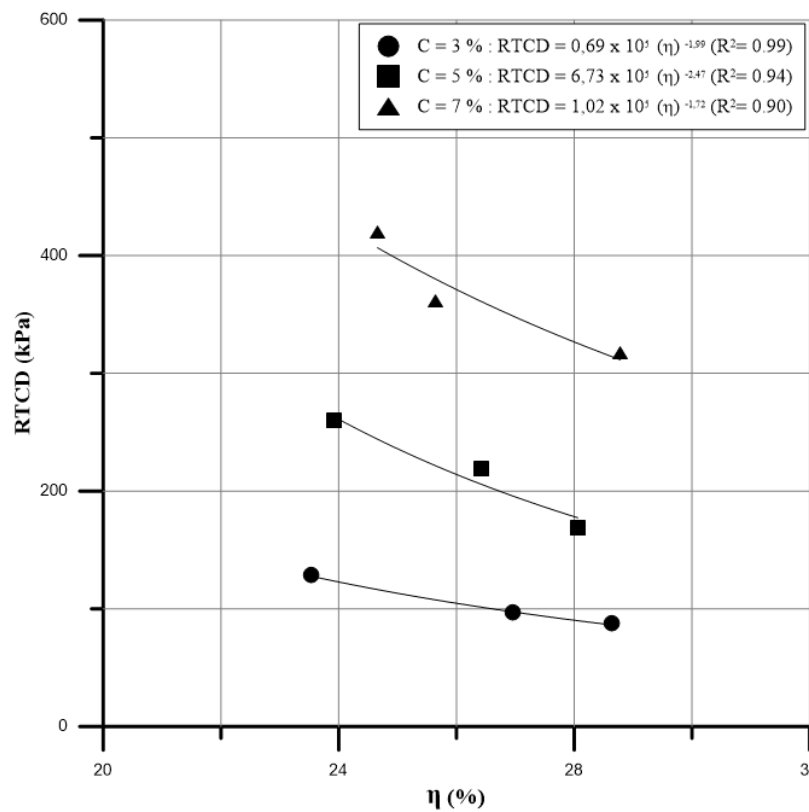


Figura 4.15 - Variação da RTCD em relação à porosidade da mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Observa que, de maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade das misturas analisadas exerce influência sobre a resistência das misturas, com a redução da porosidade há aumento do valor da resistência em todas as misturas analisadas.

4.2.3 Relação Vazios/ Teor volumétrico de cimento

Nas figuras 4.16 e 4.17 são apresentadas as curvas de ajuste da variação da RTCD em função da relação vazios/cimento para as misturas sem (RAP + PDP G) e com adição de fibras (RAP + PDP G + FIBRA). Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

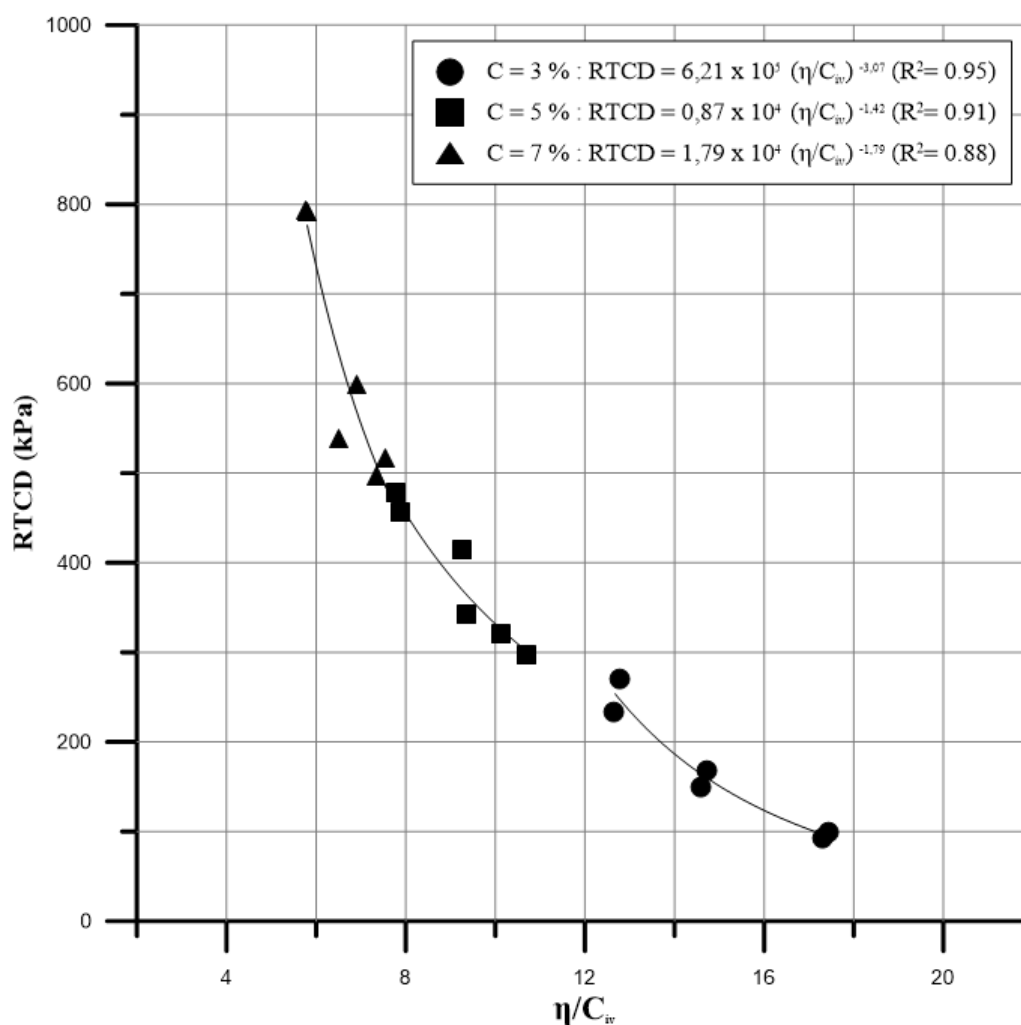


Figura 4.16 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento da mistura RAP + PDP G.

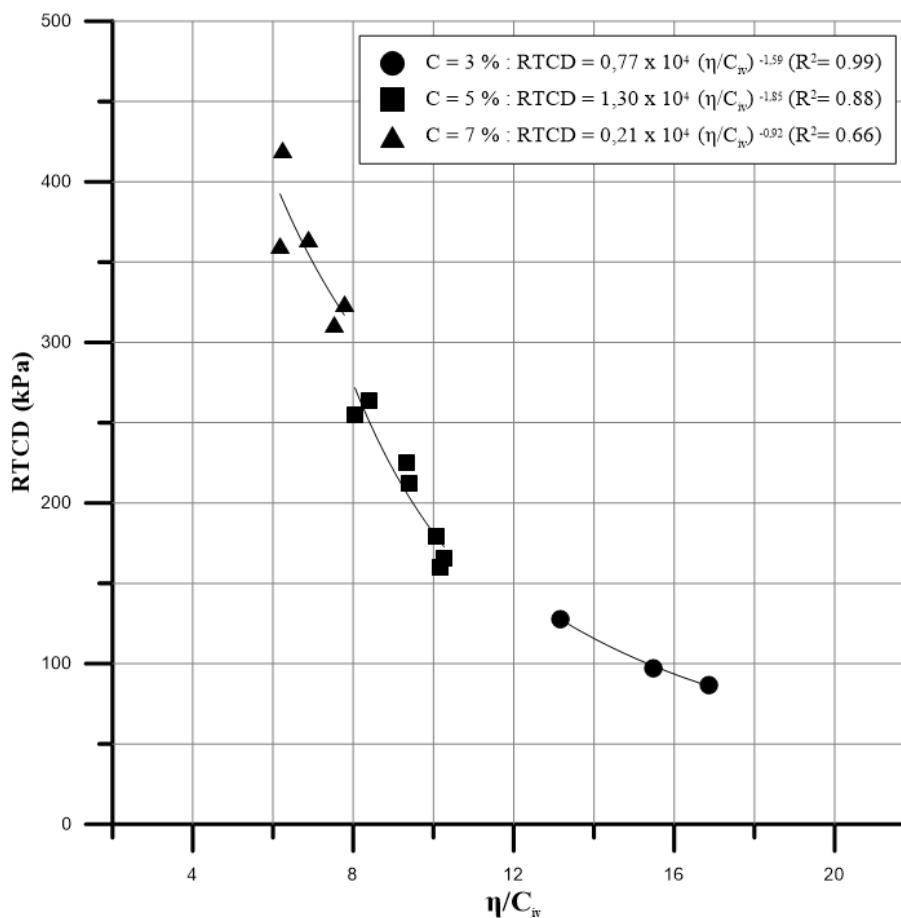


Figura 4.17 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA.

Pode-se observar que existe uma correlação entre a resistência à tração por compressão diametral e a relação porosidade/teor volumétrico de cimento para cada um dos teores de cimento. Com a utilização do solver no Excel, obteve-se o melhor ajuste sobre o parâmetro C_v , sendo que com este conseguiu-se compatibilizar todas as curvas, resultando em um ajuste de uma curva única para todos os teores analisados.

As figuras 4.18 e 4.19 apresentam as curvas de ajuste da variação da RTCD em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento elevado na potência 0,75 para a mistura sem a adição de fibra e 0,84 para a adição de fibra. As curvas possuem diversas massas específicas aparentes secas e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=9\%$). Pode-se observar em ambas as misturas uma ótima correlação entre a porosidade/teor volumétrico de cimento ajustados e a RTCD.

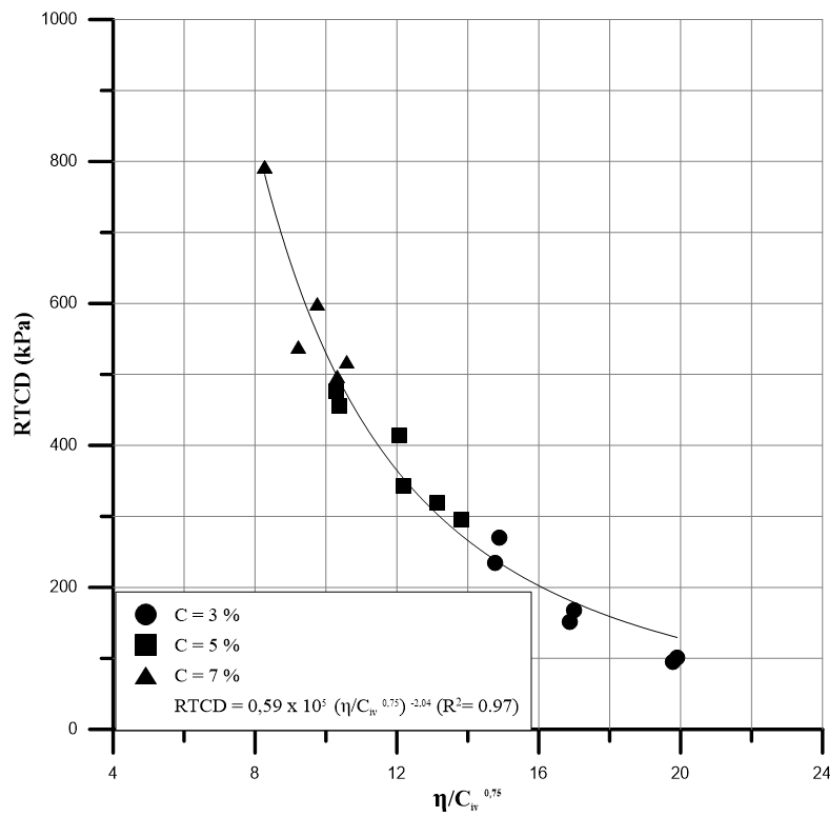


Figura 4.18 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento ajustado da mistura RAP + PDP G.

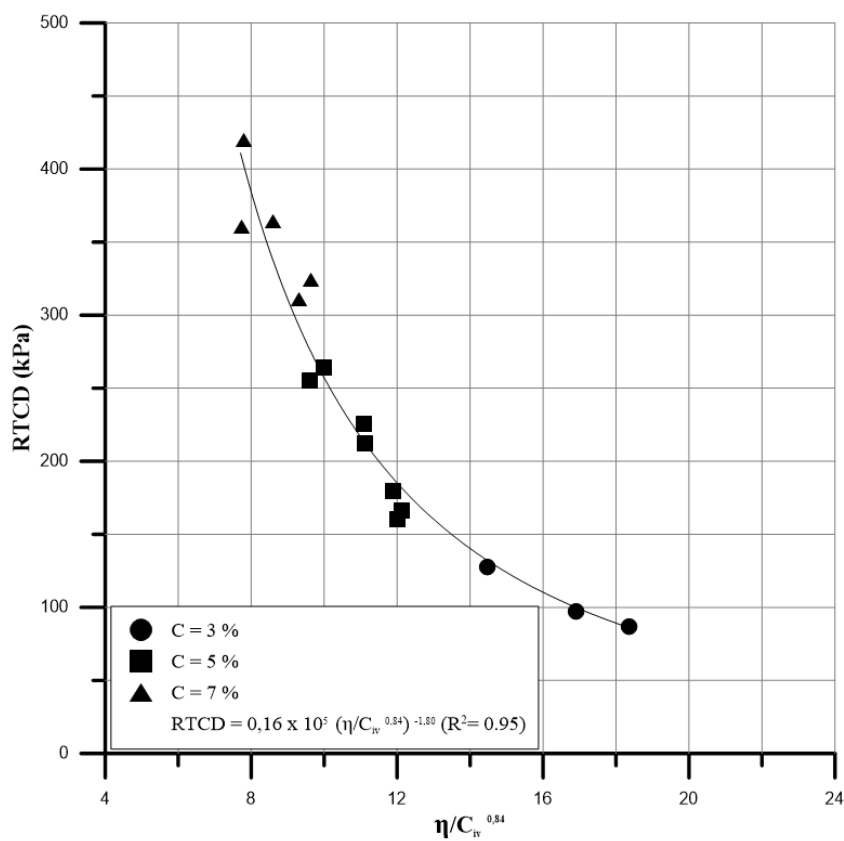


Figura 4.19 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura de RAP + PDP G + FIBRA.

4.2.4 Comparação entre os resultados

Na tabela 4.4 é apresentado um resumo dos valores médios da RTCD para as misturas estabilizadas obtidas por Pasche (2016), denominados de RAP + PDP B., em comparação com os valores da resistência encontradas neste trabalho (RAP + PDP G. e RAP + PDP G + FIBRA), com esta foram realizadas as figuras 4.20 a 4.22.

Vale ressaltar que as misturas têm a mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas da mistura, porém com teores de umidade diferentes (sendo a desse trabalho foi de 9% e de Pasche (2016) foi de 8%), agregados de origem mineralógicas distintas (sendo o desse trabalho granítico e a de Pasche (2016) basáltico) e materiais fresados distintos (sendo o teor de ligante do RAP desse trabalho 4,95% e o de Pasche (2016) 5%).

Tabela 4.4 – Comparação dos resultados médios da RTCD

MISTURA		RAP + PDP G.	RAP + PDP G. + FIBRA	RAP + PDP B.
γ_d (g/cm ³)	C (%)	RTCD (kPa)	RTCD (kPa)	RTCD (kPa)
2,0	3	97	89	442
	5	308	178	594
	7	507	323	800
2,1	3	159	98	822
	5	379	213	1056
	7	569	370	1176
2,2	3	252	193	1163
	5	466	266	1301
	7	792	430	1524

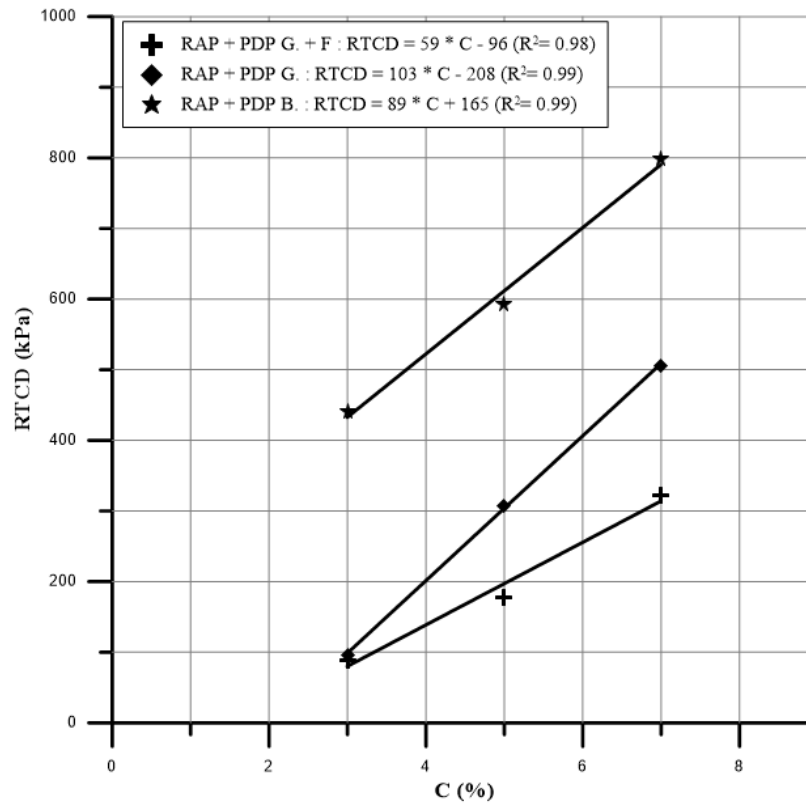


Figura 4.20 – Comparação dos resultados médios da RTCD para o γ_d de 2,0 g/cm³

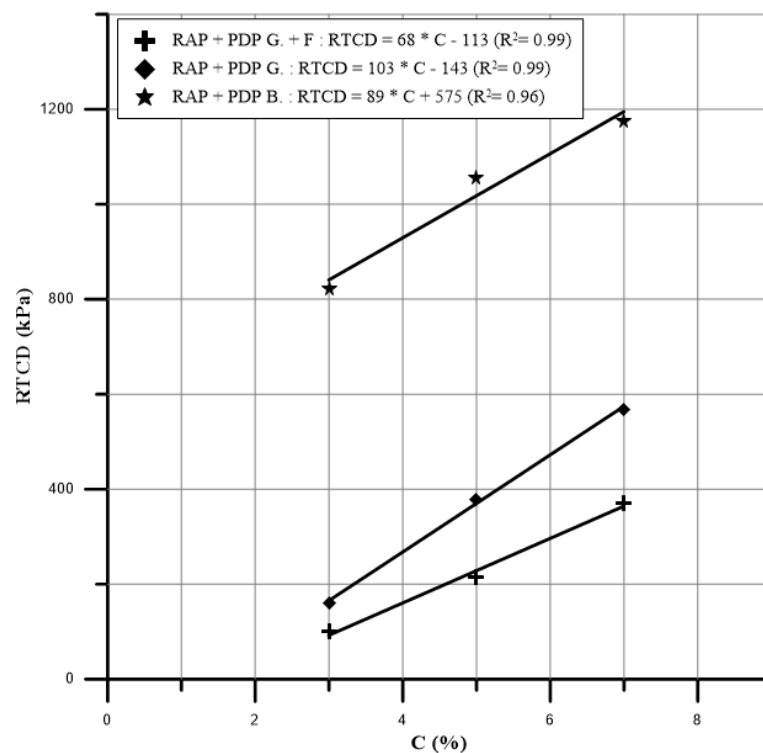


Figura 4.21 – Comparação dos resultados médios da RTCD para o γ_d de 2,1 g/cm³

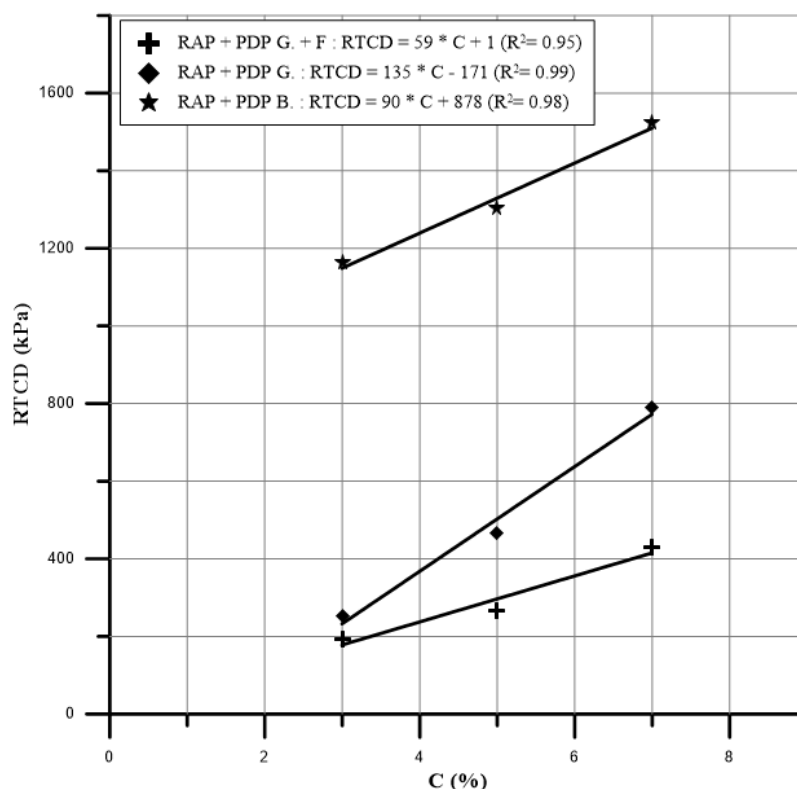


Figura 4.22 – Comparação dos resultados médios da RTCD para o γ_d de 2,2 g/cm³

Apesar da mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas, a adição de 0,5% de fibra de polipropileno resultou em uma redução da resistência à tração do material. Essa resistência à tração deve-se pelo fato da fibra preencher um volume considerável, evitando assim que o aglutinante se forme, impedindo assim a melhor cimentação do material. Pode-se notar valores distintos de resistência à tração para as misturas sem a adição de fibra, diferença de valores deve ser relacionada com outros fatores, tais como a origem mineralógica do material fresado e do pó-de-pedra, umidade da mistura e não apenas pela composição granulométrica da mistura.

4.2.5 Relação MR/RT

A relação MR/RT é da compatibilidade entre rigidez e resistência da mistura. Segundo Pires (2014), a análise dos resultados de MR é bastante complexa, uma vez que dependendo da estrutura onde será inserido o material, valores maiores ou menores são tolerados. Desta forma, é necessária uma compatibilização da rigidez entre as camadas que constituem o sistema. Misturas muito rígidas necessitam de uma alta resistência à tração devido à concentração de

esforços em seu interior. A tabela 4.5, demonstra os valores da relação MR/RT para as misturas de RAP + PDP G e a tabela 4.6 demonstra os valores de RAP + PDP G + FIBRA.

Tabela 4.5 – Resultados dos valores de MR, RTCD e MR/RT da mistura de RAP + PDP G.

γ_d (g/cm ³)	Teor de cimento (%)	MR (MPa)	RTDC (MPa)	MR/RT
2	3	1254	0,097	12893
	5	5263	0,308	17088
	7	7695	0,507	15165
2,1	3	3669	0,159	23019
	5	6362	0,379	16799
	7	10017	0,569	17611
2,2	3	6629	0,252	26273
	5	9096	0,466	19509
	7	13167	0,792	16621

Tabela 4.6 – Resultados dos valores de MR, RTCD e MR/RT da mistura de RAP + PDP G + FIBRA

γ_d (g/cm ³)	Teor de cimento (%)	MR (MPa)	RTCD (MPa)	MR/RT
2	3	Rompeu	0,089	x
	5	816	0,178	4584
	7	1335	0,323	4133
2,1	3	Rompeu	0,098	x
	5	1219	0,213	5723
	7	1747	0,370	4722
2,2	3	Rompeu	0,193	x
	5	1516	0,266	5699
	7	2030	0,430	4721

Com o aumento da massa específica, as amostras apresentaram evolução nos valores de RT, fazendo com que a relação MR/RT diminuísse. Foi verificado que com a adição de fibra houve menores valores de MR/RT, mostrando que a adição de fibras causou um aumento da capacidade de absorção das energias de deformação desse material.

4.3 MÓDULO COMPLEXO (MC)

Os resultados do ensaio de módulo complexo são expressos em gráficos no espaço Cole-Cole, Diagrama de Black, curvas mestras de Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase, a fim de compreender o comportamento viscoelástico das misturas. O tratamento dos dados experimentais médios das amostras por mistura foi realizado através do modelo 2S2P1D. Os parâmetros de ajuste são apresentados nas tabelas 4.7 e 4.8.

Tabela 4.7 – Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as misturas de RAP + PDP G.

MISTURAS	E_{00} (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	τ (s)	β	C1	C2 (°C)
2,0 g/cm ³ - 3 %	450	5200	0,18	0,40	2,2	5	10000	26,45	172,35
2,0 g/cm ³ - 5 %	1100	11000	0,15	0,37	3,3	24	10000	22,89	153,32
2,0 g/cm ³ - 7 %	2000	12000	0,15	0,36	3,0	24	10000	21,96	148,38
2,1 g/cm ³ - 3 %	800	7000	0,17	0,46	2,2	25	10000	25,47	167,14
2,1 g/cm ³ - 5 %	1600	10000	0,20	0,40	4,5	50	10000	19,16	133,43
2,1 g/cm ³ - 7 %	3000	12300	0,20	0,50	1,8	2	10000	12,88	99,86
2,2 g/cm ³ - 3 %	1500	8300	0,25	0,40	2,3	15	10000	19,34	166,45
2,2 g/cm ³ - 5 %	2800	13000	0,20	0,40	1,6	10	10000	27,51	250,70
2,2 g/cm ³ - 7 %	4500	18500	0,20	0,40	1,5	10	10000	15,77	115,29

Tabela 4.8 – Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as misturas de RAP + PDP G. + FIBRA

MISTURAS	E_{00} (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	τ (s)	β	C1	C2 (°C)
2,0 g/cm ³ - 3 %	x	R	O	M	P	E	U	x	x
2,0 g/cm ³ - 5 %	650	2200	0,20	0,40	1,3	20	10000	8,15	74,55
2,0 g/cm ³ - 7 %	1000	3500	0,20	0,45	1,4	5	10000	15,67	114,75
2,1 g/cm ³ - 3 %	120	700	0,17	0,46	2,2	25	10000	22,06	148,93
2,1 g/cm ³ - 5 %	900	2800	0,22	0,40	1,3	15	10000	12,72	98,98
2,1 g/cm ³ - 7 %	1300	4000	0,20	0,50	1,8	2	10000	8,14	74,49
2,2 g/cm ³ - 3 %	150	1000	0,25	0,30	2,3	10	10000	9,13	134,30
2,2 g/cm ³ - 5 %	1000	3100	0,25	0,45	1,6	10	10000	12,81	99,09
2,2 g/cm ³ - 7 %	1600	4500	0,22	0,38	1,0	10	10000	11,32	91,49

As figuras 4.23 a 4.26 apresentam a representação gráfica do espaço Cole-Cole, das misturas RAP + PDP G e RAP + PDP G + FIBRA, com os resultados experimentais e os resultados obtidos através da modelagem 2S2P1D, demonstradas nas tabelas 4.07 e 4.08. O espaço Cole-Cole é representada, em escala aritmética, a parte real denominada E1 e a parte imaginária ou de perda denominada E2.

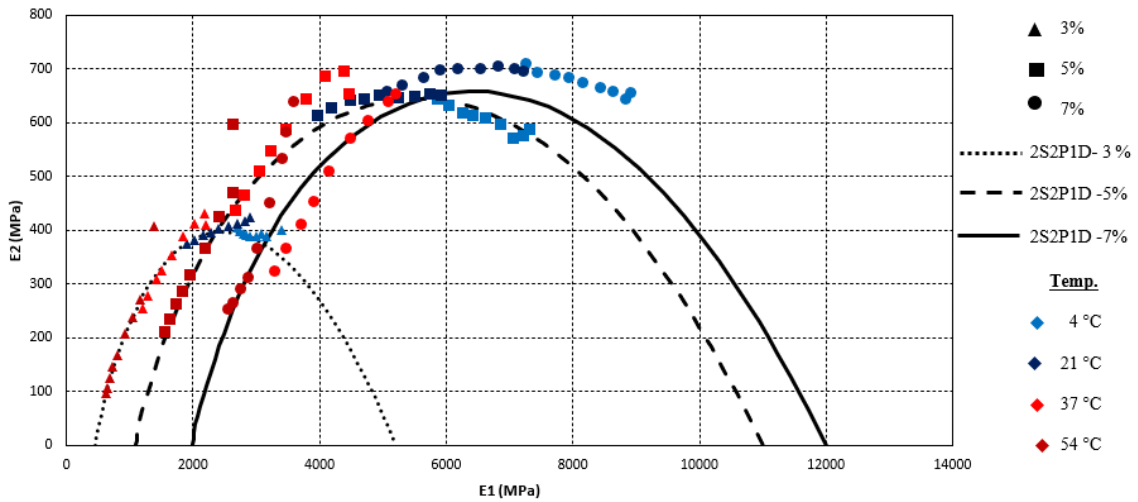


Figura 4.23 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,0 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G.

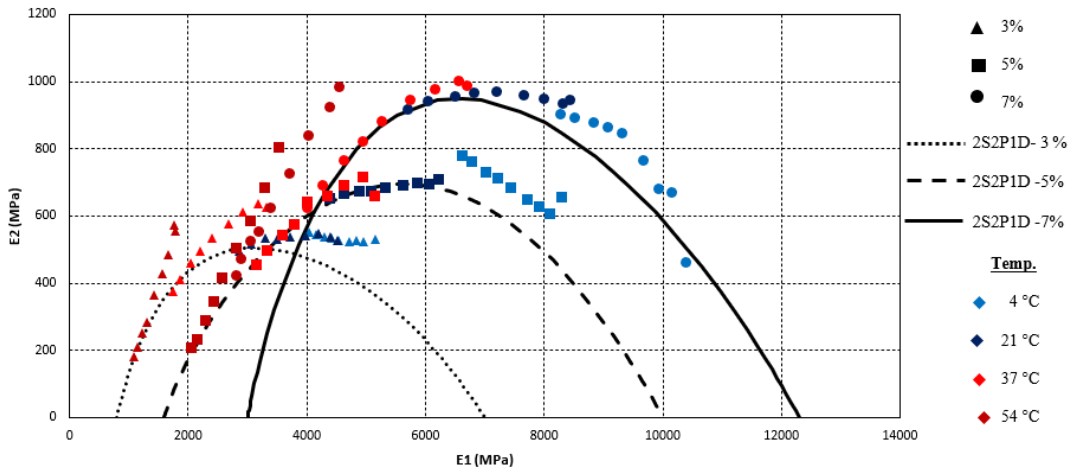


Figura 4.24 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,1 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G.

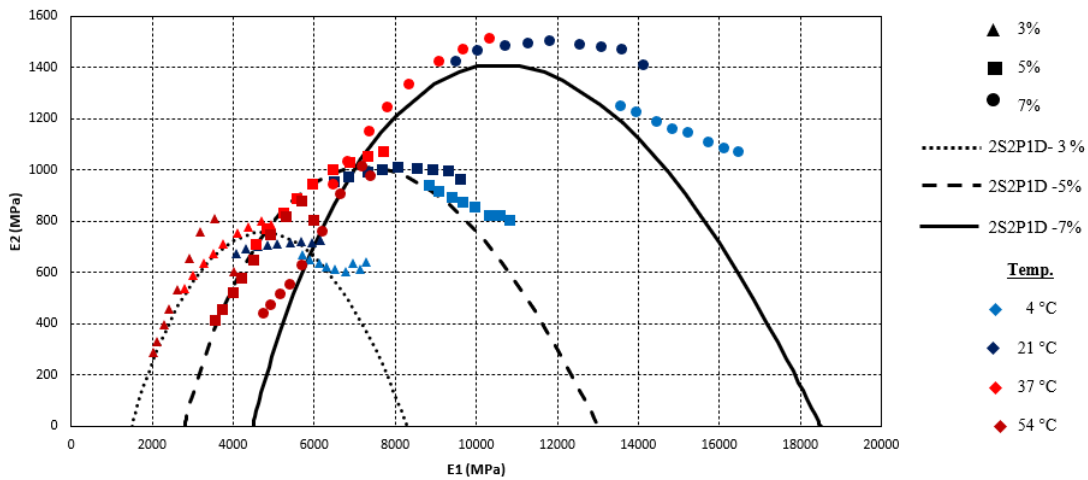


Figura 4.25 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,2 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G.

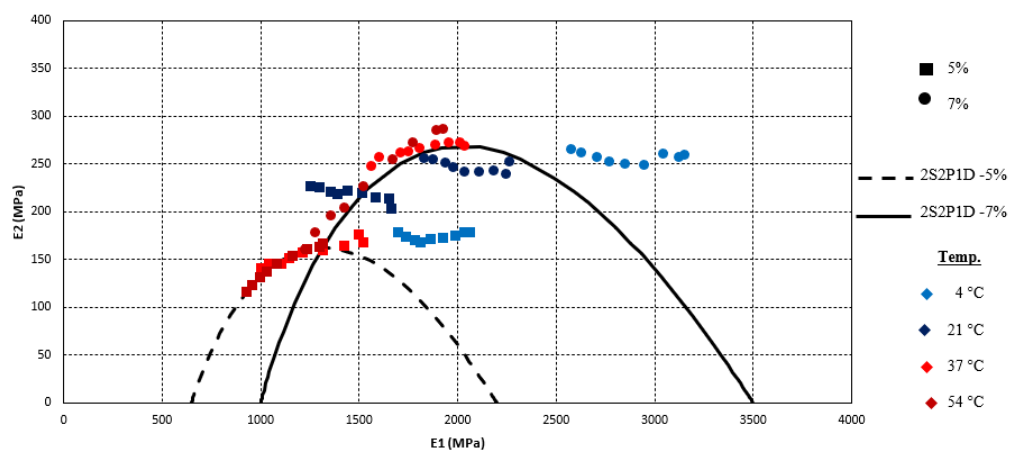


Figura 4.26 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,0 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA

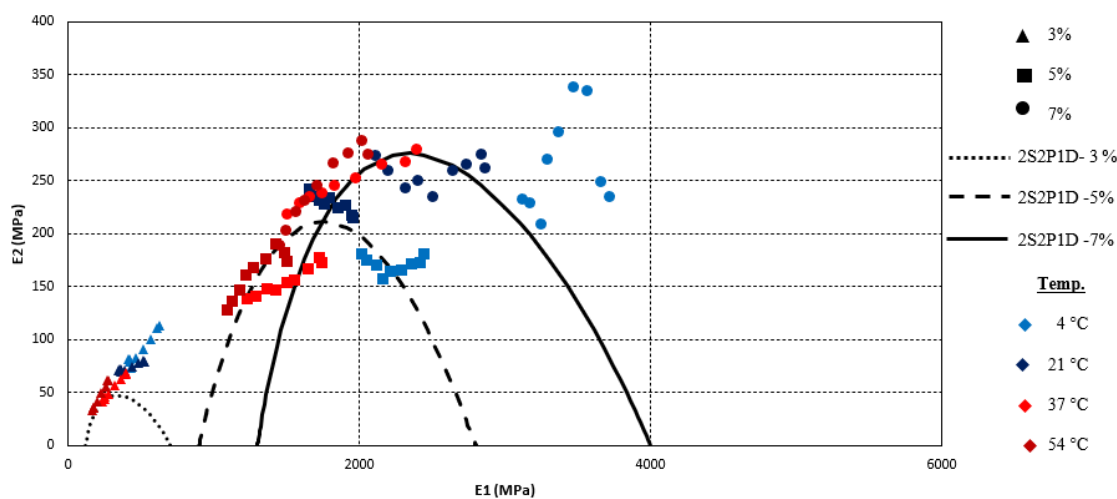


Figura 4.27 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,1 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA

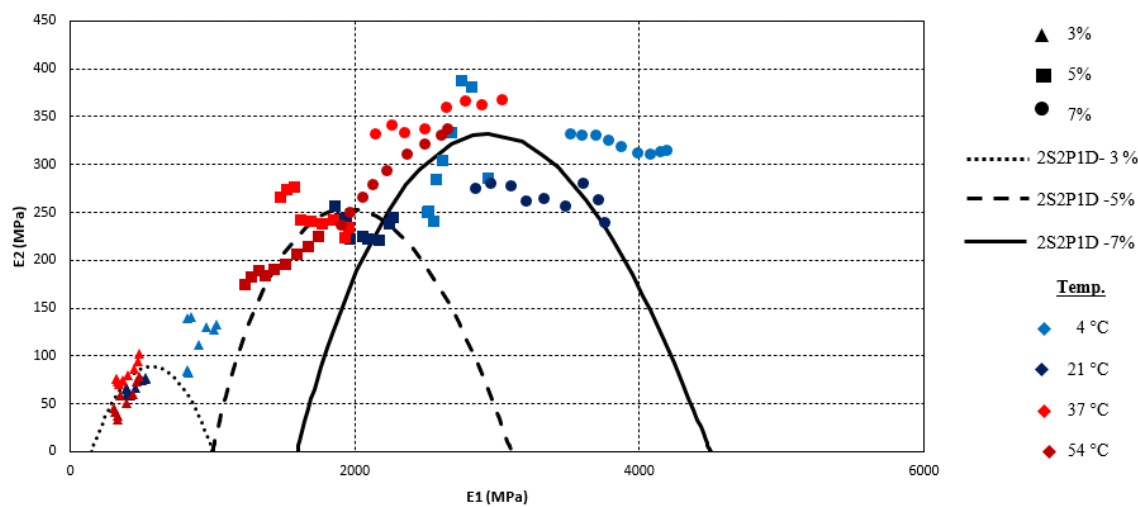


Figura 4.28 - Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,2 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA

Através das figuras (4.23 a 4.26) pode se observar que os dados tendem a formar curvas de formato semicírculo, o qual era esperado para a Cole-Cole, porém nota-se que valores de misturas RAP + PDP G. obtiveram valores mais altos do que a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA, ou seja, a incorporação de fibra reduziu a rigidez das misturas. Observa-se que a adição de fibra resultou em valores dispersos, porque a fibra gerou uma heterogeneidade na mistura.

É possível notar também que em ambas as misturas, comparando os teores de cimento, o teor de 3% apresentou os menores valores de E2, (exceto no γ_d de 2,0 g/cm³ onde o corpo-de-prova se desmanchou na temperatura de 37°C), quando comparadas às misturas com maiores teores de cimento, o que indica que as misturas com elevado teor de cimento apresentam uma maior mobilização do esqueleto mineral, bem como maior dissipação de energia. Além disso, é possível observar em ambas as misturas que os maiores valores de perda são encontrados em altas temperaturas, devido à queda brusca do E1.

As figuras 4.29 a 4.34 apresentam para ambas as misturas, a representação gráfica do Diagrama Black, incorporando os resultados experimentais e os resultados obtidos através da modelagem 2S2P1D. Através desses dados é possível verificar a relação entre o módulo dinâmico e o ângulo de fase para diferentes temperaturas e frequências.

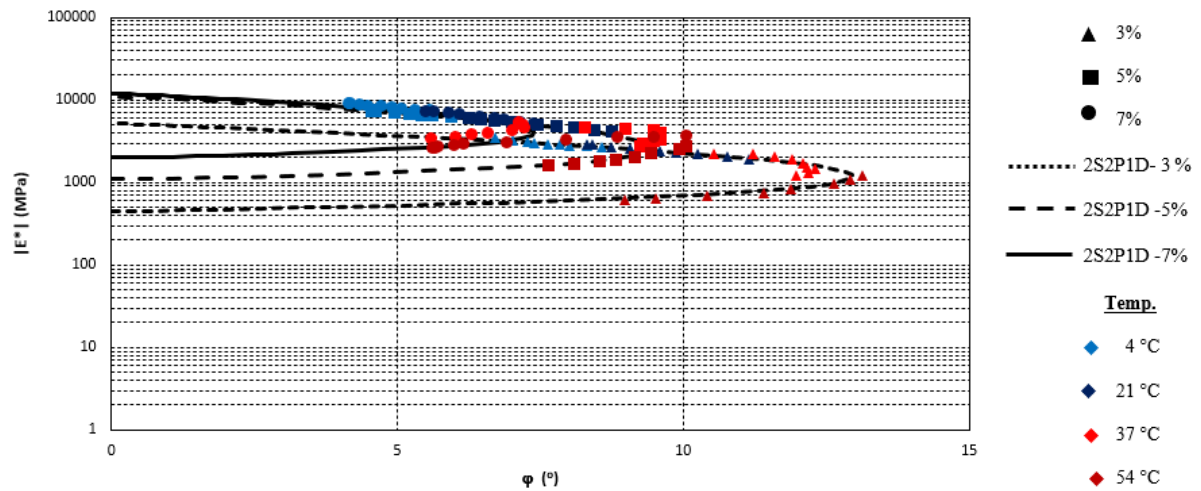


Figura 4.29 - Diagrama Black para o γ_d de 2,0 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G.

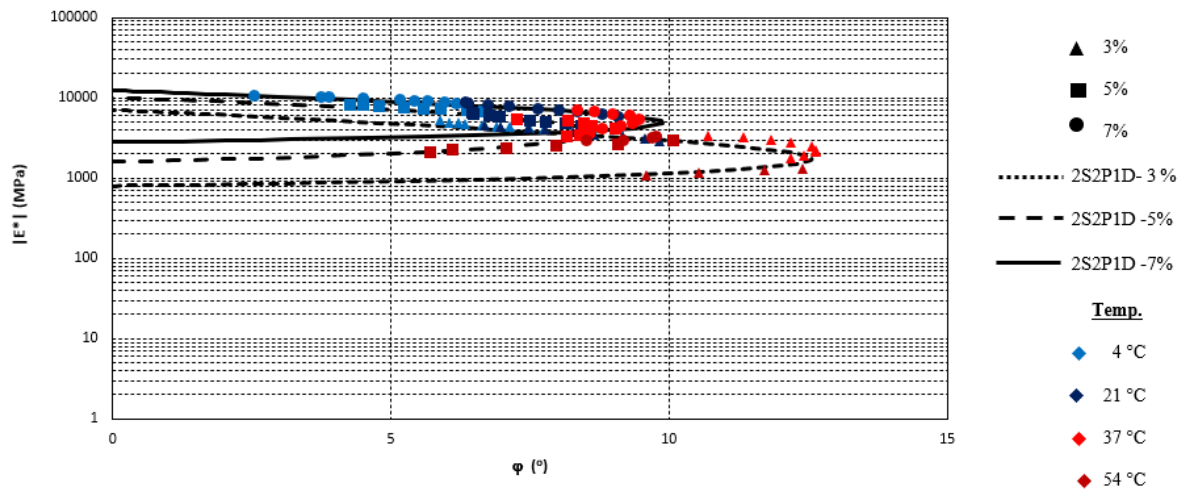


Figura 4.30 - Diagrama Black para o γ_d de 2,1 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G.

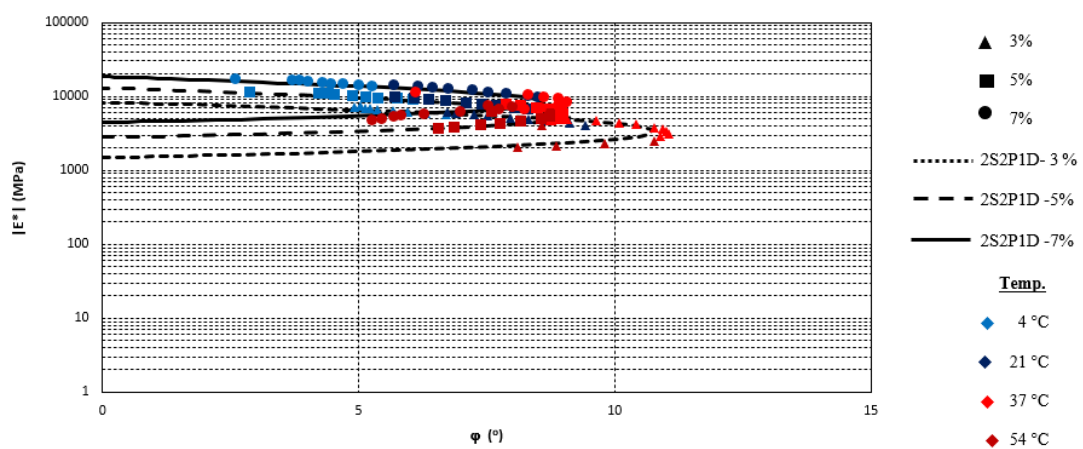


Figura 4.31 - Diagrama Black para o γ_d de 2,2 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G.

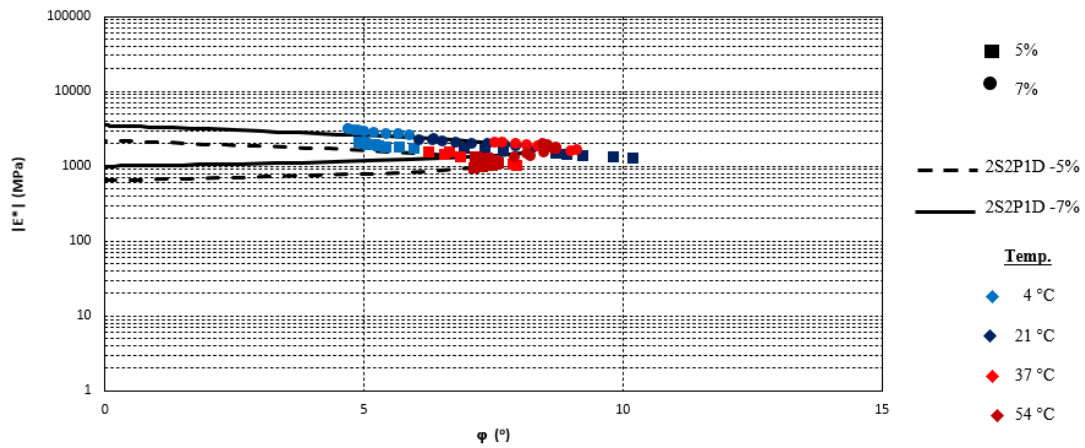


Figura 4.32 - Diagrama Black para o γ_d de 2,0 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA

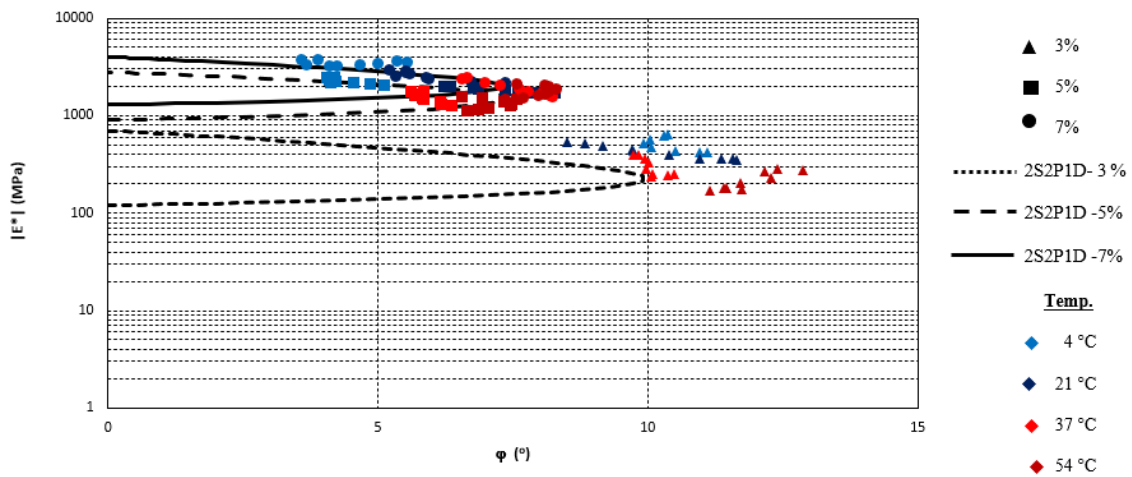


Figura 4.33 - Diagrama Black para o γ_d de 2,1 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA

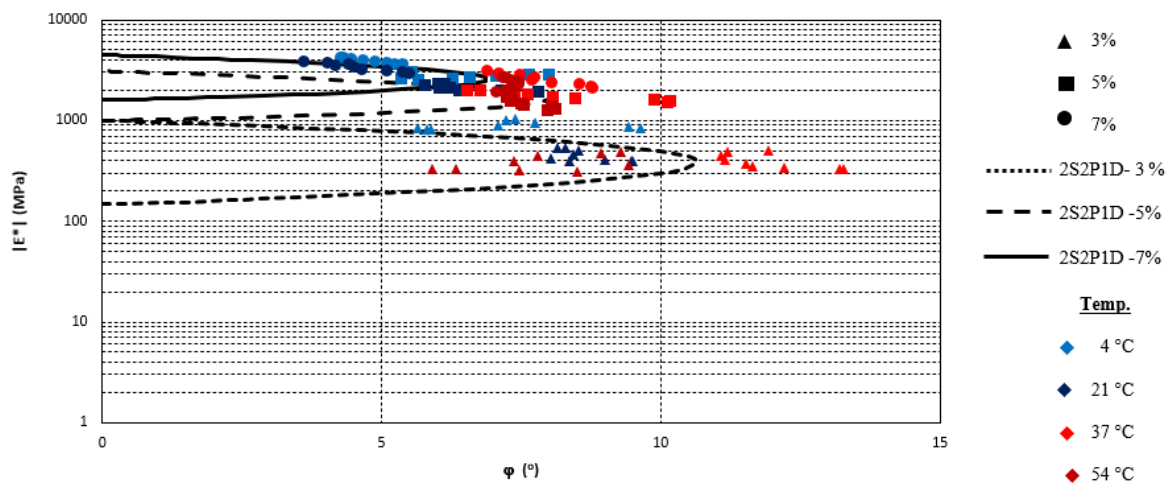


Figura 4.34 - Diagrama Black para o γ_d de 2,2 g/cm³ para a mistura de RAP + PDP G. + FIBRA

Nota-se que a região dos módulos onde ocorre o acréscimo do ângulo de fase é identificada para condições de temperatura elevada, a partir de 37°C, e um decréscimo a partir dos 54 °C, isso se dá devido ao ligante presente no material fresado que começa a amolecer e havendo uma mobilização das tensões no esqueleto mineral. Ainda, observa-se que as misturas com um teor mais baixo de cimento, apresentam os maiores valores de Ângulo de Fase. Observa-se que a adição de fibra resultou em valores dispersos, porque a fibra gerou uma heterogeneidade na mistura.

Para comparar os dados encontrados nesse trabalho com os obtidos por Pasche (2016), utilizou-se os mesmos valores da mistura de RAP + PDP B. do Módulo Dinâmico e Ângulos de Fase obtidos nas temperaturas de 4°C, 21°C, 37°C e 54°C, e nas frequências de 25Hz, 20Hz, 10Hz, 5Hz, 2Hz, 1Hz, 0,5Hz, 0,2Hz, 0,1Hz. Após foi realizado tratamento desses dados experimentais através do modelo 2S2P1D, resultando nos parâmetros de ajuste apresentados na tabela 4.9. Através dos resultados obtidos através da modelagem 2S2P1D, foi feito um comparativo do espaço Cole-Cole (demonstrado nas figuras 4.35 à 4.37) e Diagrama Black (demonstrado nas figuras 4.38 a 4.40) para todas as misturas.

Tabela 4.9 – Parâmetros do modelo 2S2P1D e valores de C1 e C2 para as misturas de RAP + PDP B.

MISTURAS	E_{00} (MPa)	E_0 (MPa)	k	h	δ	τ_E (s)	β	C1	C2 (°C)
2,0 g/cm ³ - 3 %	400	8000	0,17	0,38	3	15	10000	41,53	252,99
2,0 g/cm ³ - 5 %	1700	12000	0,16	0,50	2,4	5	10000	23,03	154,11
2,0 g/cm ³ - 7 %	2500	16000	0,18	0,50	2,5	5	10000	21,82	147,02
2,1 g/cm ³ - 3 %	1100	8200	0,19	0,48	1,5	10	10000	19,18	133,51
2,1 g/cm ³ - 5 %	1800	14000	0,20	0,45	2,0	5	10000	19,16	133,43
2,1 g/cm ³ - 7 %	2500	17500	0,16	0,39	1,7	10	10000	19,16	133,41
2,2 g/cm ³ - 3 %	1500	11500	0,25	0,42	1,8	3	10000	14,67	109,42
2,2 g/cm ³ - 5 %	1700	16500	0,18	0,400	1,6	2	10000	17,70	125,59
2,2 g/cm ³ - 7 %	2200	18000	0,15	0,42	1,5	3	10000	16,04	116,74

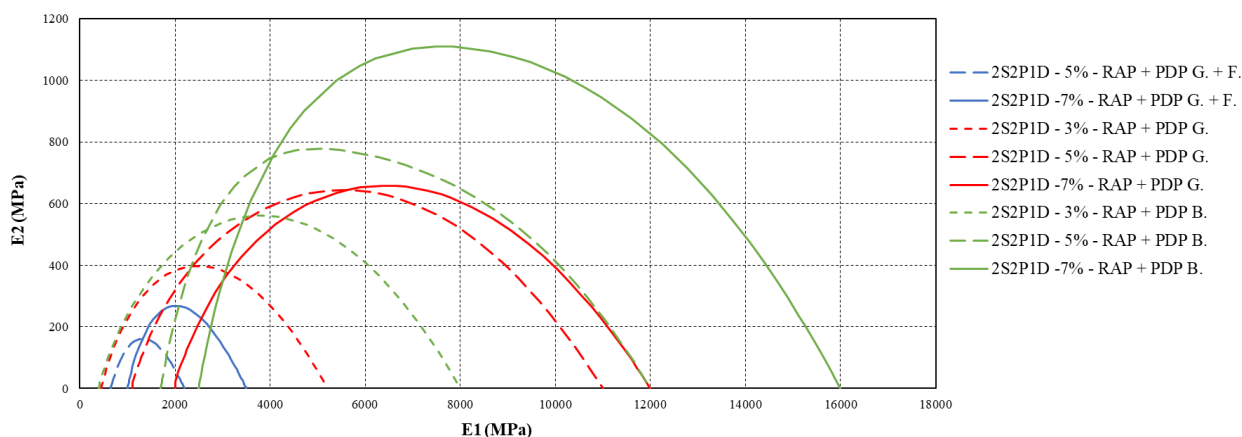


Figura 4.35 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,0 g/cm³

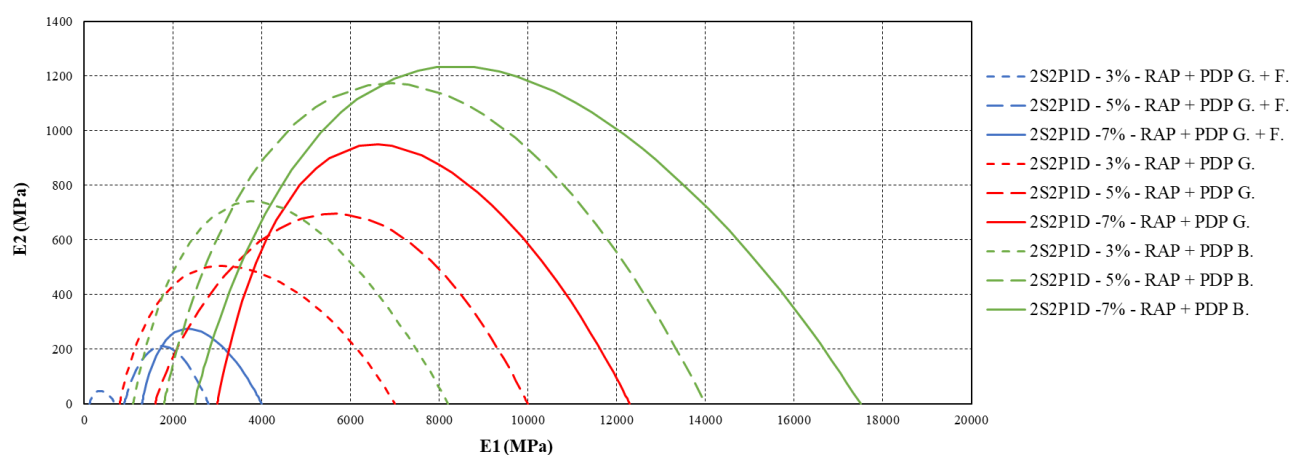


Figura 4.36 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,1 g/cm³

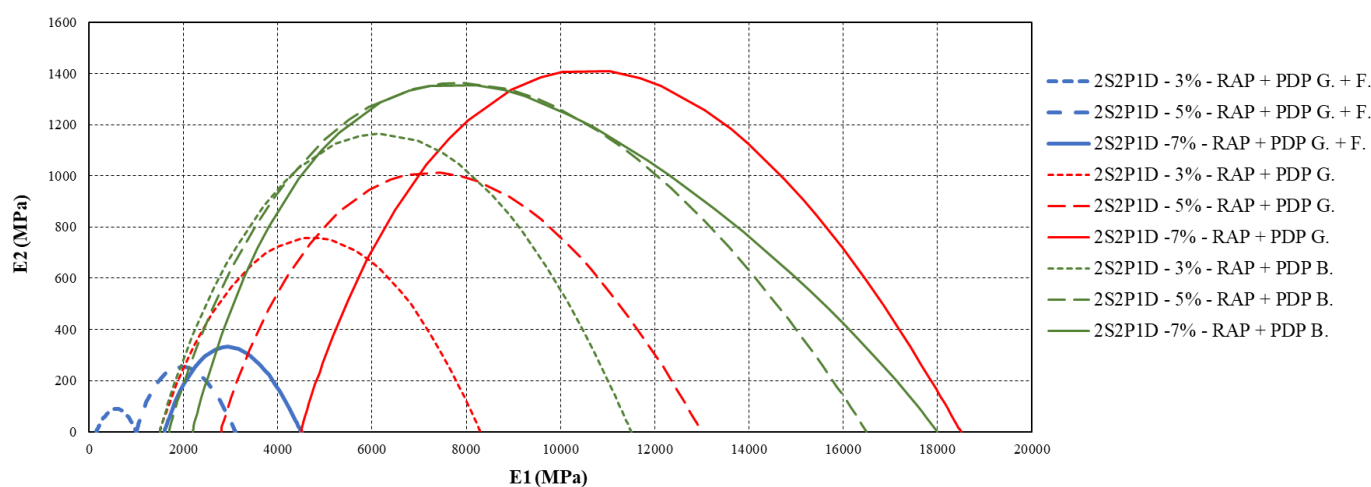


Figura 4.37 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Espaço Cole-Cole para o γ_d de 2,2 g/cm³

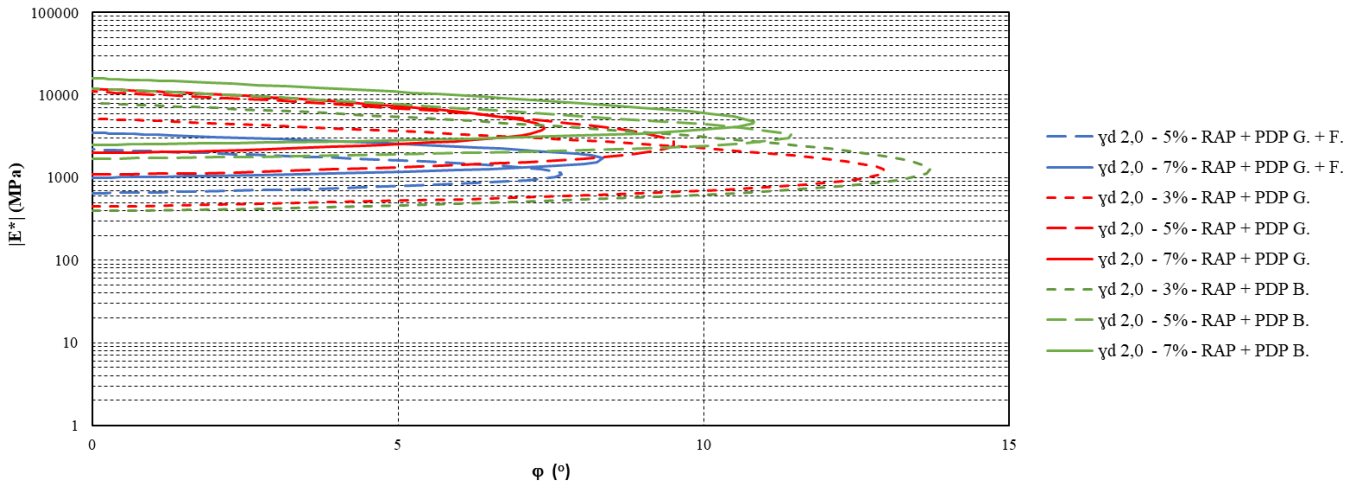


Figura 4.38 - Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Diagrama Black para o γ_d de 2,0 g/cm³

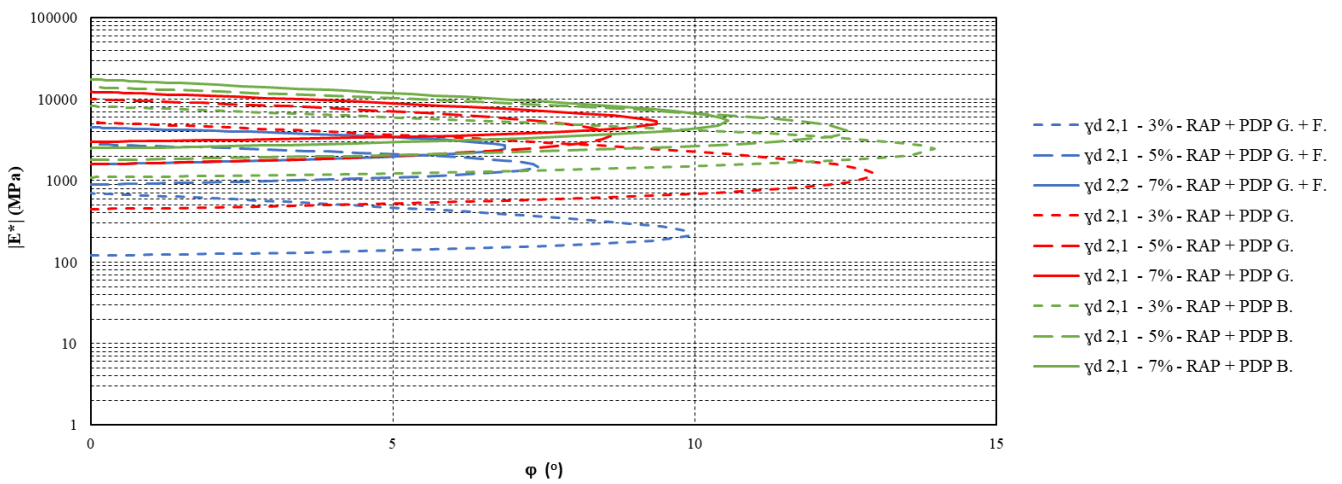


Figura 4.39 - Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Diagrama Black para o γ_d de 2,1 g/cm³

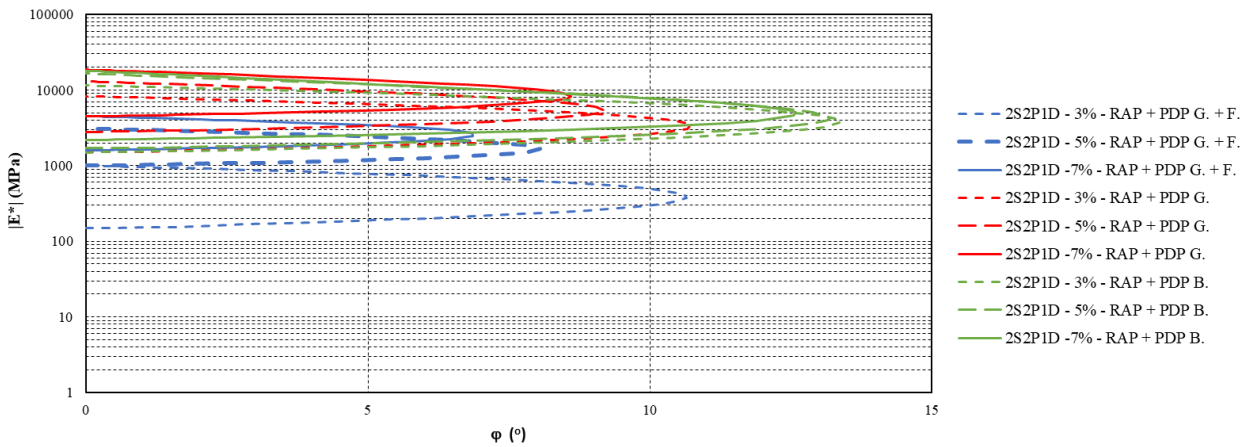


Figura 4.40 - Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas no Diagrama Black para o γ_d de 2,2 g/cm³

Através das figuras 4.35 a 4.37 verifica-se que os dados tendem a formar curvas de formato semicírculo, o qual era esperado para a Cole-Cole, porém, nota-se que valores da mistura RAP + PDP G. + FIBRA obteve os menores valores de E_1 , ou seja, a incorporação de fibra reduziu a rigidez das misturas. Entretanto, a incorporação de cimento aumentou a rigidez de todas as misturas.

Já através das figuras 4.38 a 4.40 pode-se observar que os maiores valores de Ângulo de Fase se localizam nas misturas com 3% de cimento, sendo essas as menos rígidas em comparação às mesmas misturas com teores de cimento maiores. Nota-se também, que as misturas com RAP + PDP B. obtiveram os maiores valores de Ângulo de Fase, devido ao travamento do esqueleto mineral, as misturas com fibra obtiveram os menores Ângulos de Fase, devido à absorção da energia dissipada obtida pelas fibras.

A construção de curvas mestras é feita usando uma temperatura de referência selecionada para todos os dados analisados. Para o caso desse estudo, a temperatura foi fixada em 21°C, a fim de comparação com resultados de outras pesquisas. A temperatura de referência é o valor igual a um, ou seja, $\log a(T)$ é igual a zero. Em geral, pode ser usado esse tipo de modelagem para a equivalência de tempo-temperatura em relação a ligantes e misturas asfálticas.

Uma das grandes vantagens da curva mestra é que esta possibilita a previsão dos valores de uma determinada propriedade reológica ao longo de uma gama de frequências mais ampla do que a utilizada inicialmente, bem como nas mais variadas temperaturas. A figura 4.41 traz as curvas mestras das misturas obtidas nesse estudo e de outros autores, como Pasche (2016) e Almeida Jr. (2016) a fim de comparação.

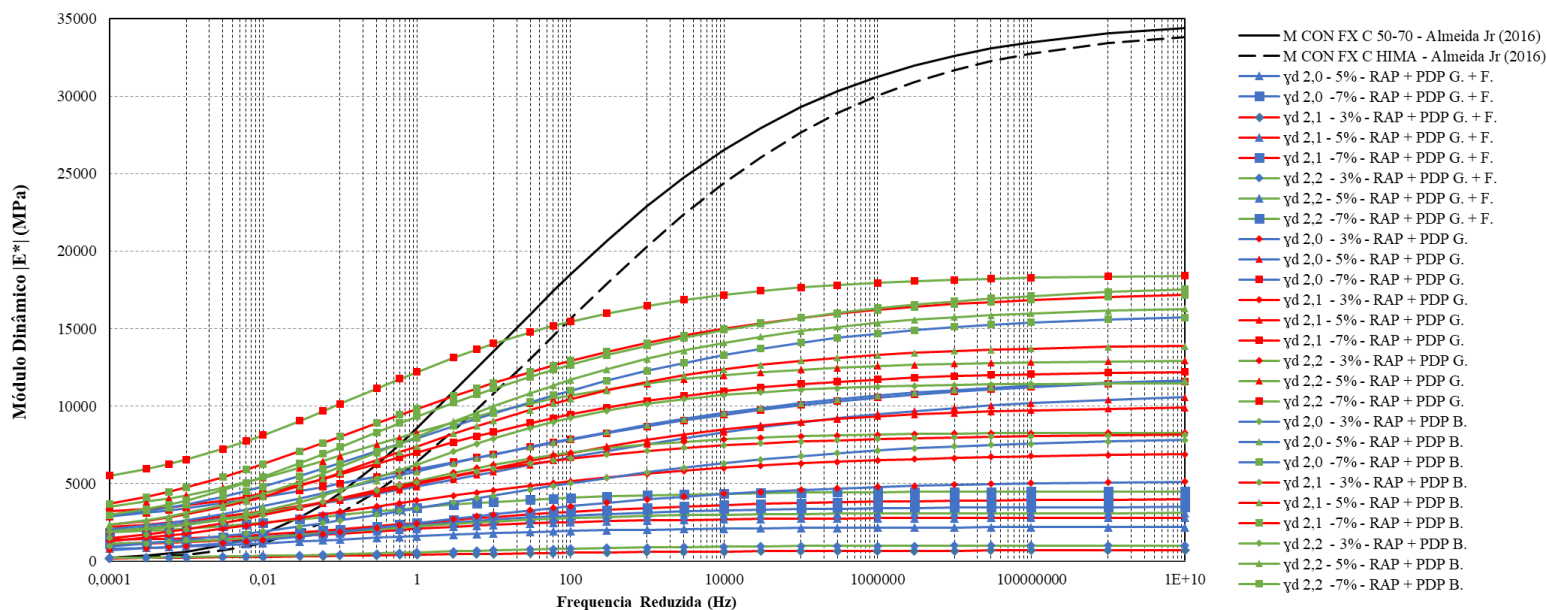


Figura 4.41 – Comparativo da modelagem 2S2PID de todas as misturas na curva mestra do Módulo Dinâmico

Através dos dados apresentados, é possível verificar que o Módulo Dinâmico das misturas cresce em função da frequência e o menor valor verificado é encontrado nas frequências mais baixas, o que explica o formato da curva mestra. Pode-se notar que as misturas estudadas têm um módulo mais elevado em frequências mais baixas do que as misturas asfálticas, devido à cimentação presente nas misturas.

Observa-se que nas misturas estudadas não há uma variação tão grande do módulo, pois, a mesma não possui ligante novo, e apenas o ligante remanescente do material fresado, ou seja, não torna a mistura tão suscetível termicamente quanto às misturas asfálticas. Pode-se perceber a variação do valor do módulo, o que se pode afirmar que as misturas analisadas têm propriedades viscoelásticas.

A figura 4.42 apresenta a curva mestra do Ângulo de Fase para todas as misturas. Através desses dados, é possível verificar que as misturas asfálticas apresentam os maiores Ângulos de Fase devido à presença do ligante asfáltico novo, porém, em elevadas temperaturas todas as misturas tendem a um valor único, pois, tanto o ligante asfáltico presente nas misturas asfálticas quanto o ligante asfáltico presente no material fresado das misturas cimentadas amolecem.

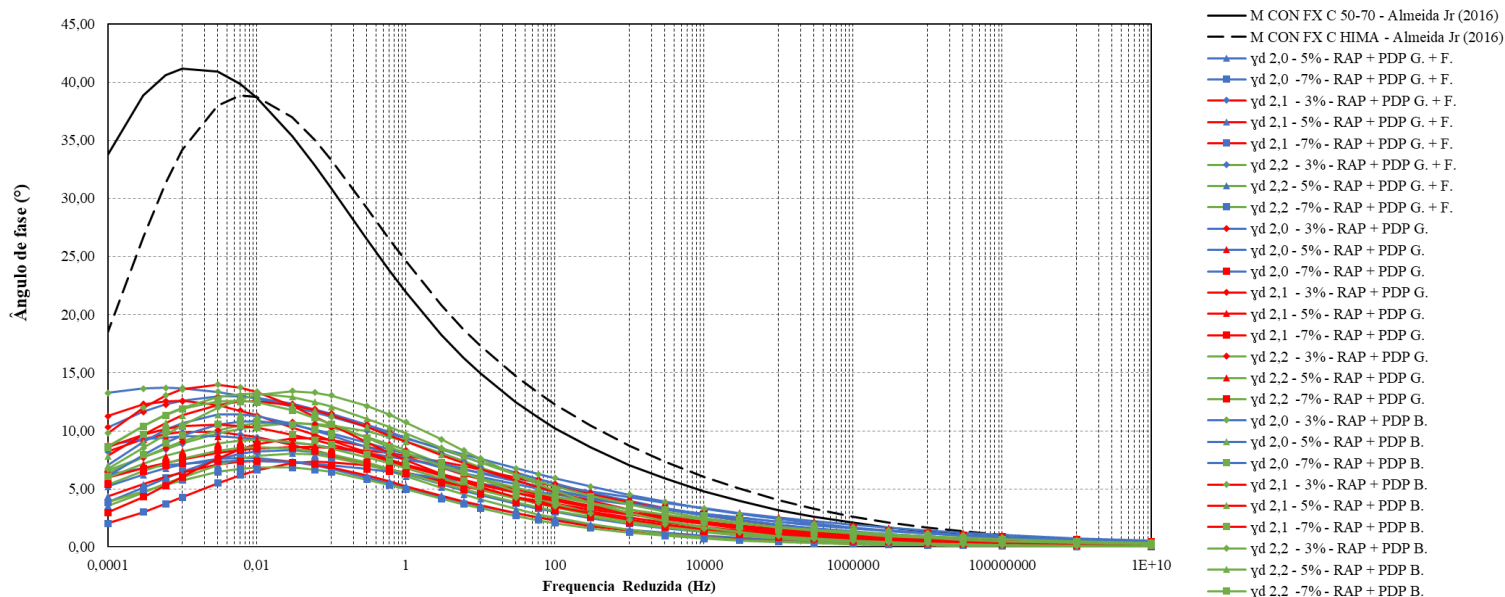


Figura 4.42 – Comparativo da modelagem 2S2P1D de todas as misturas na curva mestra do Ângulo de Fase

4.3.1 Efeito do teor de cimento

Nas figuras 4.43 e 4.44 são apresentadas as retas da variação do $|E^*|$ na temperatura de 21°C e na frequência de 10 Hz em função do teor de cimento, para a mistura sem e com a adição de fibra. Cada reta, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

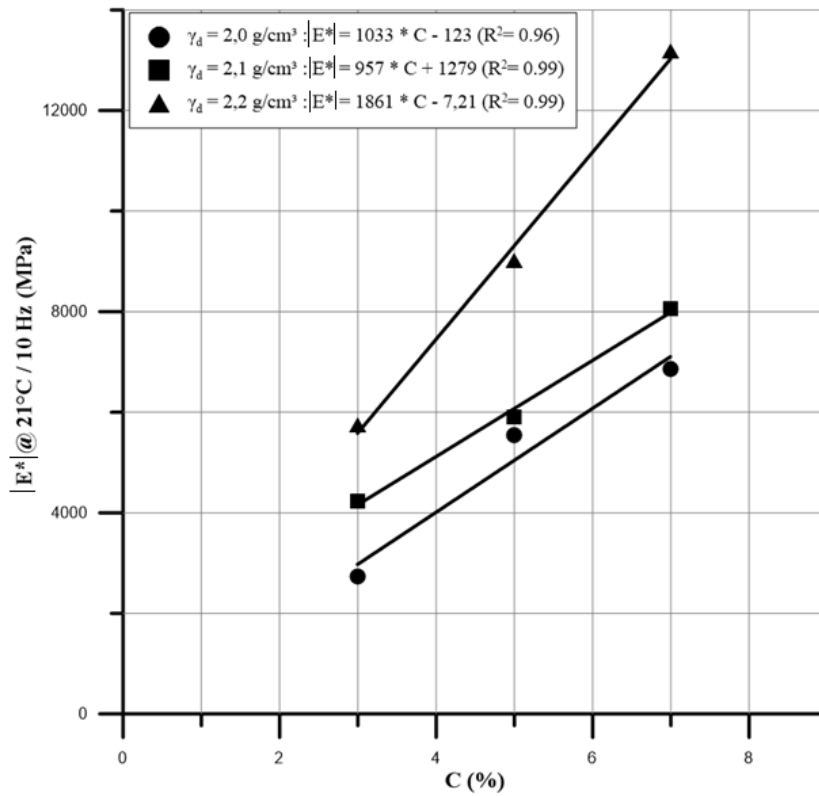


Figura 4.43 - Variação do $|E^*|$ em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G.

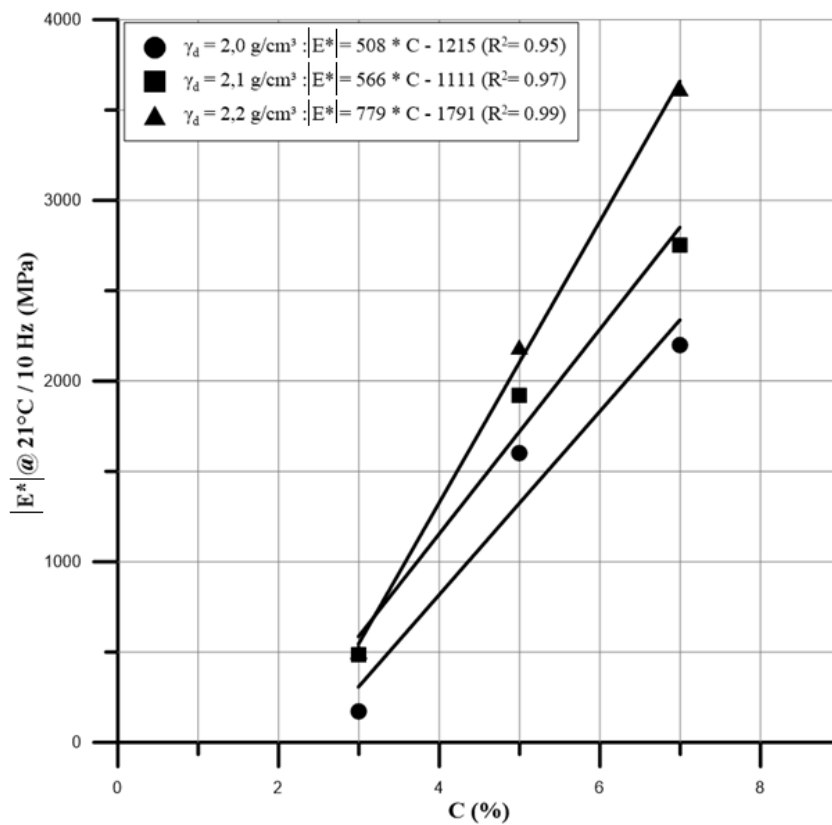


Figura 4.44 - Variação do $|E^*|$ em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Pode-se observar que a quantidade de cimento tem um efeito sobre o $|E^*|$ de ambas as misturas, já que as adições de cimento geram aumento na rigidez do material, sendo o maior valor de $|E^*|$ encontrado no maior teor de cimento (7%) e na maior massa específica seca ($2,2 \text{ g/cm}^3$). Também se observou que, o valor tende a um aumento linear com o aumento do teor de cimento.

4.3.2 Efeito da porosidade

Nas figuras 4.45 e 4.46 são apresentadas as curvas de ajuste da variação do $|E^*|$ na temperatura de 21°C e na frequência de 10 Hz em função da porosidade, para a mistura sem e com a adição de fibra. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cimento e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

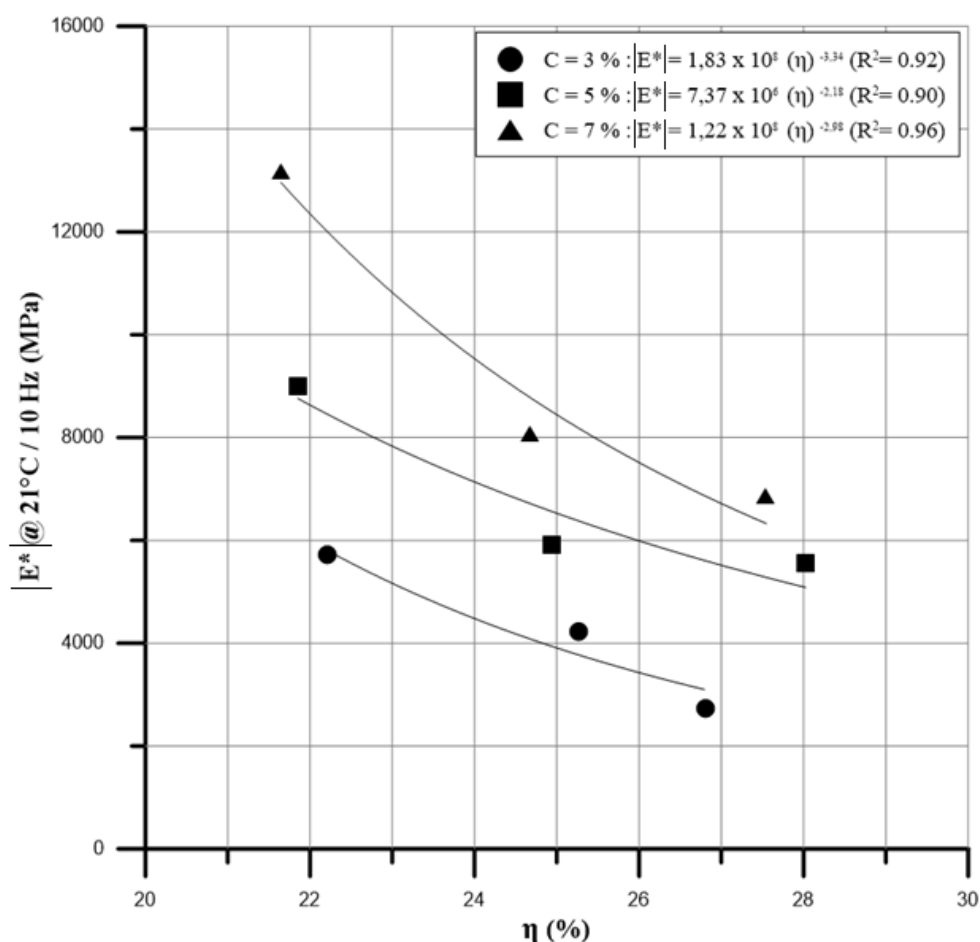


Figura 4.45 - Variação do $|E^*|$ em relação da porosidade para a mistura RAP + PDP G.

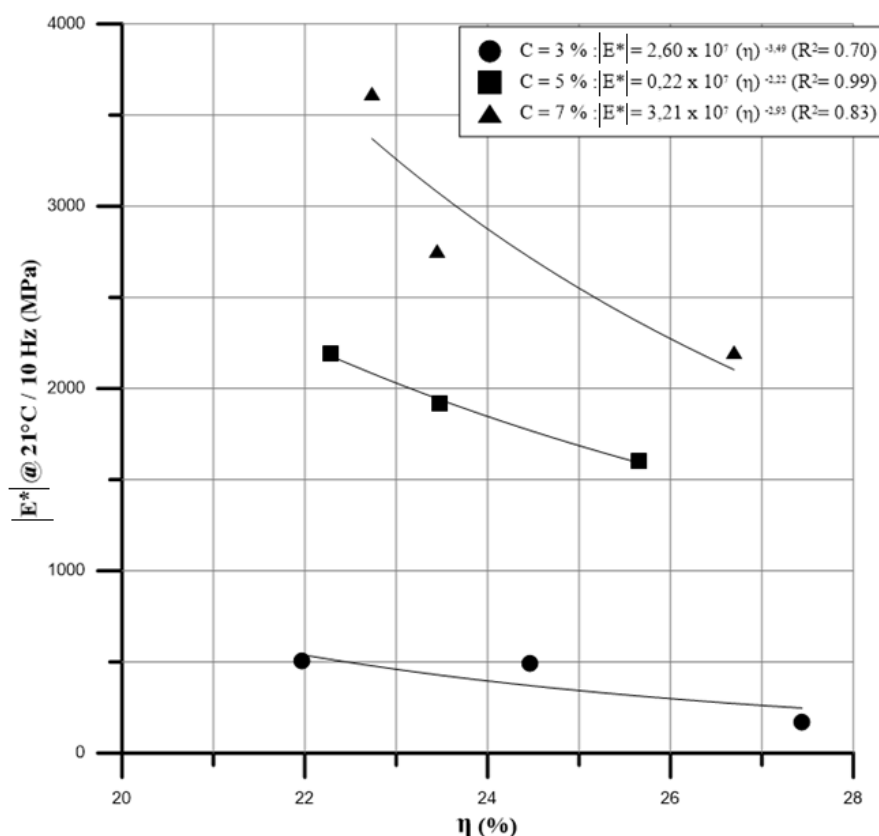


Figura 4.46 - Variação do $|E^*|$ em relação da porosidade para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Observa-se que, de maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade de ambas as misturas compactadas exerce uma influência sobre o $|E^*|$ das misturas. Os gráficos permitem verificar que a redução na porosidade do material promove aumento da rigidez em ambas as misturas.

4.3.3 Relação Vazios/ Teor volumétrico de cimento

Nas figuras 4.47 e 4.48 são apresentadas as curvas de ajuste da variação do $|E^*|$ na temperatura de 21°C e na frequência de 10 Hz em função da relação vazios/teor volumétrico de cimento, para a mistura sem e com a adição de fibra. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

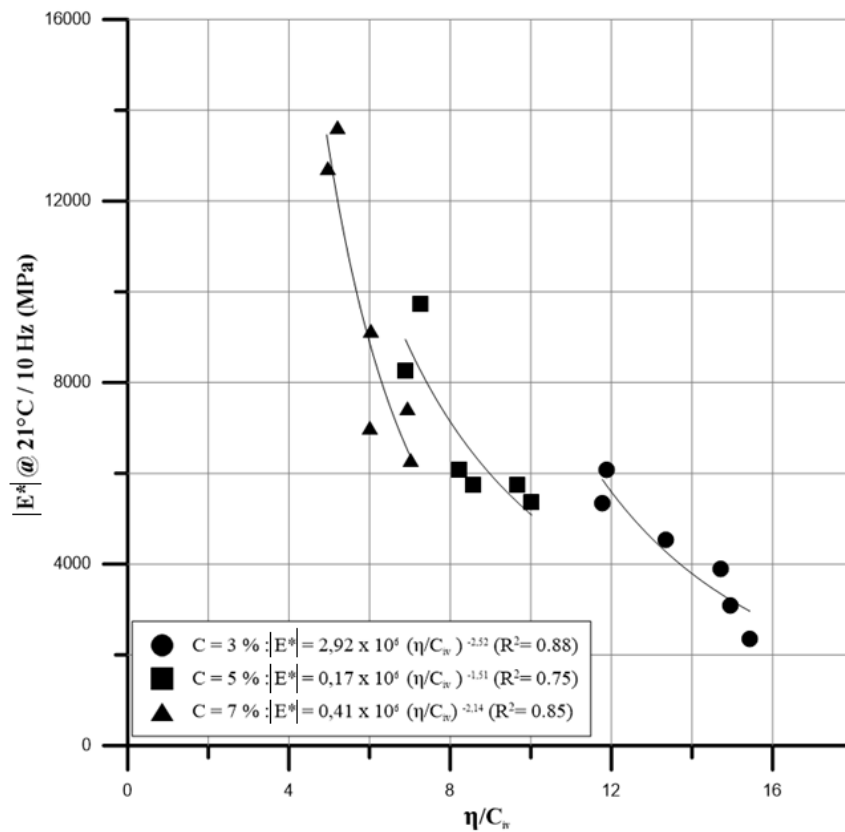


Figura 4.47 - Variação do $|E^*|$ vs à relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G.

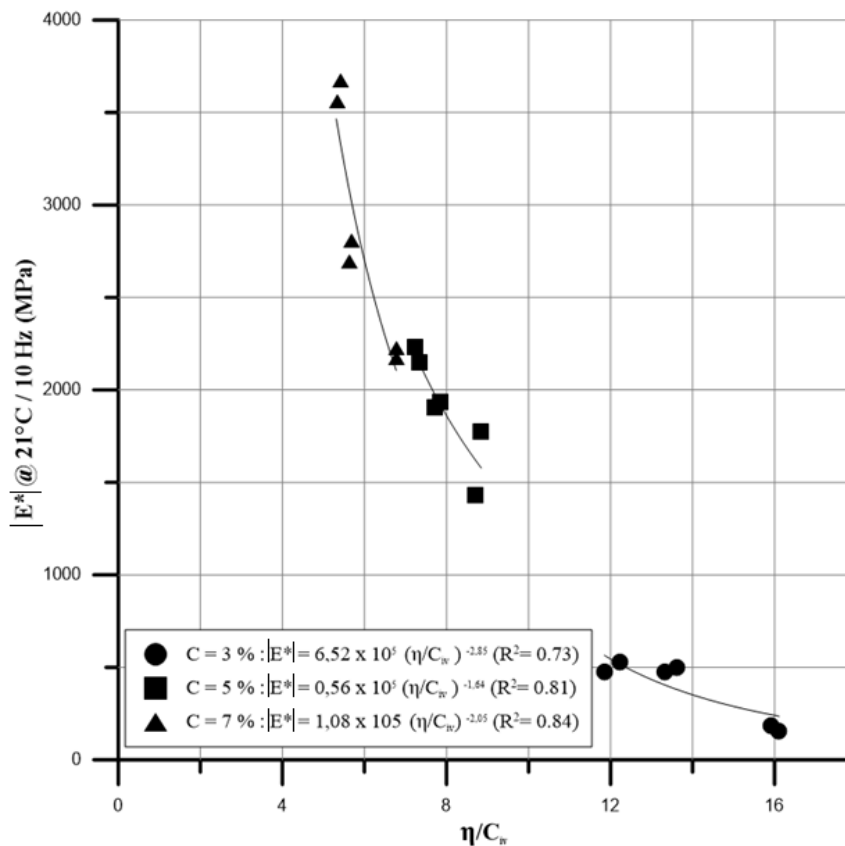


Figura 4.48 - Variação do $|E^*|$ vs à relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Pode-se observar que não aparenta existir uma correlação única entre o $|E^*|$ e a relação porosidade/teor volumétrico de cimento para ambas as misturas estudadas. Com a utilização do solver no Excel, obteve-se o melhor ajuste sobre o parâmetro Civ, sendo que com este conseguiu-se compatibilizar todas as curvas, resultando em um ajuste de uma curva única para todos os teores analisados.

Para isso foi obtida uma potência para cada temperatura e para cada frequência analisada em ambas as misturas estudadas, conforme demonstra a tabela 4.10. Para cada potência em cada temperatura e cada frequência, também se obteve um expoente externo denominado de B, sendo os valores demonstrados na tabela 4.11. Foi utilizada a média dos valores das potências A e B para o ajuste da relação porosidade/teor volumétrico.

Tabela 4.10 - Variação da potência A sobre o parâmetro teor volumétrico de cimento para cada temperatura e cada frequência em ambas as misturas

MISTURA RAP + PDP G.					MISTURA RAP + PDP G. + FIBRA				
Temp. (°C) Freq. (Hz)	4	21	37	54	Temp. (°C) Freq. (Hz)	4	21	37	54
0,1	0,496	0,462	0,432	0,425	0,1	0,650	0,722	0,776	0,638
0,2	0,495	0,443	0,421	0,417	0,2	0,656	0,739	0,769	0,662
0,5	0,493	0,438	0,408	0,405	0,5	0,661	0,746	0,833	0,691
1	0,493	0,434	0,400	0,396	1	0,667	0,760	0,826	0,725
2	0,492	0,430	0,394	0,381	2	0,678	0,775	0,792	0,788
5	0,490	0,425	0,387	0,369	5	0,714	0,802	0,815	0,815
10	0,488	0,422	0,387	0,375	10	0,712	0,791	0,799	0,856
20	0,487	0,418	0,381	0,359	20	0,718	0,793	0,775	0,912
25	0,477	0,411	0,360	0,319	25	0,719	0,824	0,757	0,965
Média	0,490	0,431	0,397	0,383	Média	0,686	0,772	0,793	0,784
Média Geral	0,43				Média Geral	0,76			

Tabela 4.11 - Variação da potência B sobre o parâmetro η/Civ para cada temperatura e cada frequência em ambas as misturas

MISTURA RAP + PDP G.					MISTURA RAP + PDP G.				
Temp. (°C) Freq. (Hz)	4	21	37	54	Temp. (°C) Freq. (Hz)	4	21	37	54
0,1	-2,027	-2,137	-2,282	-2,850	0,1	-2,569	-2,461	-2,030	-2,612
0,2	-2,033	-2,191	-2,300	-2,853	0,2	-2,563	-2,450	-2,072	-2,534
0,5	-2,038	-2,212	-2,325	-2,846	0,5	-2,556	-2,479	-1,927	-2,435
1	-2,041	-2,231	-2,360	-2,849	1	-2,552	-2,480	-1,967	-2,342
2	-2,039	-2,237	-2,366	-2,860	2	-2,499	-2,439	-2,042	-2,160
5	-2,038	-2,250	-2,369	-2,849	5	-2,314	-2,367	-1,988	-2,065
10	-2,036	-2,294	-2,356	-2,800	10	-2,331	-2,373	-2,016	-1,949
20	-2,036	-2,256	-2,354	-2,852	20	-2,284	-2,353	-2,070	-1,836
25	-2,050	-2,292	-2,522	-2,881	25	-2,266	-2,277	-2,181	-1,734
Média	-2,038	-2,233	-2,359	-2,849	Média	-2,437	-2,409	-2,033	-2,185
Média Geral	-2,37				Média Geral	-2,27			

As figuras 4.49 e 4.50 apresentam as curvas de ajuste da variação do módulo dinâmico em função da relação $[\eta/\text{Civ}^{0,43}]^{-2,37}$ para a mistura sem fibra e $[\eta/\text{Civ}^{0,76}]^{-2,27}$ para a mistura com fibra para a frequência de 10 Hz em diversas temperaturas. A curva possui diversas massas específicas aparentes secas e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

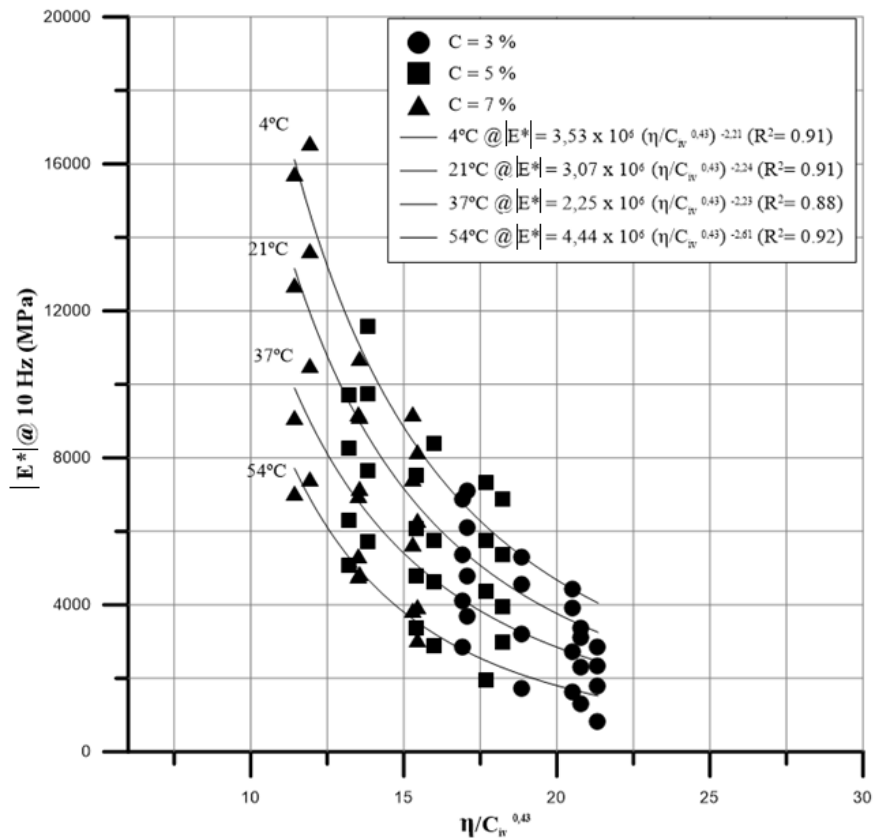


Figura 4.49 - Variação do $|E^*|$ vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G.

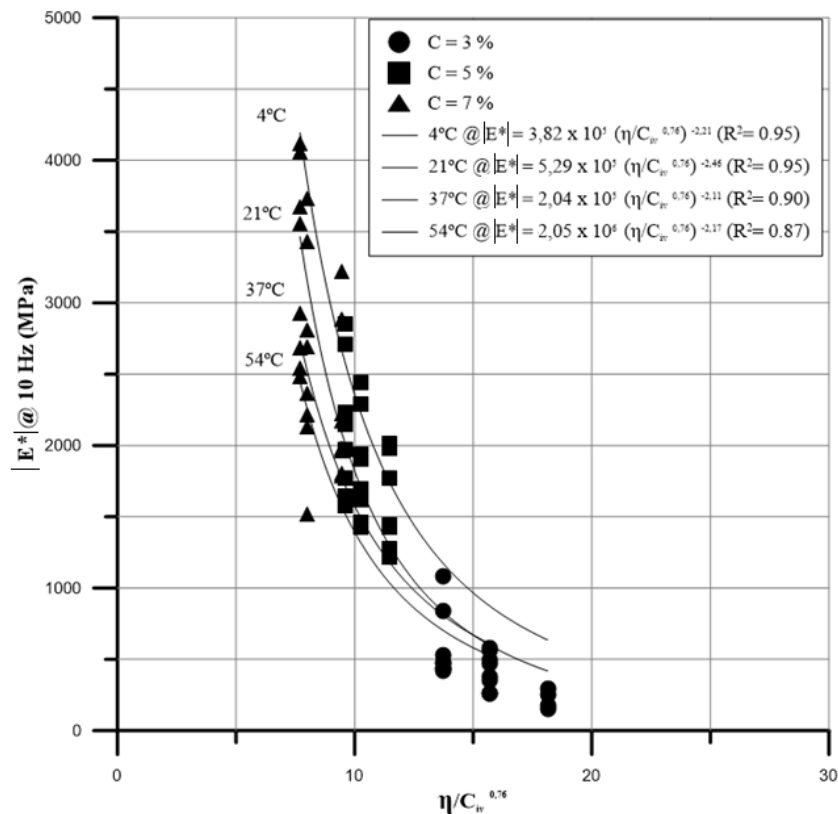


Figura 4.50 - Variação do $|E^*|$ vs à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Visualiza-se uma correlação entre a porosidade/teor volumétrico de cimento ajustados e o $|E^*|$ para ambas as misturas analisadas. E também se nota uma variação do módulo em relação à temperatura, ou seja, o material tem propriedades viscoelásticas e essas conseguem se relacionar com a relação porosidade/teor volumétrico de cimento em ambas as misturas.

4.3.4 Comparação entre os resultados

Na tabela 4.12 é apresentado os valores médios do $|E^*|$ para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz para as misturas estabilizadas obtidas por Pasche (2016), denominados de RAP + PDP B., em comparação com os valores da rigidez encontradas neste trabalho (RAP + PDP G. e RAP + PDP G. + FIBRA), com esta foram realizadas as figuras 4.51 a 4.53.

Vale ressaltar que as misturas têm a mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas da mistura, porém com teores de umidade diferentes (sendo a desse trabalho foi de 9% e de Pasche (2016) foi de 8%), agregados de origem mineralógicas distintas (sendo o desse trabalho granítico e a de Pasche (2016) basáltico) e materiais fresados distintos (sendo o teor de ligante do RAP desse trabalho 4,95% e o de Pasche (2016) 5%).

Tabela 4.12 – Comparação dos resultados médios do $|E^*|$ para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz

MISTURA		RAP + PDP G.	RAP + PDP G. + FIBRA	RAP + PDP B.
γ_d (g/cm ³)	C (%)	$ E^* $ (MPa)	$ E^* $ (MPa)	$ E^* $ (MPa)
2,0	3	2725	168	3045
	5	5547	1602	7798
	7	6858	2198	9467
2,1	3	4228	488	5464
	5	5905	1920	9102
	7	8055	2753	11239
2,2	3	5727	503	7894
	5	8999	2189	9312
	7	13173	3618	11107

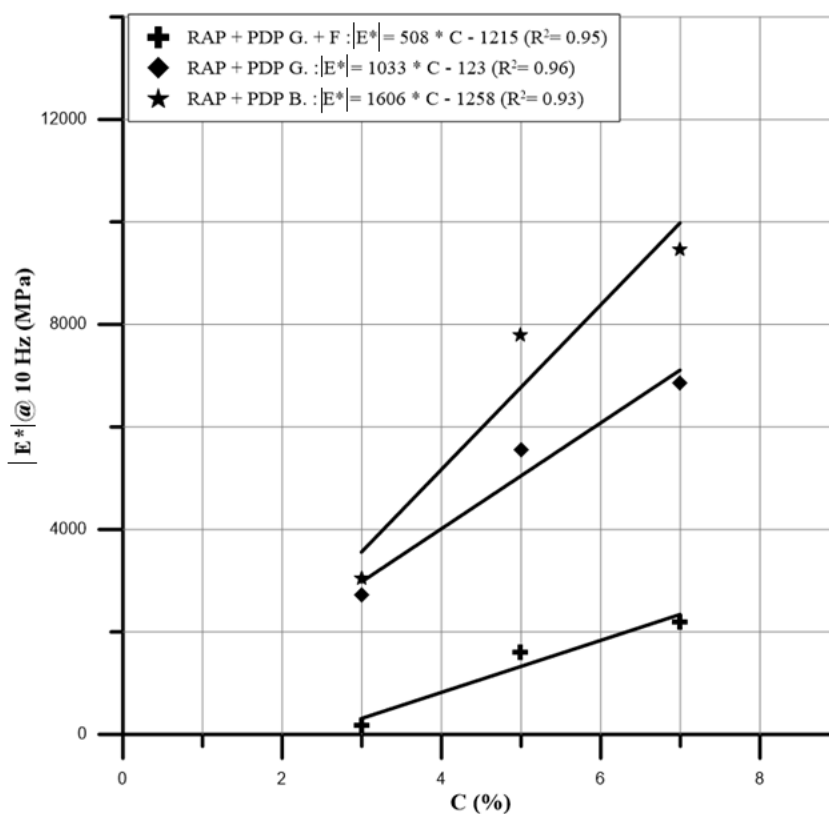


Figura 4.51 – Comparação dos resultados médios do $|E^*|$ para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz para o γ_d de 2,0 g/cm³

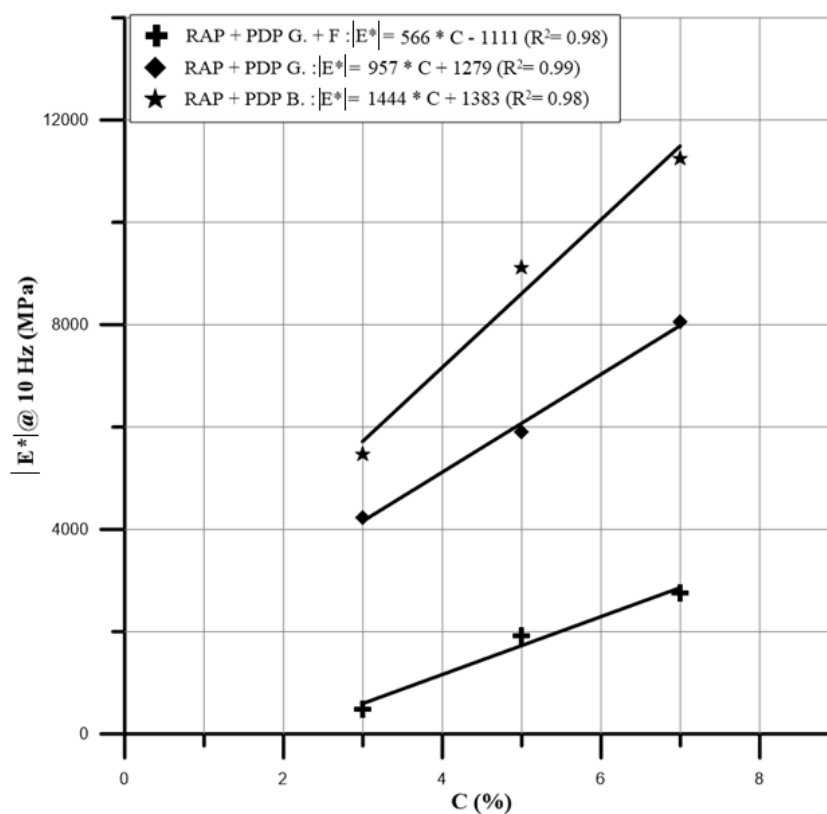


Figura 4.52 – Comparação dos resultados médios do $|E^*|$ para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz para o γ_d de 2,1 g/cm³

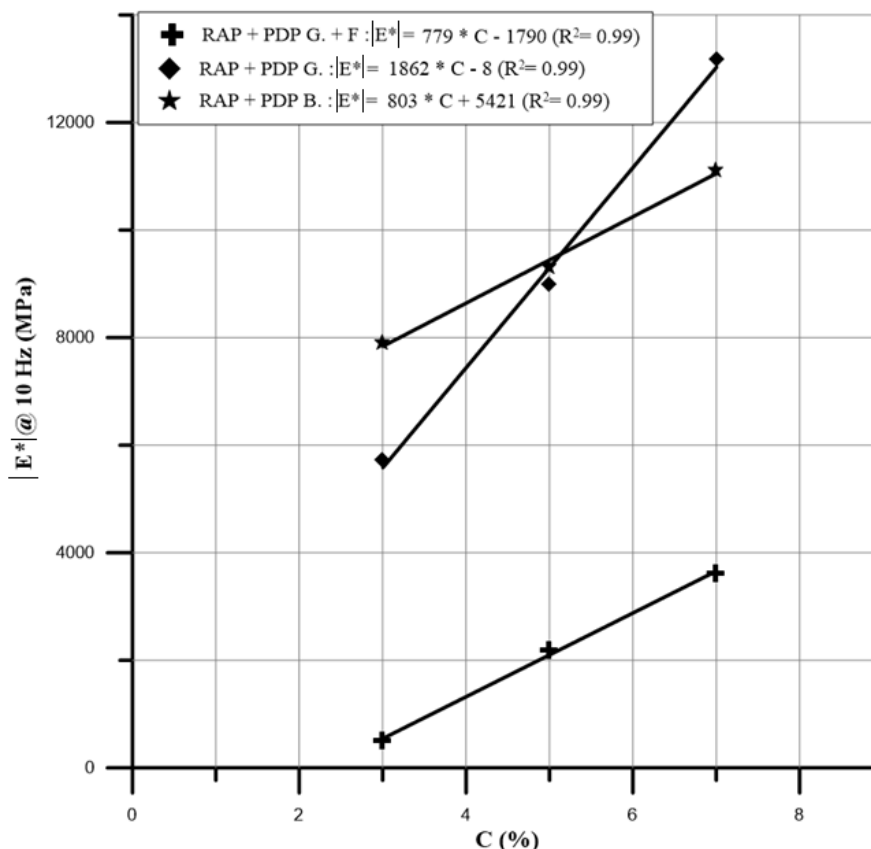


Figura 4.53 – Comparação dos resultados médios do $|E^*|$ para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz para o γ_d de 2,2 g/cm³

Salienta-se que apesar da mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas, a adição de 0,5% de fibra de polipropileno resultou em uma redução da rigidez do material. Essa rigidez mais baixa deve-se pelo fato de essa fibra preencher um volume considerável, evitando assim que o aglutinante se forme, impedindo assim a melhor cimentação do material.

Nota-se valores distintos de rigidez para as misturas sem a adição de fibra, principalmente com a menor compactação do material. Essa diferença de valores deve ser relacionada por outros fatores, tais como a origem mineralógica do material fresado e do pó-de-pedra, umidade da mistura e não apenas pela composição granulométrica da mistura.

4.4 DURABILIDADE MOLHAGEM E SECAGEM

As figuras 4.54 e 4.55 mostram a variação da perda de massa acumulada (PMA) vs o número do ciclo para misturas de RAP + PDP G. sem e com a adição de fibra, com 28 dias de cura, 9% de umidade, três pesos específicos (de 2,0 a 2,2 g/cm³) e três teores de cimento Portland (3, 5 e 7%).

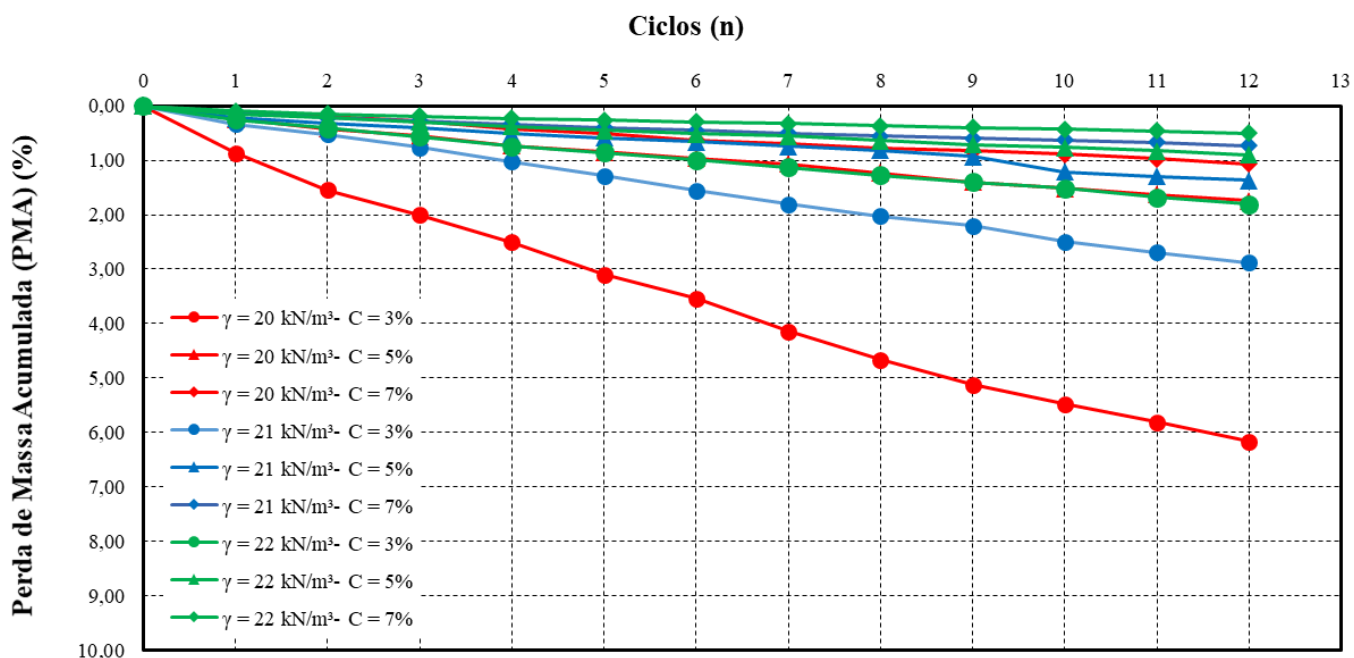


Figura 4.54 – PMA vs N° de ciclos para a mistura RAP + PDP G.

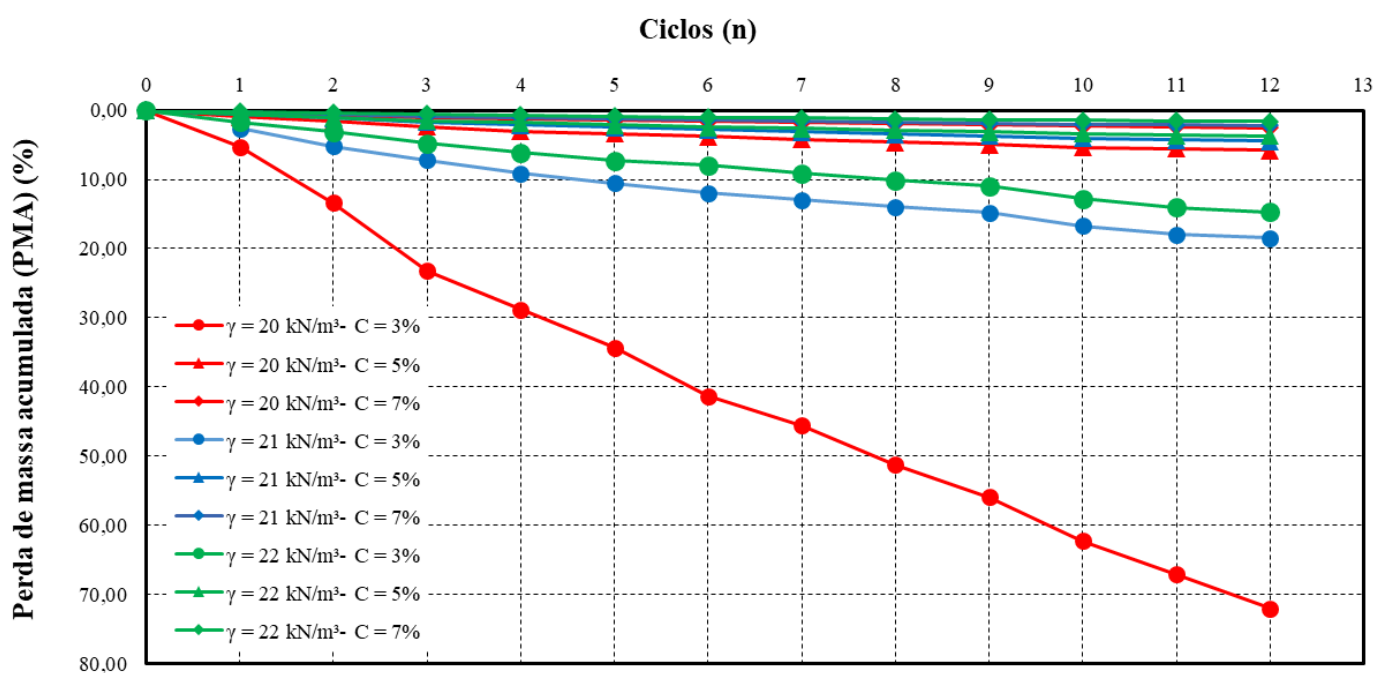


Figura 4.55 – PMA vs N° de ciclos para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Através dos gráficos dá pra perceber que o maior valor de PMA ocorreu na menor massa específica seca ($2,0 \text{ g/cm}^3$) e menor teor de cimento (3%) em ambas as misturas, sendo este de 6,19% para a mistura RAP + PDP G. e 72,06% para a mistura RAP + PDP + FIBRA. O menor valor de PMA com maior massa específica seca ($2,2 \text{ g/cm}^3$) e maior teor de cimento (7%), em ambas as misturas, sendo este de 0,5% para a mistura RAP + PDP G. e 1,59% para a mistura RAP + PDP + FIBRA.

A *Portland Cement Association* (PCA, 1971) estabelece a máxima perda admissível nos ensaios de durabilidade dependendo do tipo do solo, se considerarmos a mistura desse estudo como um material próximo a um solo A-1-a (Pedra Britada, pedregulho e areia) este teria uma perda aceitável de 14%, ou seja, a mistura sem fibra estaria aceitável independente do teor de cimento e da compactação. Já para a mistura com a fibra, apenas as misturas com teores de cimento de 5 e 7% estariam aceitáveis.

4.4.1 Efeito do teor de cimento

Nas figuras 4.56 e 4.57 são apresentadas as retas da variação da PMA no décimo segundo ciclo em função do teor de cimento, para a mistura sem e com a adição de fibra. Cada reta, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

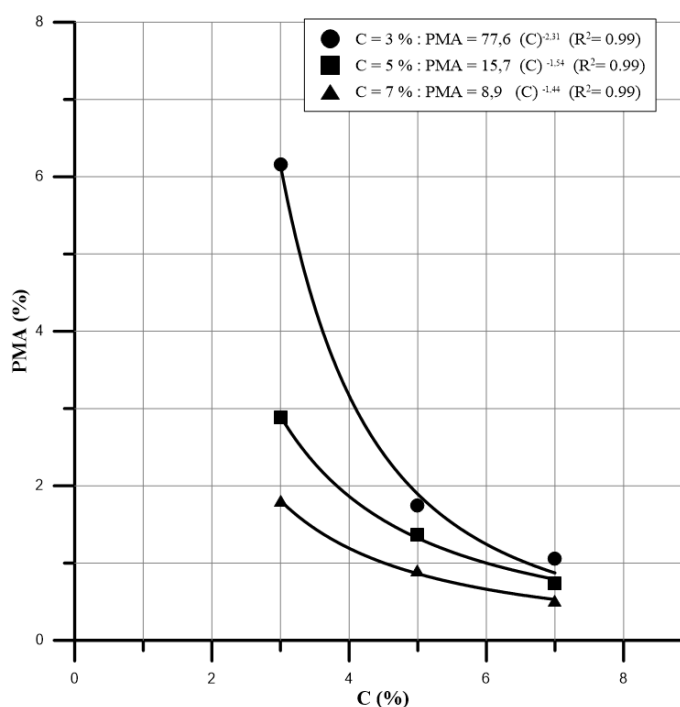


Figura 4.56 - PMA em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G.

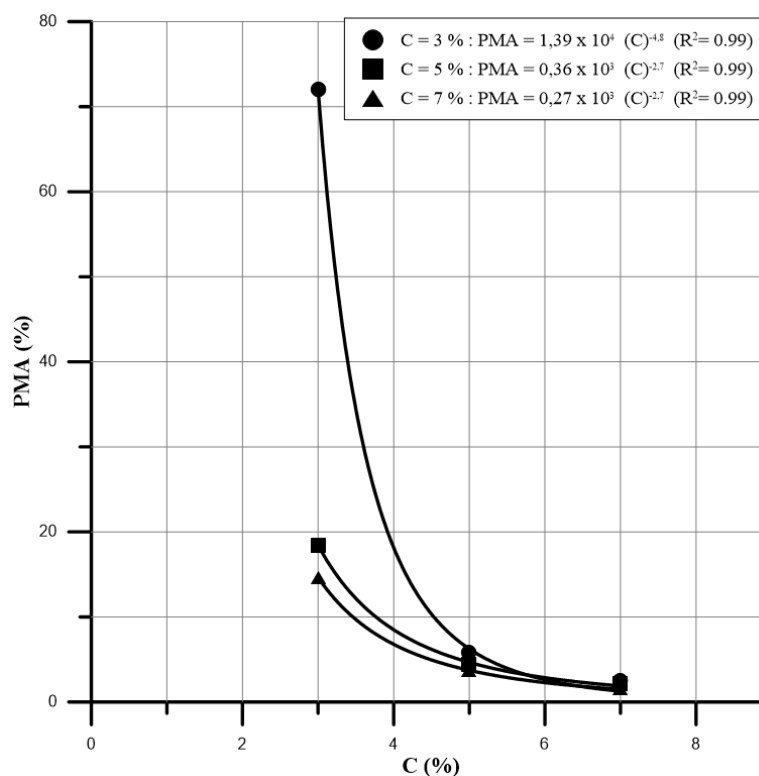


Figura 4.57 - PMA em relação ao teor de cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Observa-se que a quantidade de cimento tem um efeito sobre a PMA em ambas as misturas, já que as adições de cimento geram uma redução da perda de massa acumulada do material, sendo o menor valor encontrado no maior teor e na maior compactação. Também se observou que, o valor reduz com tendência potencial ao aumento da quantidade de cimento.

4.4.2 Efeito da porosidade

Nas figuras 4.58 e 4.59 são apresentadas curvas de variação da PMA no décimo segundo ciclo em função da porosidade, para a mistura sem e com a adição de fibra. Cada curva, isoladamente, possui o mesmo teor de cimento e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

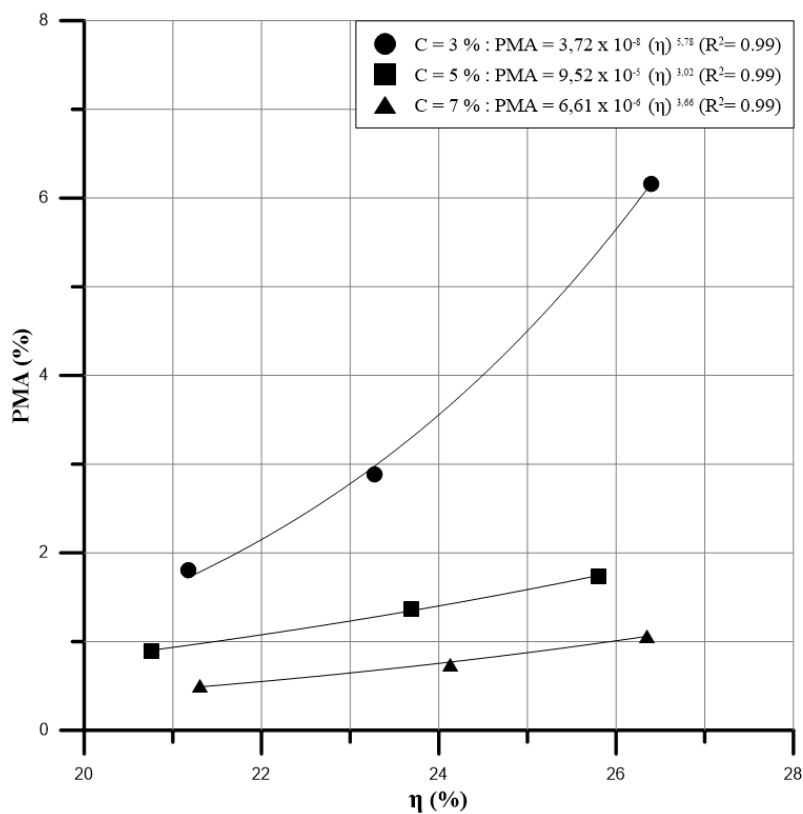


Figura 4.58 - PMA em relação à porosidade para a mistura RAP + PDP G.

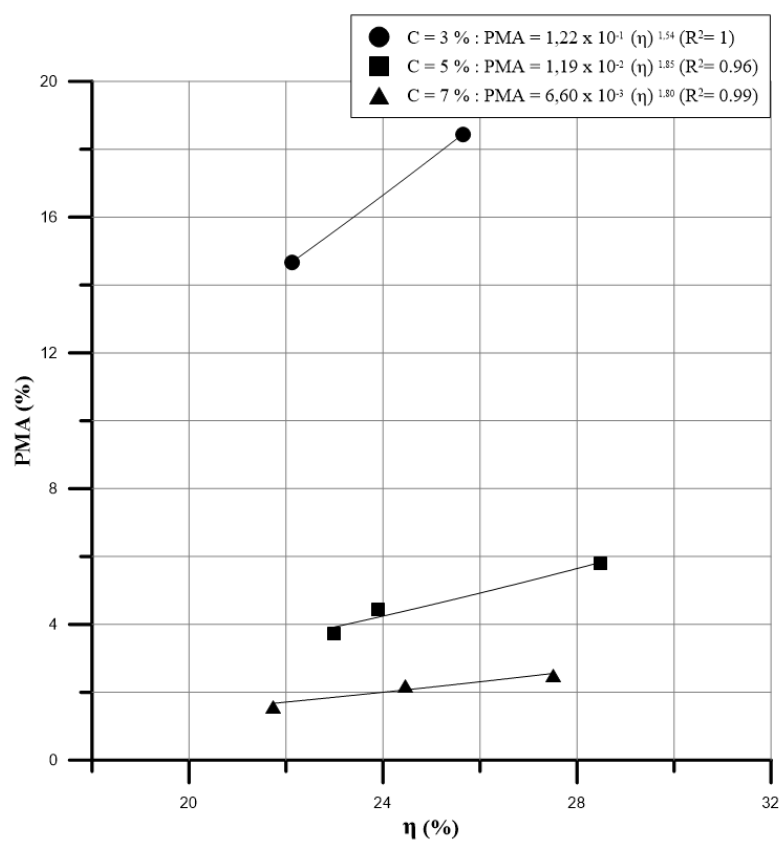


Figura 4.59 - PMA em relação à porosidade para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Observa-se que, de maneira similar à quantidade de cimento, a porosidade de ambas as misturas exerce uma influência sobre a perda de massa acumulada. Os gráficos permitem verificar que o aumento na porosidade do material promove a redução da perda de massa acumulada em ambas as misturas.

4.4.3 Relação Porosidade/ Teor volumétrico de cimento

Nas figuras 4.60 e 4.61 são apresentadas as curvas de ajuste da variação de PMA no 12 ciclo em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento, para a mistura sem e com a adição de fibra. Cada curva, isoladamente, possui a mesma massa específica aparente seca e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

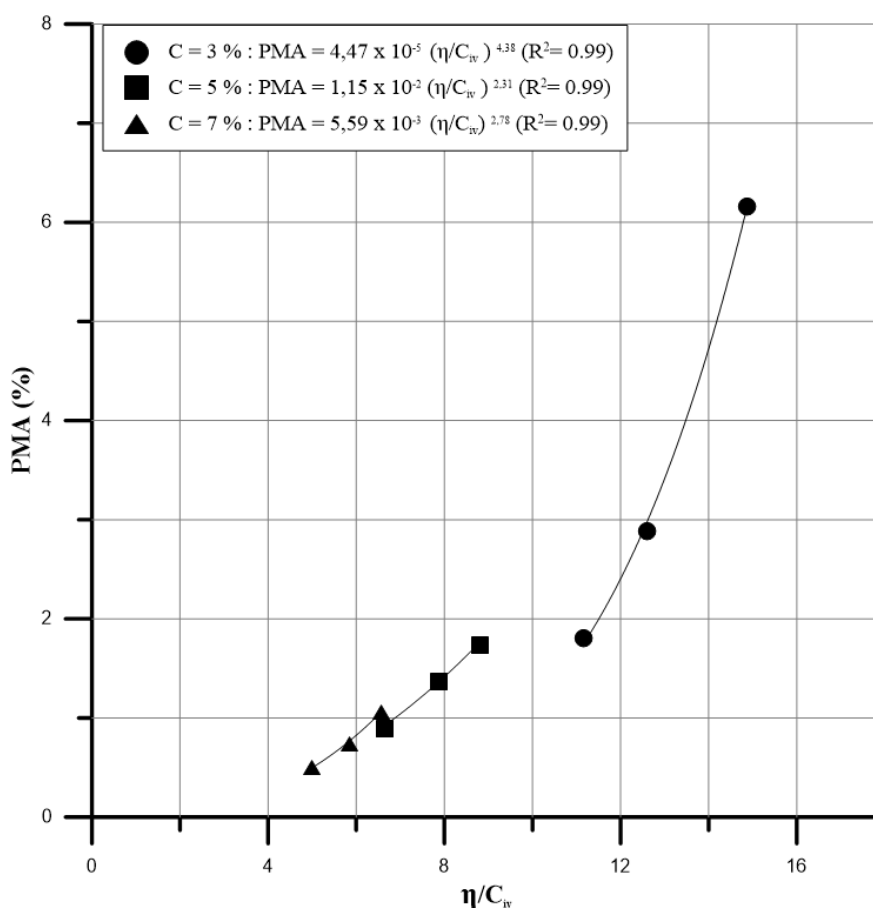


Figura 4.60 - PMA em relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G.

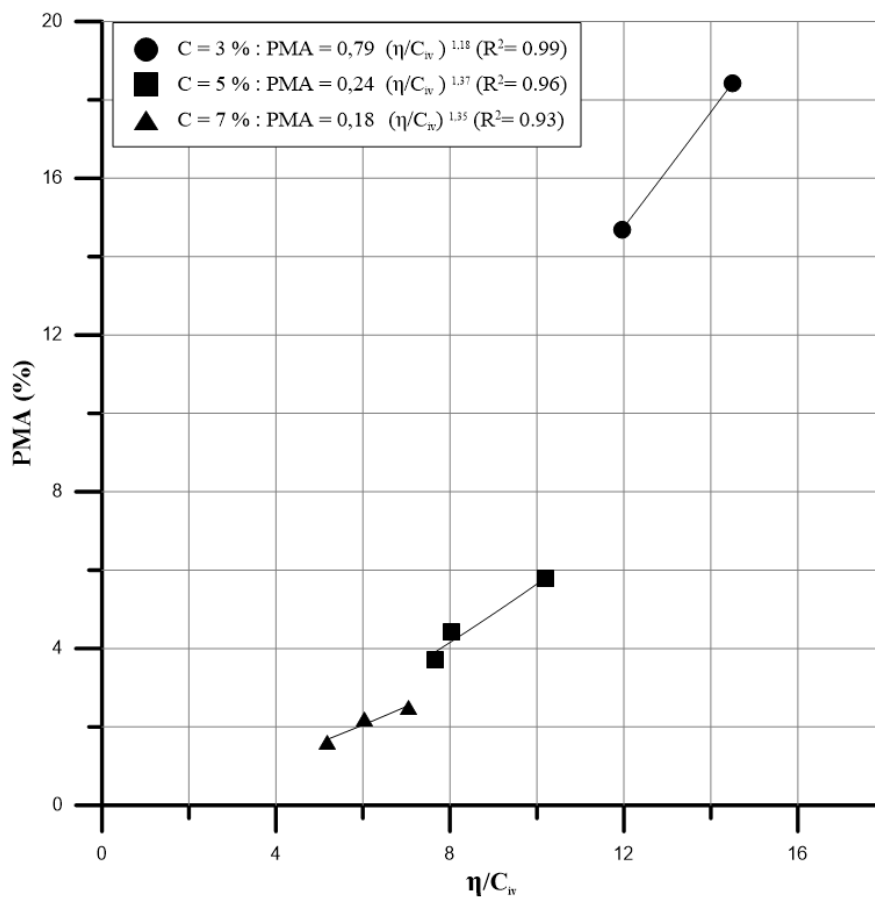


Figura 4.61 - PMA em relação vazios/cimento para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Com a utilização do solver no Excel, obteve-se o melhor ajuste sobre o parâmetro C_{iv} , sendo que com este conseguiu-se compatibilizar todas as curvas, resultando em um ajuste de uma curva única para todos os teores analisados. Para isso foi calculado esse ajuste para PMA no 3, 6, 9 e 12 ciclos para ambas as misturas estudadas. Para cada potência A em cada ciclo, também se obteve um expoente externo denominado de B, com ambos os valores demonstrados na tabela 4.13, sendo a média dos valores das potências o valor utilizado para o ajuste da relação porosidade/teor volumétrico de cimento.

Tabela 4.13 - Variação das potências A e B sobre o parâmetro η/C_{iv} para cada ciclo em ambas as misturas

MISTURA RAP + PDP G.			MISTURA RAP + PDP G. + FIBRA		
Ciclos	Exp A	Exp B	Ciclos	Exp A	Exp B
3	0,557	4,331	3	0,618	3,906
6	0,508	4,488	6	0,675	3,664
9	0,518	4,562	9	0,703	3,345
12	0,535	4,181	12	0,757	3,187
Média	0,53	4,39	Média	0,69	3,53

As figuras 4.62 e 4.63 apresentam as curvas de ajuste da variação da PMA em função da relação $[\eta/C_{iv}^{0,53}]^{4,39}$ para a mistura sem fibra e $[\eta/C_{iv}^{0,69}]^{3,53}$ para a mistura com fibra para perda de massa acumulada no 3, 6, 9 e 12 ciclos. A curva possui diversas massas específicas aparentes secas e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega = 9\%$).

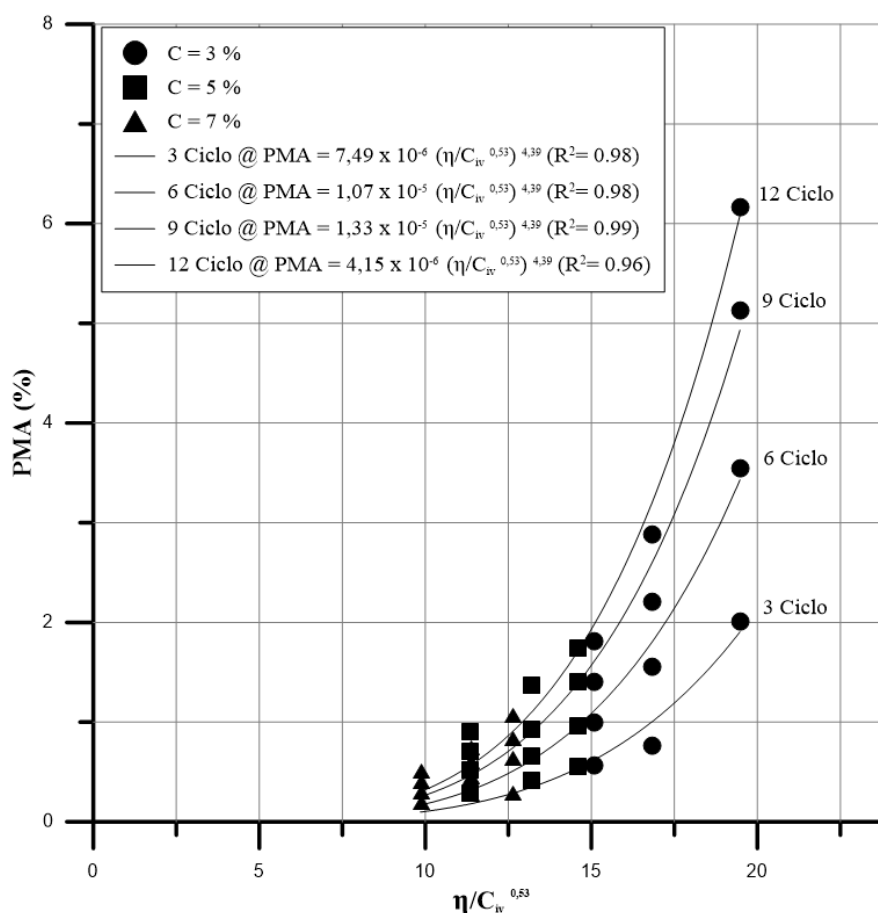


Figura 4.62 - PMA em relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G.

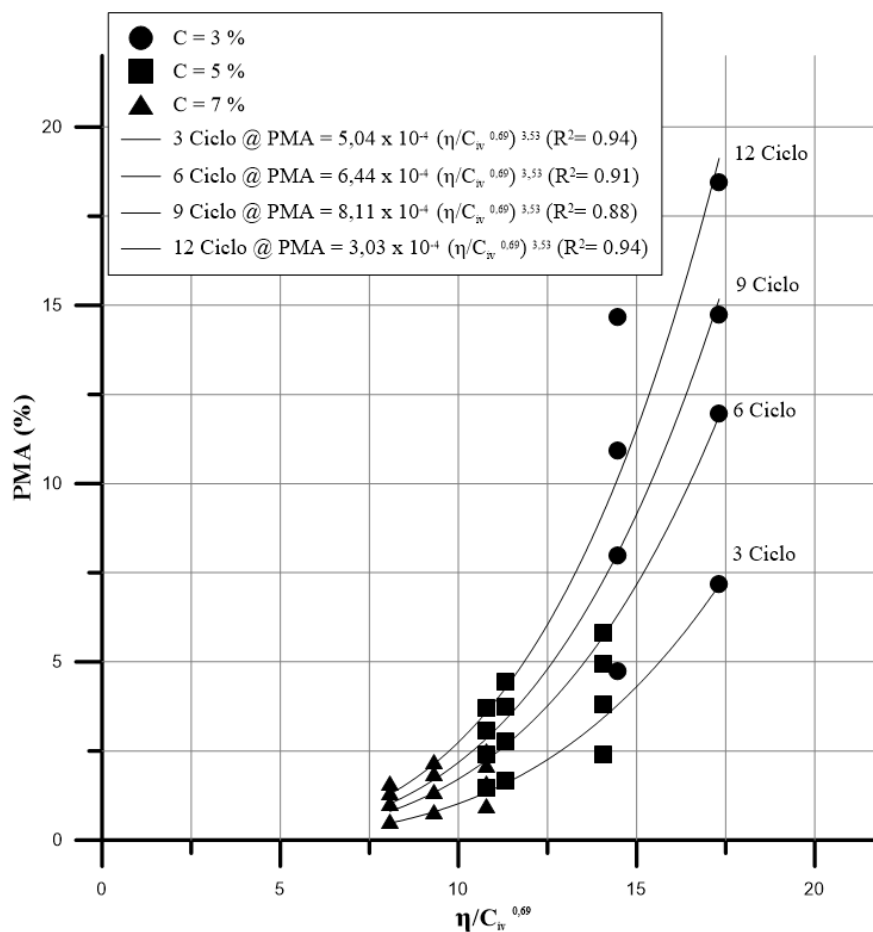


Figura 4.63 - PMA em relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Verifica-se que quanto maior o número de ciclos aplicados, maior a PMA, tanto para a mistura sem a adição de fibra quanto a com a adição de fibra. Constata-se também que a relação Porosidade/ Teor volumétrico de cimento consegue se relacionar com a PMA em ambas as misturas.

Para verificar a degradação média dos resultados de PMA nos testes de durabilidade, foi realizada a PMA dividida pelo número de ciclos (para 3, 6, 9 e 12 ciclos) em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ajustada, para a mistura sem e com a adição de fibra.

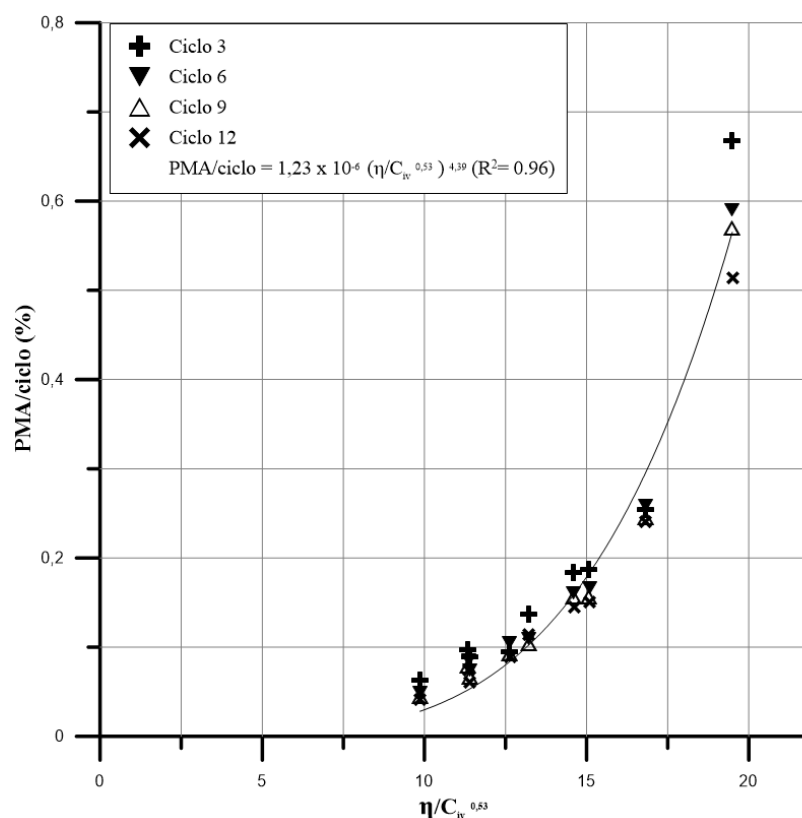


Figura 4.64 - PMA dividido pelo número de ciclos à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G.

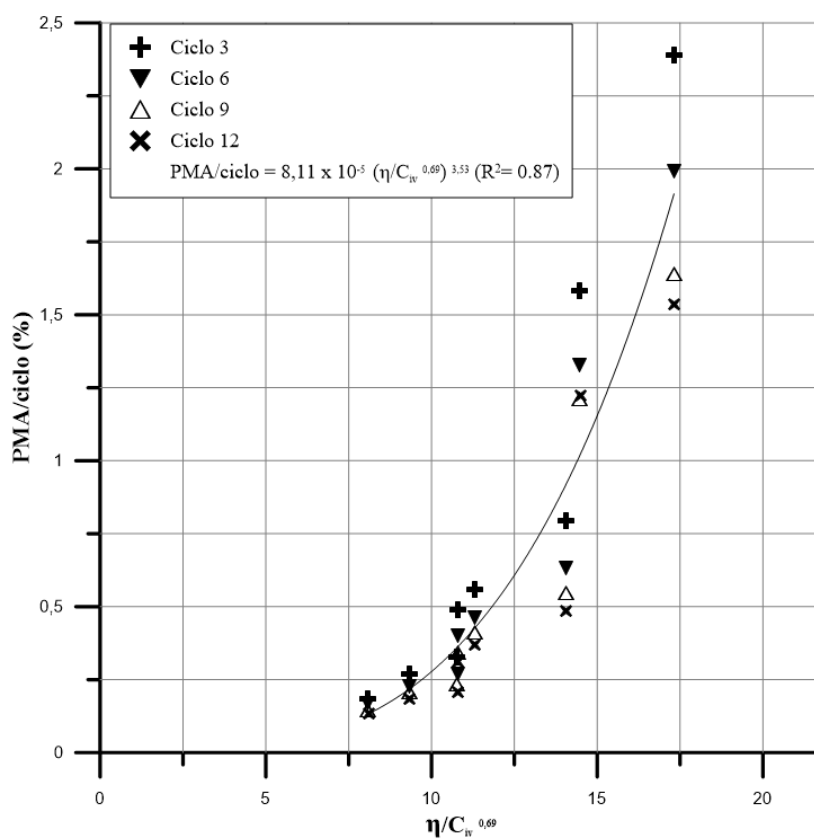


Figura 4.65 - PMA dividido pelo número de ciclos à relação vazios/cimento ajustado para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA

Há uma maior degradação média de perda de massa nos 3 primeiros ciclos em ambas as misturas, isso se dá porque conforme aumenta os ciclos, aumenta o tempo de cura do material e conseqüentemente diminui a PMA. Pode-se perceber também uma maior PMA na mistura com a adição da fibra, e que a relação vazios/cimento ajustado pode ser utilizada para verificar a degradação da perda massa.

4.4.4 Comparação entre os resultados

Na tabela 4.14 são apresentadas as variações da perda de massa acumulada no 12 ciclo para as misturas estabilizadas, denominados de RAP +PDP B. em comparação com os valores da perda de massa, encontradas neste trabalho (RAP + PDP G. com e sem adição de fibra), com esta foram realizadas as figuras 4.66 a 4.68.

Vale ressaltar que as misturas têm a mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas da mistura, porém com teores de umidade diferentes (sendo a desse trabalho foi de 9% e de Pasche (2016) foi de 8%), agregados de origem mineralógicas distintas (sendo o desse trabalho granítico e a de Pasche (2016) basáltico) e materiais fresados distintos (sendo o teor de ligante do RAP desse trabalho 4,95% e o de Pasche (2016) 5%).

Tabela 4.14 – Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para todas as misturas

MISTURA		RAP + PDP G.	RAP + PDP G. + FIBRA	RAP + PDP B.
γ_d (g/cm ³)	C (%)	PMA (%)	PMA (%)	PMA (%)
2,0	3	6,17	72,06	4,96
	5	1,74	5,80	2,62
	7	1,06	2,50	1,94
2,1	3	2,89	18,44	2,85
	5	1,37	4,43	1,15
	7	0,73	2,20	0,54
2,2	3	1,81	14,69	2,25
	5	0,90	3,72	0,92
	7	0,50	1,59	0,53

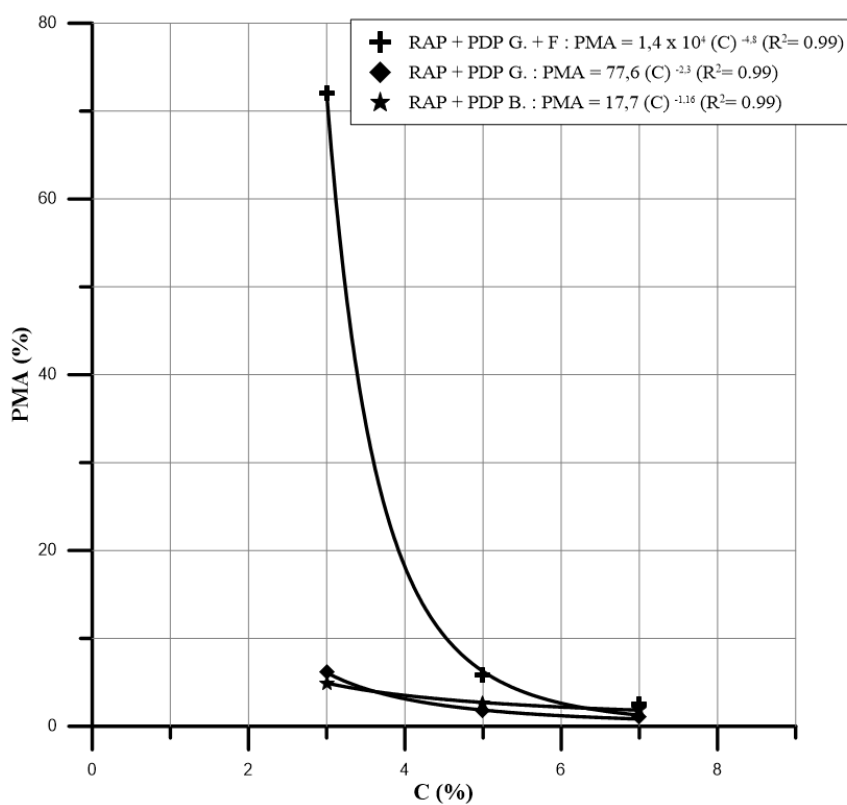


Figura 4.66 – Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para o γ_d de 2,0 g/cm³

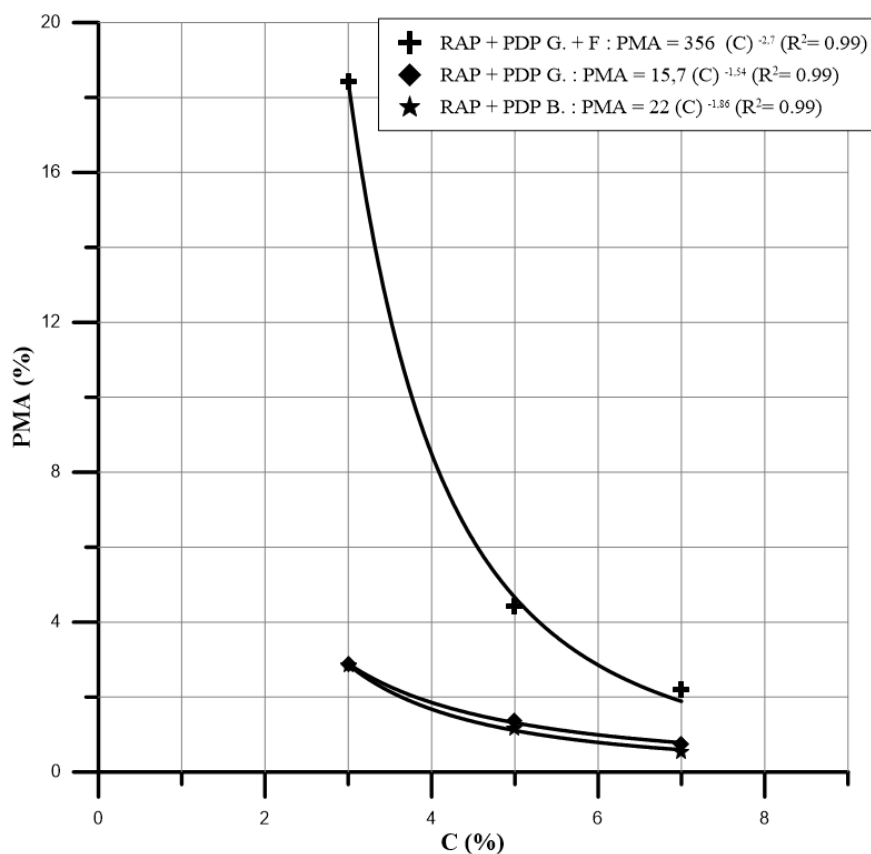


Figura 4.67 – Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para o γ_d de 2,1 g/cm³

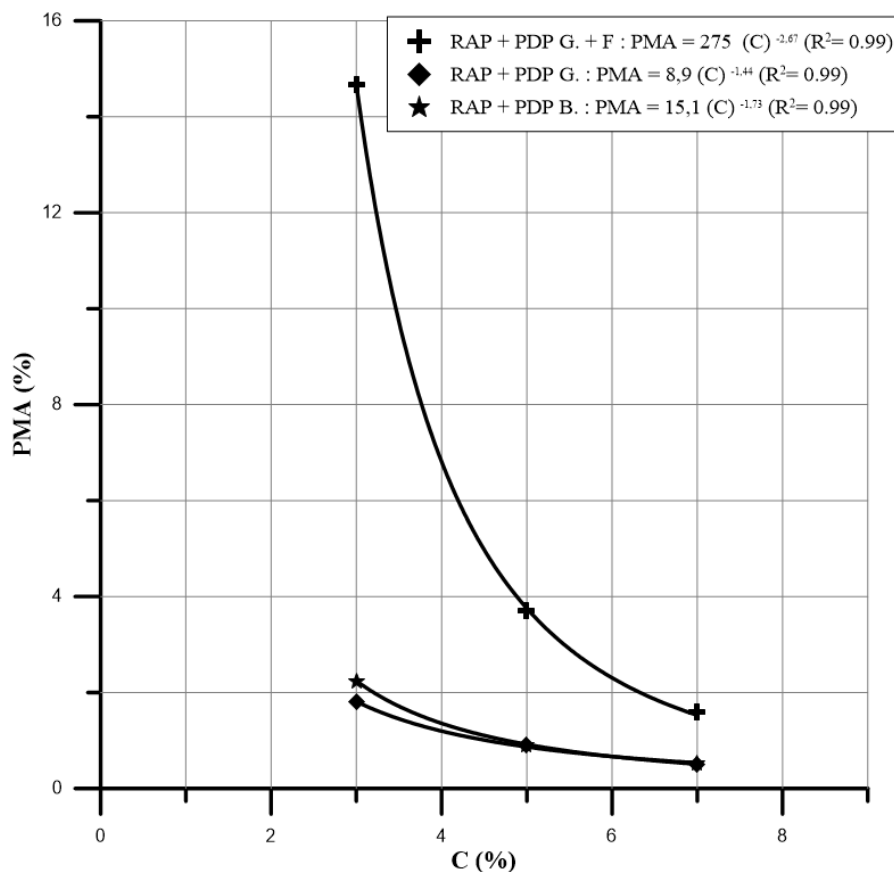


Figura 4.68 – Comparação da perda de massa acumulada no 12 ciclo para o γ_d de 2,2 g/cm³

Pode se perceber que apesar da mesma granulometria, o mesmo tipo de cimento, os mesmos teores de cimento, as mesmas massas específicas, a adição de 0,5% de fibra de polipropileno resultou em uma maior perda de massa do material. Essa perda de massa deve-se pelo fato de dessa fibra ficar na superfície do corpo de prova e com a escovação ela se prende na escova resultando em uma maior perda de massa. Pode-se notar valores próximos da perda de massa para as misturas sem a adição de fibra, apesar da diferente origem do material fresado e do pó-de-pedra e diferentes teores de umidade.

4.5 COMPATIBILIZAÇÃO DOS RESULTADOS

Para que exista uma razão igual a uma constante entre os ensaios realizados as curvas $C [\eta/\text{Civ}^A]^{-B}$ devem-se ajustar potencialmente a uma única potência A, igual para todas as curvas. Para isso foi utilizado o valor encontrado da potência A para cada ensaio e utilizado a média desse para ambas as misturas a fim de comparação, como demonstra a tabela 4.15. Com a média da potência A, foram calculadas as potências B, para cada ensaio para ambas as misturas, como demonstrado na tabela 4.16. Foi utilizado a média para os valores negativos e para o valor positivo foi utilizado o próprio.

Tabela 4.15 – Valores de Potências A obtidas em cada ensaio

RAP + PDP G.		RAP + PDP G. + FIBRA	
Ensaio	Exp A	Ensaio	Exp A
RTCD	0,75	RTCD	0,84
MR	0,38	MR	0,40
MD	0,43	MD	0,76
Durabilidade	0,53	Durabilidade	0,69
Média		0,60	

Tabela 4.16 – Valores de Potências B obtidas em cada ensaio

RAP + PDP G.		RAP + PDP G. + FIBRA	
Ensaio	Exp B	Ensaio	Exp B
RTCD	-2,45	RTCD	-2,32
MR	-2,05	MR	-2,17
MD	-1,85	MD	-2,74
Média		-2,26	
Durabilidade	4,44	Durabilidade	4,06
Média		4,25	

As figuras 4.69 a 4.72 apresentam curvas de ajuste da variação dos ensaios em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ($\eta/\text{Civ}^{0,60}$) para a mistura sem e com a adição de fibra. As curvas possuem diversas massas específicas aparentes secas e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=9\%$).

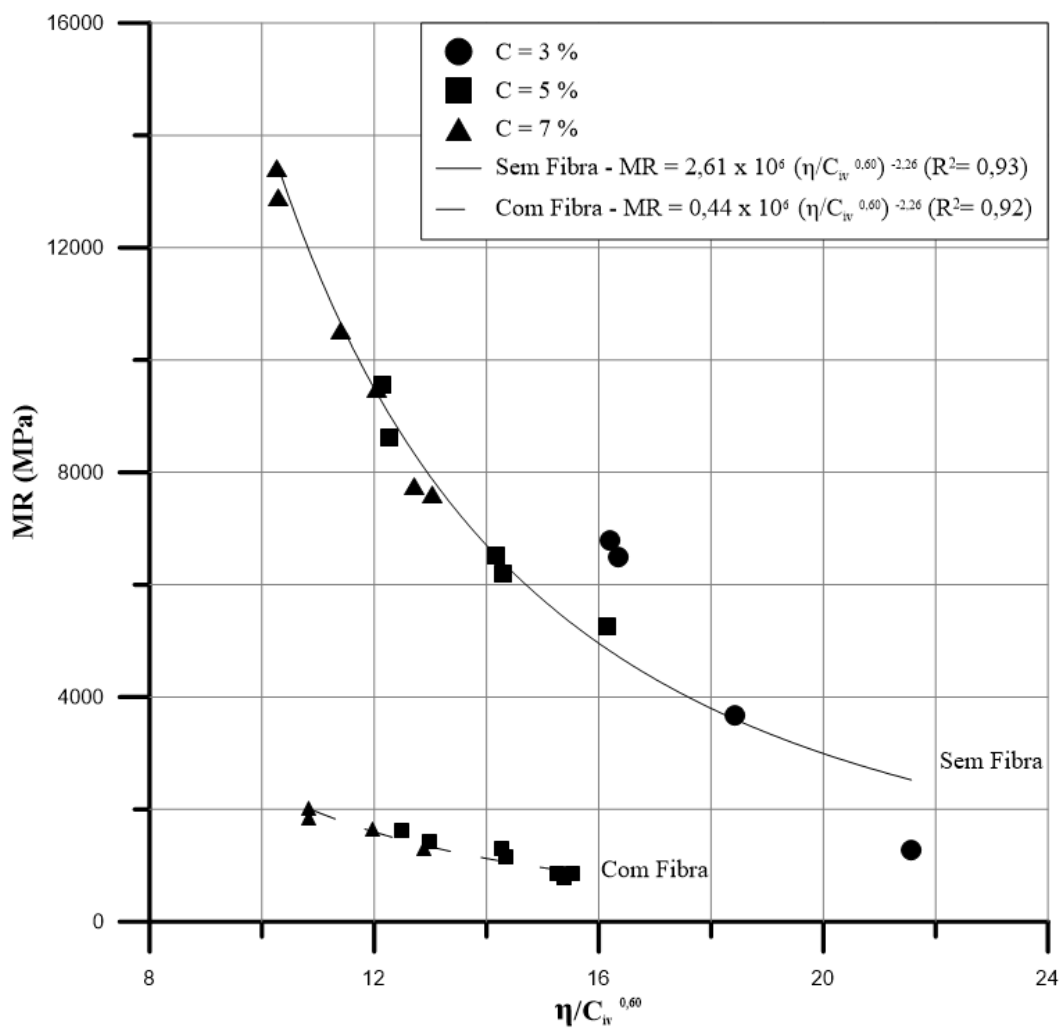


Figura 4.69 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas

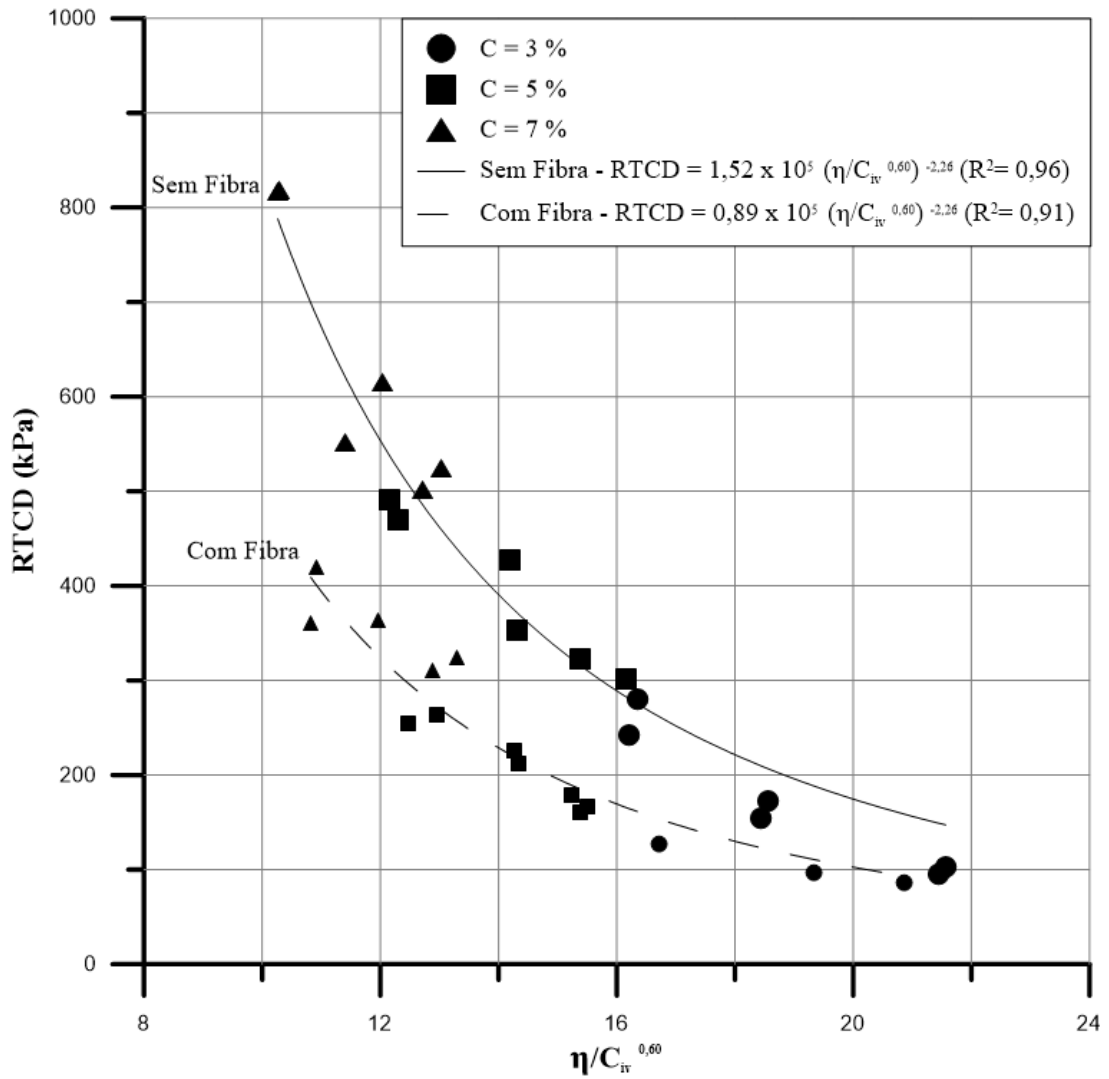


Figura 4.70 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas

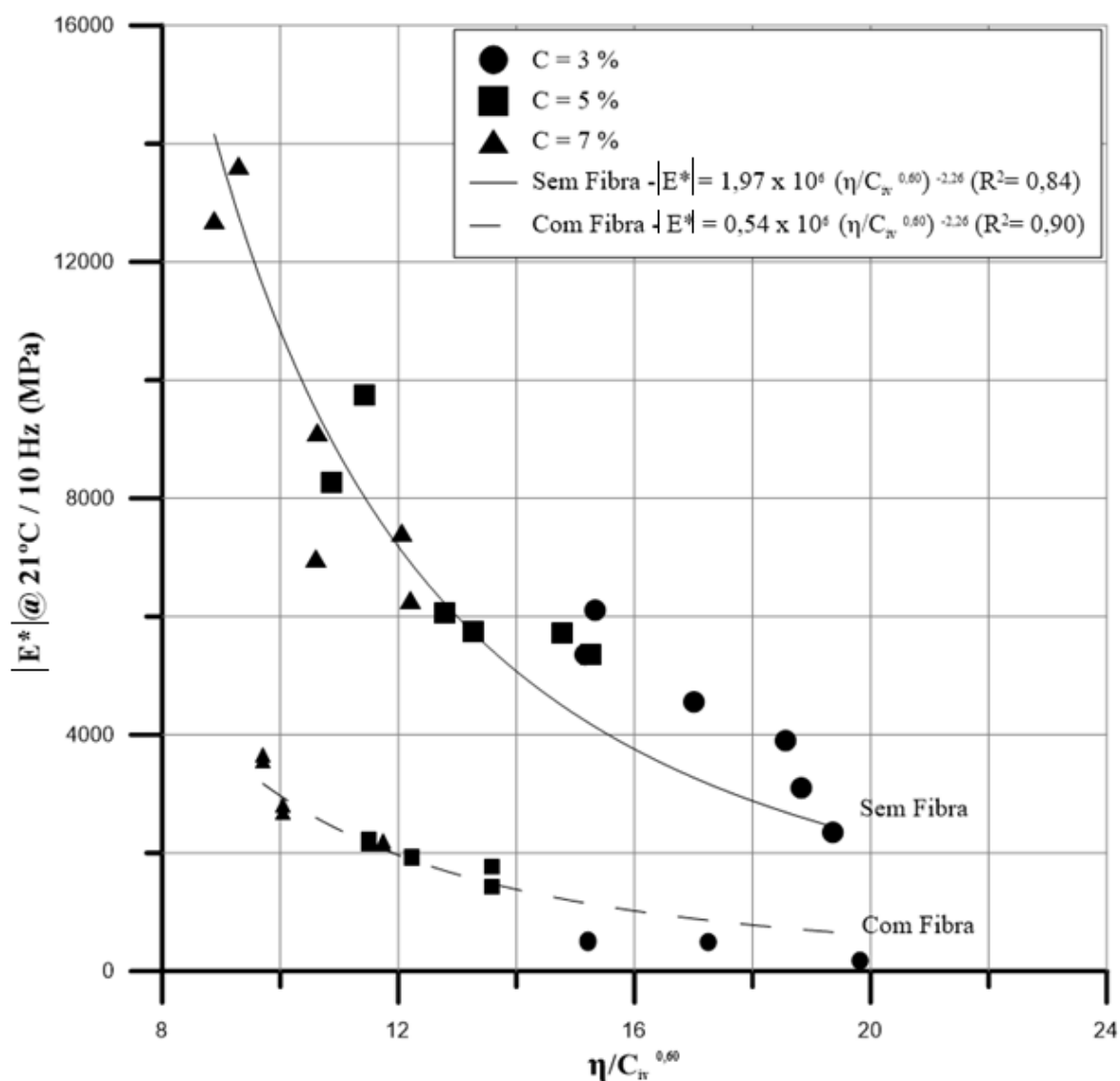


Figura 4.71 - Variação do E^* para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas

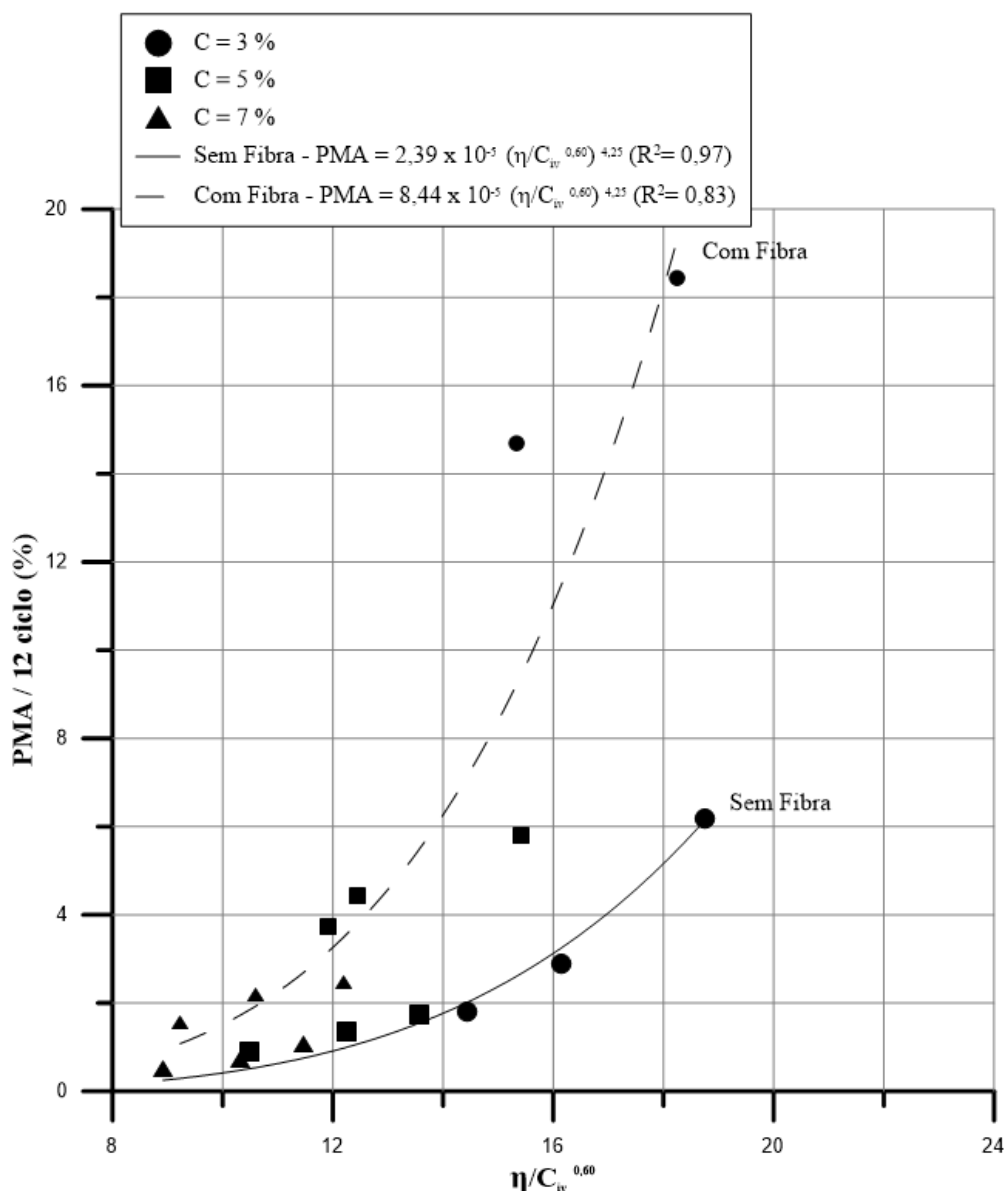


Figura 4.72 - Variação da PMA no 12 ciclo vs à relação vazios/cimento compatibilizado para ambas as misturas

Pode-se observar uma boa correlação entre a porosidade/teor volumétrico de cimento compatibilizados e a resistência, rigidez e durabilidade para a mistura de RAP + PDP G. sem e com a adição de fibra. Comparando as equações das curvas pode-se constatar a influência da adição de 0,5% de fibra em cada ensaio. No ensaio de MR percebe-se a redução de rigidez de 83%, no ensaio de RTCD a redução de resistência de 41%, no ensaio de MC (na temperatura de 21°C na frequência de 10 Hz) a redução de rigidez de 73% e no ensaio de durabilidade percebe-se o aumento da perda de massa em 253%.

4.5.1 Comparação entre os resultados com diferentes PDP

Para que exista uma razão igual a uma constante entre os ensaios realizados as curvas $C [\eta/\text{Civ}^A]^{-B}$ devem-se ajustar potencialmente a uma única potência A, igual para todas as curvas. Para isso foi utilizado a média do valor encontrado da potência A encontrado na mistura RAP + PDP G. de 0,52 e na mistura RAP + PDP B. de 0,42. Com a média entre essas potências A, foram calculadas as potências B, para cada ensaio para ambas as misturas, como demonstrado na tabela 4.17. Foi utilizado a média para os valores negativos e para o valor positivo foi utilizado o próprio.

Tabela 4.17 – Valores de Potências B obtidas em cada ensaio

RAP + PDP G.		RAP + PDP B.	
Ensaio	Exp B	Ensaio	Exp B
RTCD	-2,87	RTCD	-1,87
MR	-2,46	MR	-1,26
MD	-2,18	MD	-1,40
Média		-2,01	
Durabilidade	4,73	Durabilidade	3,21
Média		3,97	

As figuras 4.73 a 4.76 apresentam curvas de ajuste da variação dos ensaios em função da relação porosidade/teor volumétrico de cimento ($\eta/\text{Civ}^{0,47}$) para a mistura com PDP Granítico e PDP Basáltico. As curvas possuem diversas massas específicas aparentes secas e todos os pontos possuem o mesmo teor de umidade ($\omega=9\%$).

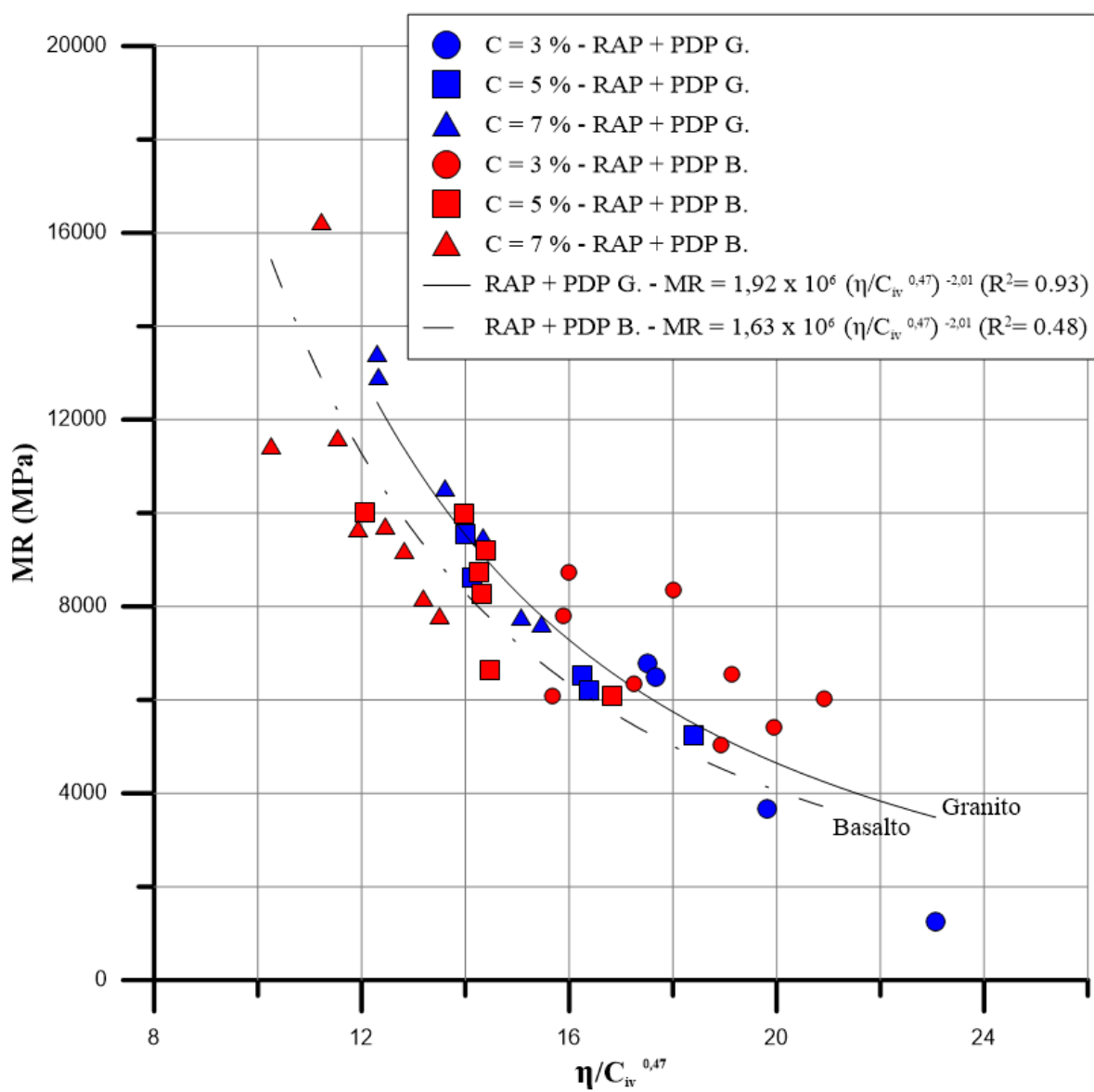


Figura 4.73 - Variação do MR vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP

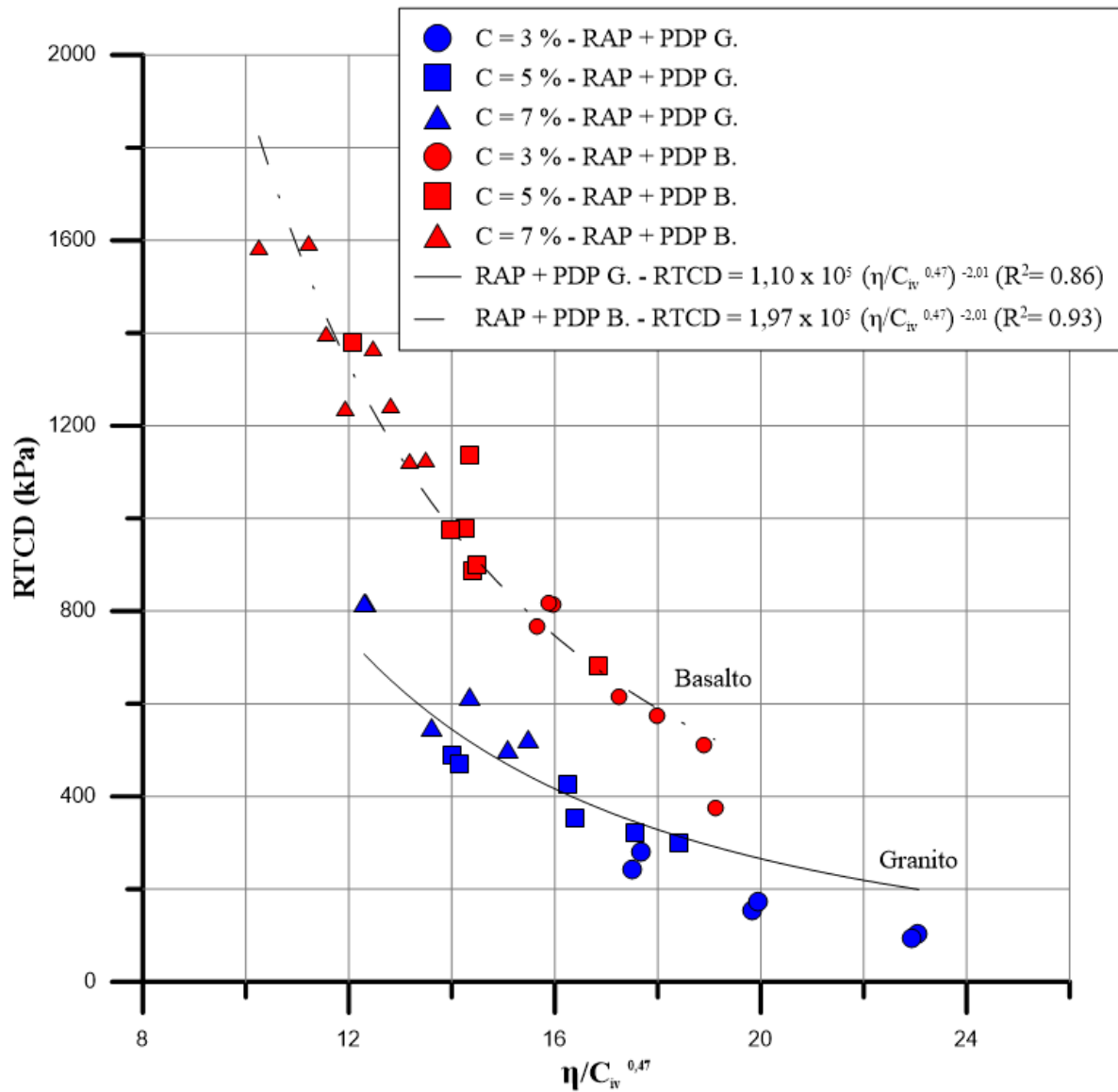


Figura 4.74 - Variação da RTCD vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP

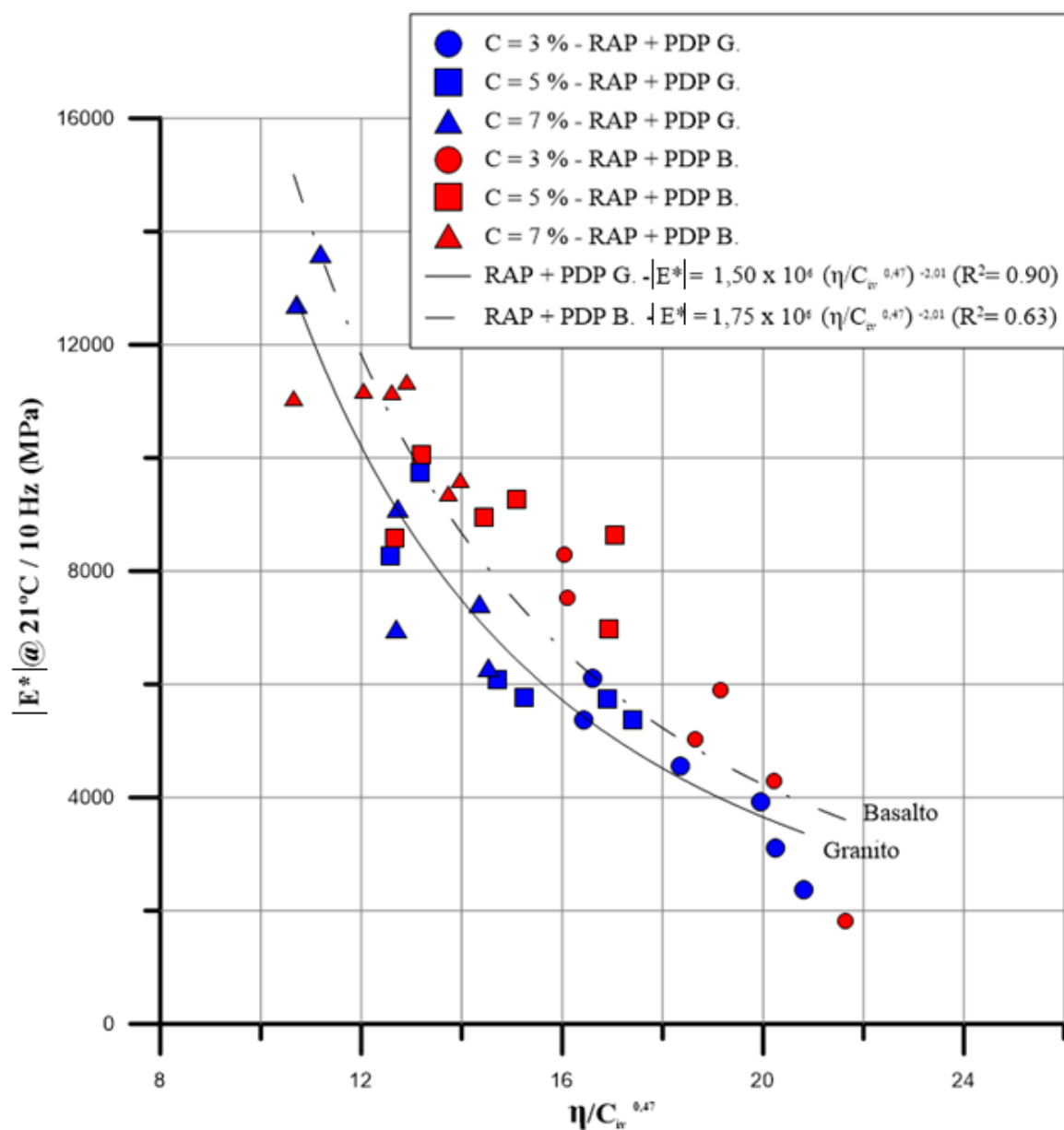


Figura 4.75 - Variação do E^* para a temperatura de 21°C para a frequência de 10 Hz vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP

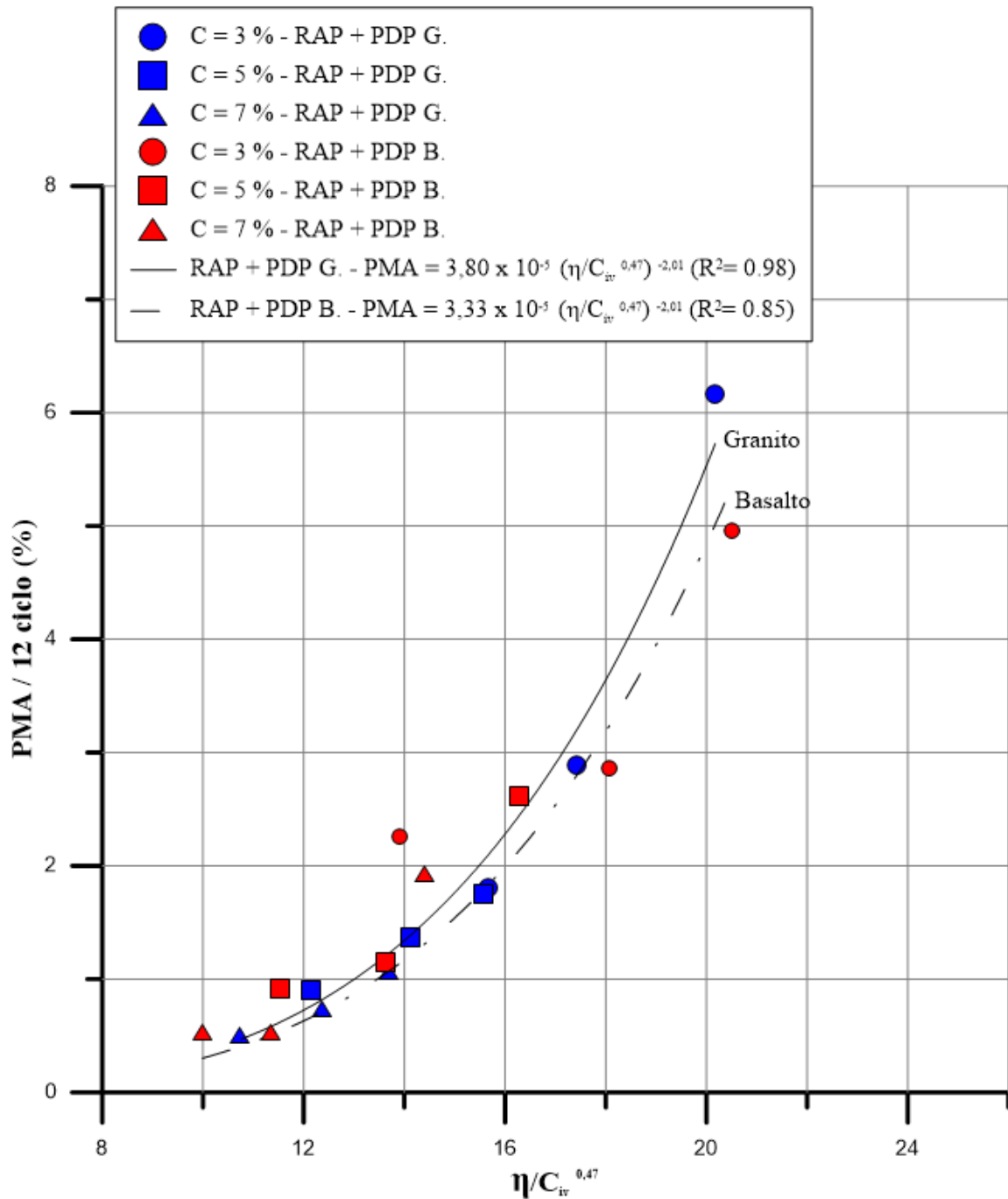


Figura 4.76 - Variação da PMA no 12 ciclo vs à relação vazios/cimento compatibilizado para as misturas com diferentes PDP

Pode-se observar uma boa correlação entre a porosidade/teor volumétrico de cimento compatibilizados e a resistência, rigidez e durabilidade para a mistura de RAP + PDP G. e de RAP + PDP B.

Comparando as equações das curvas pode-se constatar a influência de cada mistura em cada ensaio. No ensaio de MR percebe-se a redução de rigidez de 15%, no ensaio de RTCD o aumento de resistência de 79%, no ensaio de MC (na temperatura de 21°C na frequência de 10 Hz) o aumento da rigidez de 16% e no ensaio de durabilidade percebe-se a redução da perda de massa em 12%, todas as análises sendo da mistura com agregado basáltico em relação à mistura com agregado granítico.

Conforme Silva (2011) é indispensável considerar que as características dos agregados reciclados são variáveis, já que o processo de fresagem fratura o material, gerando assim uma nova granulometria, independente da faixa do pavimento envelhecido existente. Além de ser dependente de fatores como a velocidade da fresadora, condições de coesão da mistura e características do equipamento fresador.

Gomes e Romualdo (2002) avaliaram algumas características consideradas importantes em agregados que influenciam no comportamento mecânico, em particular para misturas de concreto de cimento Portland e concreto betuminosos. Elas são: tamanho das partículas; forma das partículas; textura superficial; porosidade; densidade; entre outros.

Do ponto de vista químico, o granito é uma rocha ácida (mais de 66% de sílica) e o basalto uma rocha básica (45 a 52% de sílica). Então na mistura com o granito pode ter acontecido uma reação álcali-sílica (É o tipo de reação álcali-agregado em que participam a sílica reativa dos agregados e os álcalis, na presença do Ca(OH)_2 (hidróxido de cálcio) originado pela hidratação do cimento) na qual pode explicar a menor resistência da mesma.

4.5.2 Correlação entre os resultados

O coeficiente de correlação de Pearson é um teste que mede a relação estatística entre duas ou mais variáveis. Este coeficiente pode ter um intervalo de valores de +1 a -1. Valores negativos indicam que as variáveis são inversamente relacionadas e valores positivos que as variáveis estão diretamente correlacionadas. Cada valor desse coeficiente significa uma correlação diferente, conforme demonstrado abaixo:

- De 0,9 a 0,99 indica uma correlação muito forte, seja negativo ou positivo.
- De 0,7 a 0,9 indica uma correlação forte, seja negativo ou positivo.
- De 0,5 a 0,7 indica uma correlação moderada, seja negativo ou positivo.
- De 0,3 a 0,5 indica uma correlação fraca, seja negativo ou positivo.
- De 0 a 0,3 indica uma correlação desprezível, seja negativo ou positivo.
- E 0 indica que não há correlação entre as variáveis.

A figura 4.77 demonstra a correlação entre o aumento do teor de cimento e o aumento da massa específica aparente seca (compactação) com os resultados de todos os ensaios.

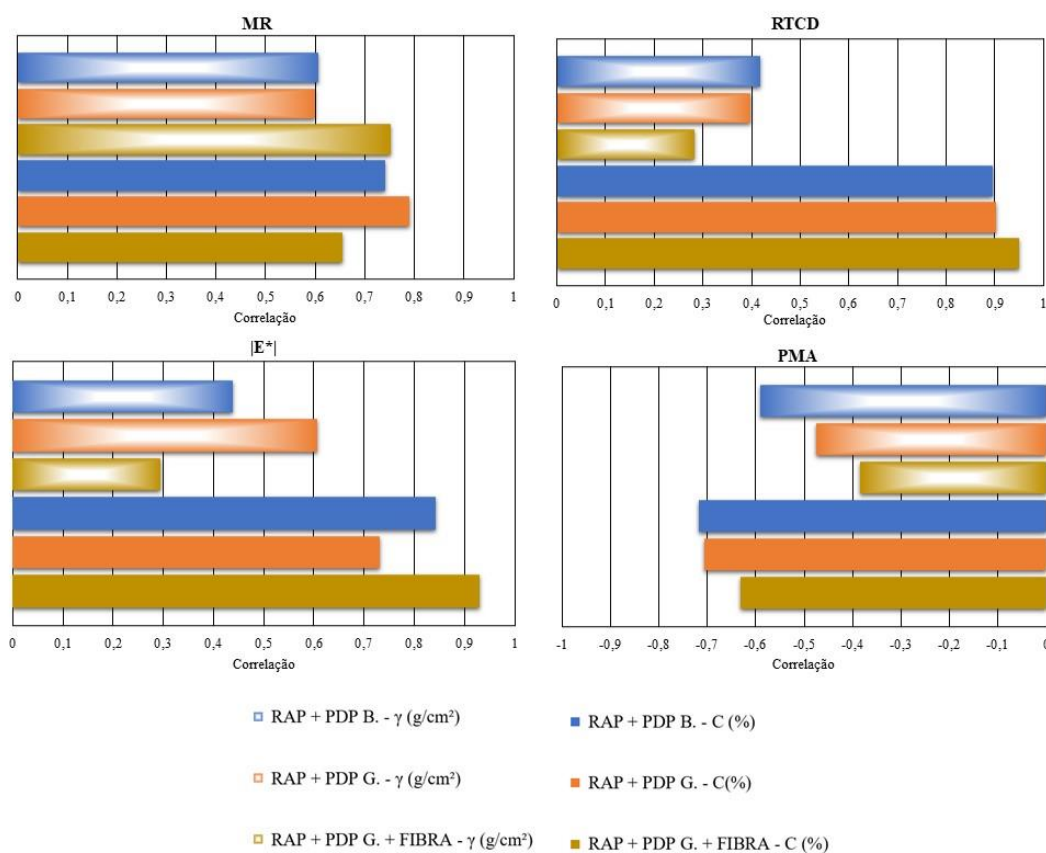


Figura 4.77 - Correlação entre as variáveis e os resultados dos ensaios

Através da figura 4.77 pode-se observar que as correlações entre o MR e as variáveis analisadas são positivas, ou seja, o valor das variáveis aumenta e o valor de MR aumenta. Observa-se também que a correlação das variáveis em todas as misturas foram de moderadas a fortes. Salienta-se que o aumento do teor de cimento teve uma maior influência pra as misturas sem a adição de fibra (RAP+PDP G. e RAP+PDP B.), já para a mistura com fibra (RAP+PDP G.+FIBRA) percebe-se uma maior influência do aumento da compactação, isso devido à falta de resultados referentes ao teor de cimento 3%.

A figura 4.77 demonstra que as correlações entre o RTCD e as variáveis analisadas são positivas, ou seja, aumenta o valor das variáveis e o valor de RTCD aumenta. Observa-se também que a correlação com o teor de cimento foi de forte a muito forte, entretanto para a correlação com a compactação foram de desprezível a fraca. Isso demonstra que o aumento do teor de cimento teve um efeito mais significativo para a RTCD do que o aumento da compactação, independentemente do tipo da mistura.

Também se observou, na figura 4.77, que as correlações entre o $|E^*|$ e as variáveis analisadas são positivas, onde aumenta o valor das variáveis e o valor de $|E^*|$ aumenta. Nota-se que o teor de cimento teve uma maior influência (correlação de forte a muito forte) do que o aumento da massa específica aparente seca (correlação de desprezível a moderada) pra todas misturas estudadas.

Para o ensaio de PMA, a figura 4.77 demonstrou que a correlação entre o aumento do teor de cimento e o aumento da massa específica aparente seca (compactação) deu negativa, ou seja, conforme aumenta o valor das variáveis o valor da PMA reduz. Ressalta-se que o teor de cimento teve uma maior influência (correlação de moderada a forte) do que o aumento da compactação (correlação de fraca a moderada) pra todas misturas estudadas.

4.6 ANÁLISE DAS TENSÕES E DEFORMAÇÕES NO PAVIMENTO

Foram calculadas as tensões e deformações de 3 estruturas variando a espessura da camada de base cimentada (15, 25 e 35 cm) em cada estrutura, conforme já demonstrado na figura 3.18. Para a realização dos cálculos foram utilizados a rigidez de 10810 MPa para a camada de revestimento, valor esse obtido por Almeida JR (2016) para a mistura M CON FX C 50/70 a 25 °C a 10 Hz. Para a camada de sub-base foi utilizado o valor de 250 MPa e para o subleito o valor de 80 MPa, valores usuais para essas camadas. Para a camada de base cimentada, se utilizou os valores retirados do MD a 25 °C com 10 Hz, conforme tabela 4.18. Com essas rigidezes definidas, se calculou as tensões e deformações nos pontos já descritos (figura 3.19), resultando nas figuras 4.78 a 4.83.

Tabela 4.18 – Valores de E* obtidos para a mistura sem e com a adição de fibra analisados

	γ_d (g/cm ³)	TC (%)	MD (MPa) 25°C - 10 Hz
RAP + PDP G.	2	7	6338
	2,1	7	7695
	2,2	3	5767
		5	9076
		7	13116
RAP + PDP G. + F	2	7	2502
	2,1	7	2692
	2,2	3	660
		5	2412
		7	3650

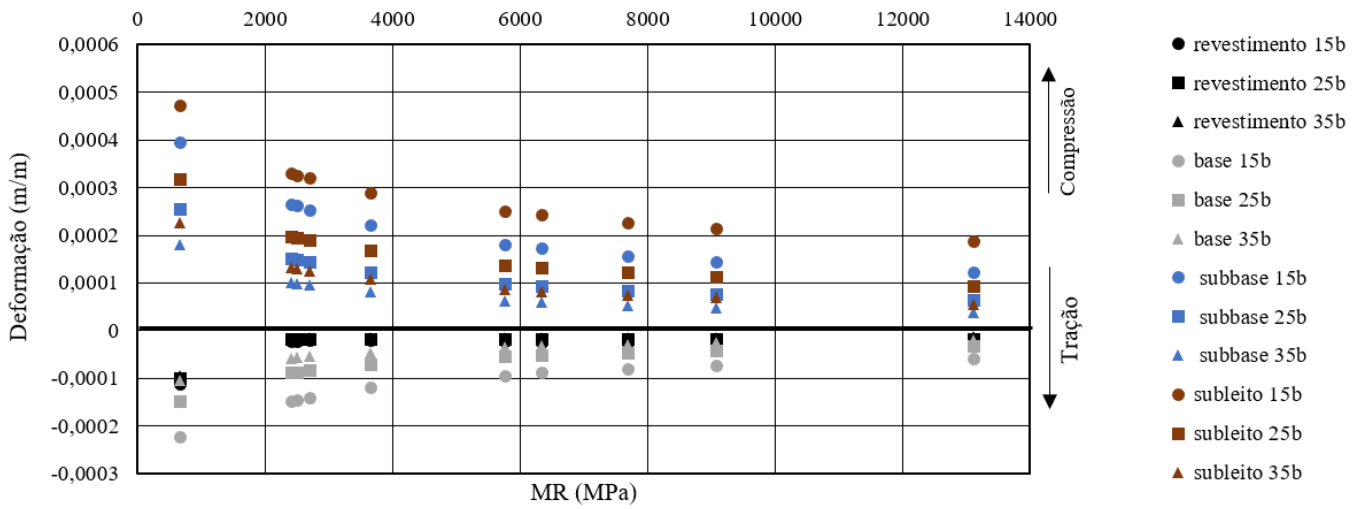


Figura 4.78 – Deformações encontradas na estrutura de pavimento A

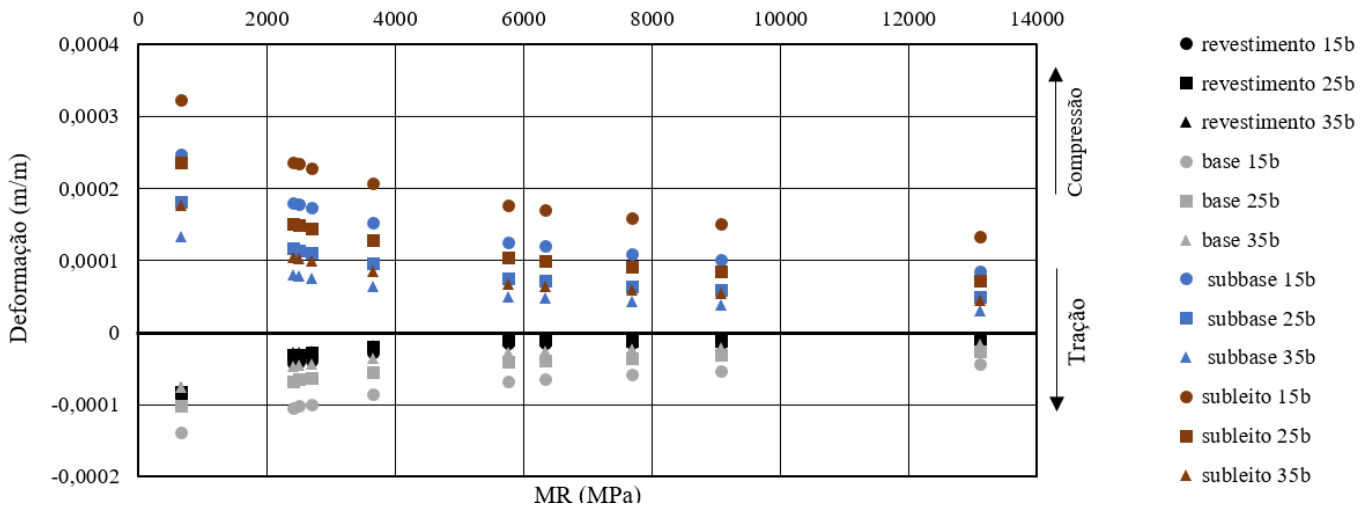


Figura 4.79 – Deformações encontradas na estrutura de pavimento B

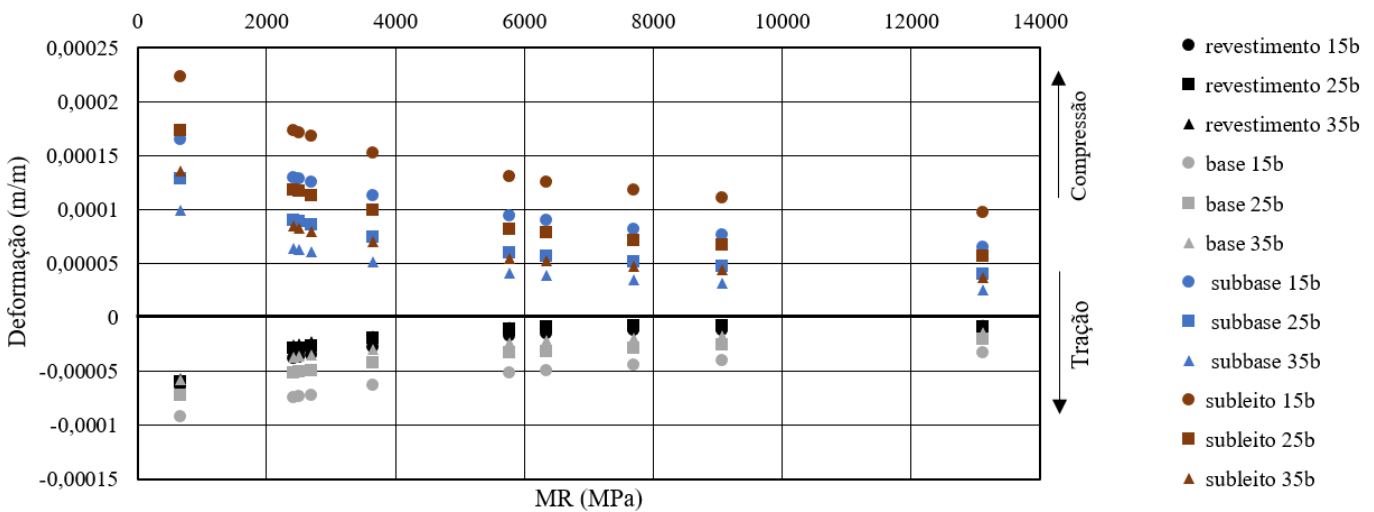


Figura 4.80 – Deformações encontradas na estrutura de pavimento C

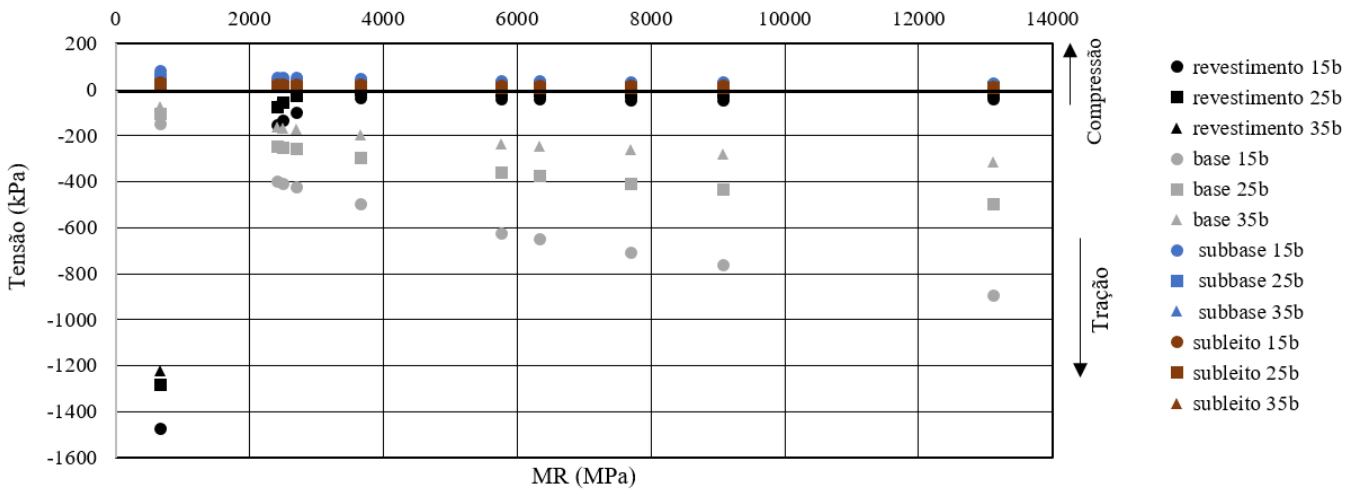


Figura 4.81 – Tensões encontradas na estrutura de pavimento A

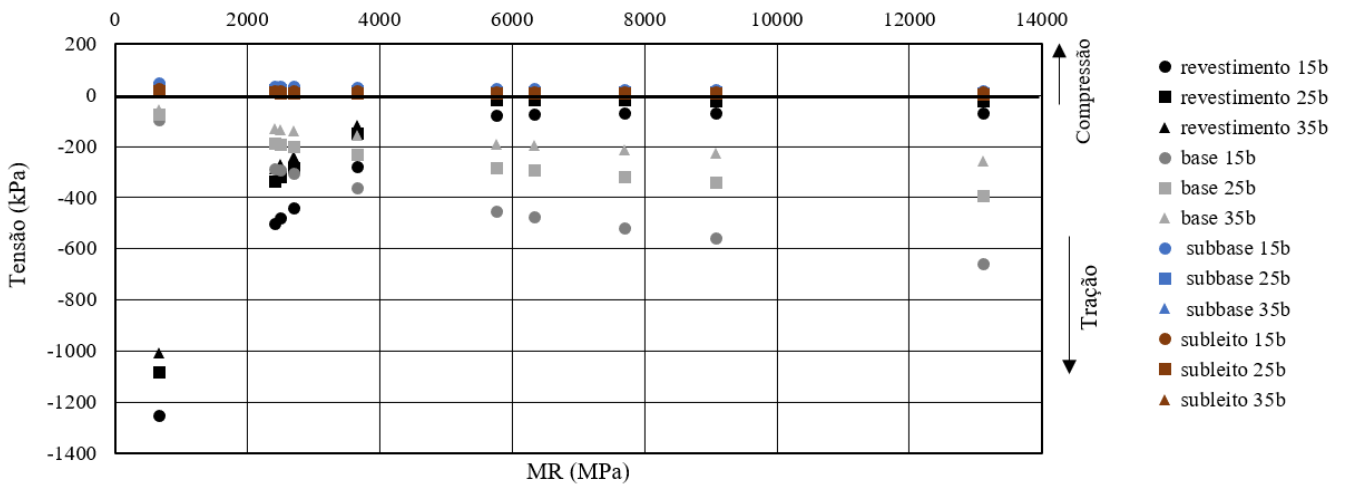


Figura 4.82 – Tensões encontradas na estrutura de pavimento B

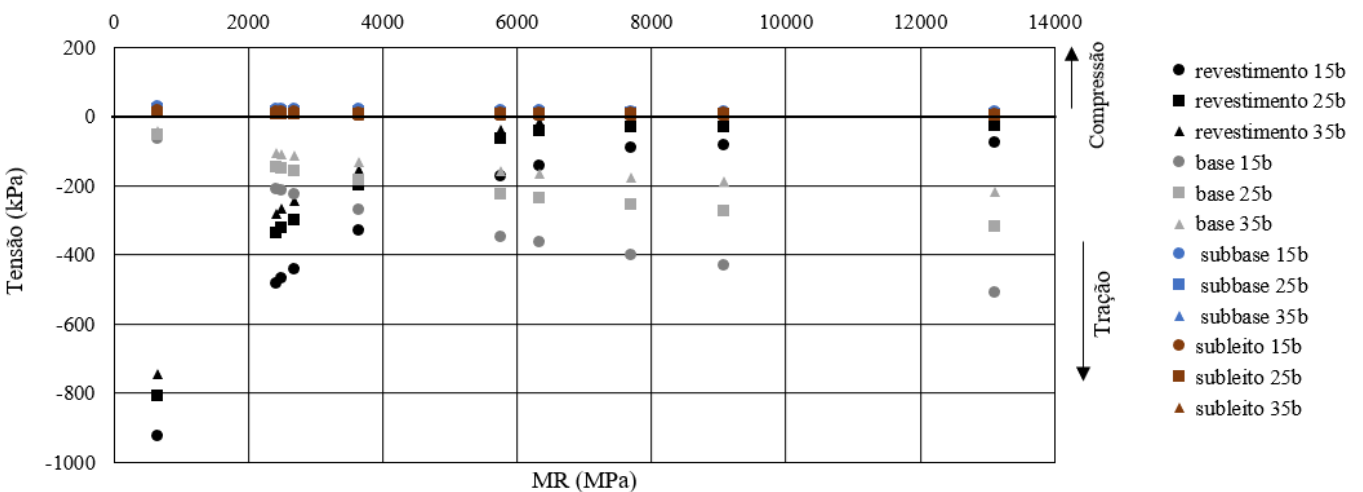


Figura 4.83 – Tensões encontradas na estrutura de pavimento C

Sobre as deformações encontradas, os valores positivos são deformações de compressão e os valores negativos são deformações de tração. Através deformações calculadas é possível perceber que quanto maior a espessura da camada de base menor as deformações encontradas, quanto maior a rigidez da camada de base cimentada, menor as deformações e quanto maior a estrutura do revestimento asfáltico menor as deformações no pavimento, em geral.

Sobre as tensões encontradas, os valores positivos são tensões de compressão e os valores negativos são tensões de tração. Pode-se perceber que quanto maior a espessura da camada de base menor as tensões encontradas e que quanto maior a espessura do revestimento asfáltico menor as tensões no pavimento, em geral. Sobre as tensões encontradas na camada cimentada, descritas na tabela 4.19, se obtiveram as figuras 4.84 a 4.86, afim de descrever melhor o comportamento na camada cimentada.

Tabela 4.19 – Valores de tensões obtidos na camada cimentada para a mistura sem e com a adição de fibra

	γ_d (g/cm ³)	TC (%)	MD (Mpa) 25°C - 10 Hz	Estrutura A			Estrutura B			Estrutura C		
				Tensão (kPa)			Tensão (kPa)			Tensão (kPa)		
				base - 15b	base - 25b	base - 35b	base - 15b	base - 25b	base - 35b	base - 15b	base - 25b	base - 35b
RAP + PDP G.	2	7	6338	-649	-375	-243	-476	-293	-197	-363	-236	-163
	2,1	7	7695	-708	-405	-261	-520	-318	-212	-399	-256	-176
	2,2	3	5767	-621	-360	-235	-455	-282	-190	-347	-226	-157
		5	9076	-762	-432	-277	-560	-340	-226	-430	-274	-188
		7	13116	-893	-495	-313	-657	-392	-258	-507	-319	-217
RAP + PDP G. + F	2	7	2502	-407	-248	-165	-292	-191	-133	-213	-149	-107
	2,1	7	2692	-424	-257	-171	-305	-199	-137	-224	-155	-111
	2,2	3	660	-148	-103	-73	-97	-73	-55	-65	-52	-42
		5	2412	-398	-243	-163	-285	-188	-130	-208	-146	-105
		7	3650	-498	-296	-195	-362	-230	-157	-271	-182	-129

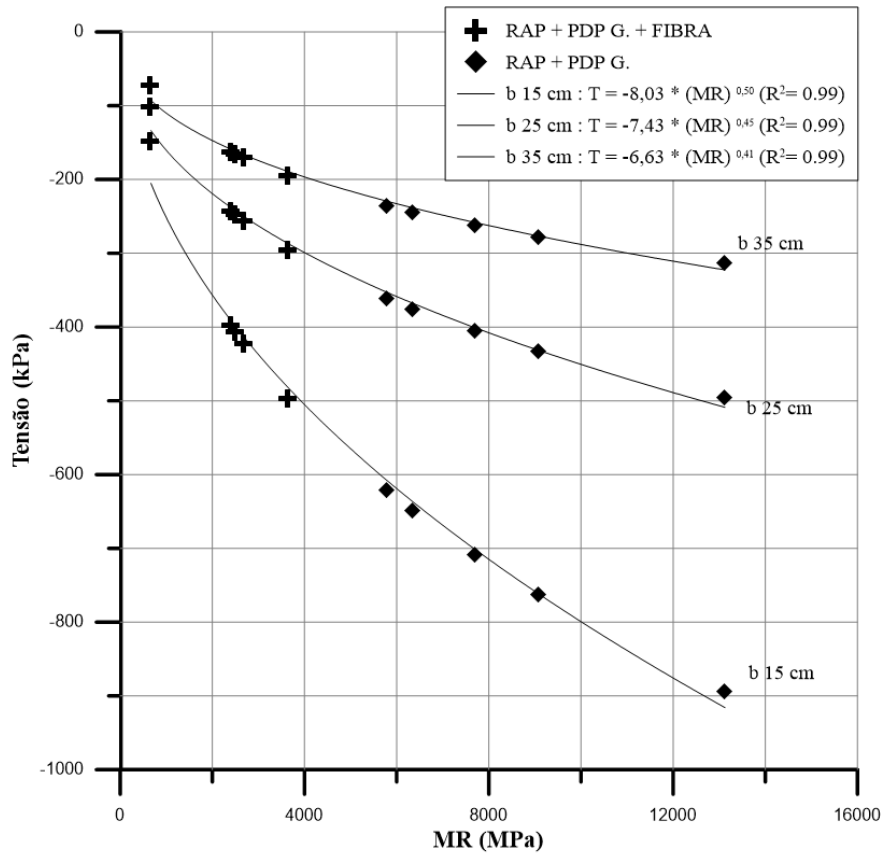


Figura 4.84 – Tensões encontradas na camada cimentada da estrutura de pavimento A

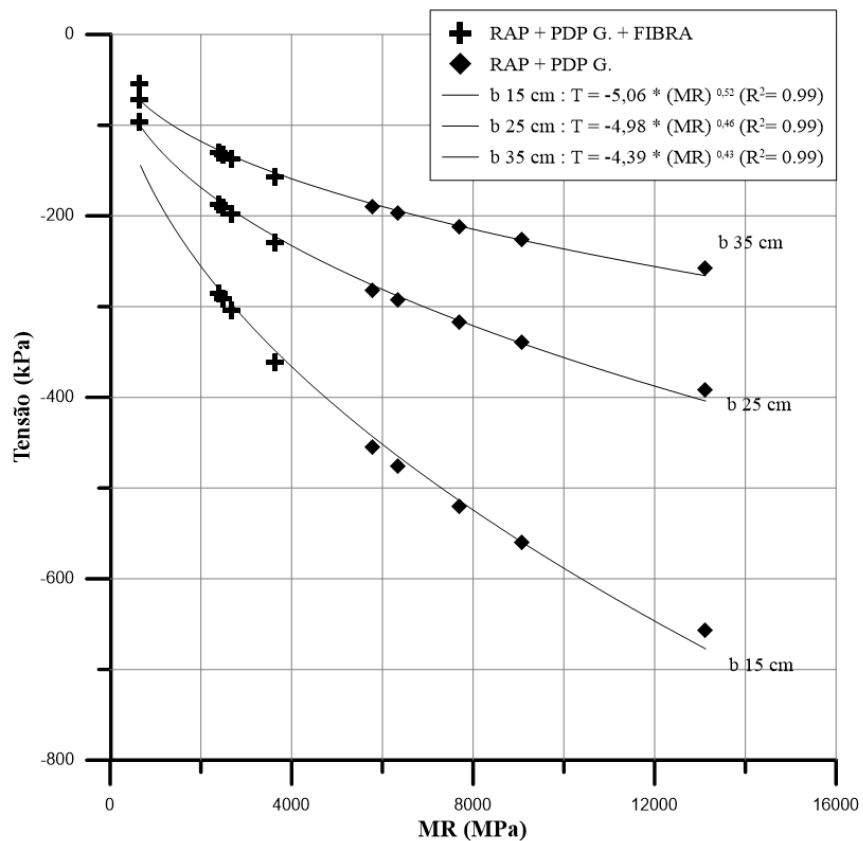


Figura 4.85 – Tensões encontradas na camada cimentada da estrutura de pavimento B

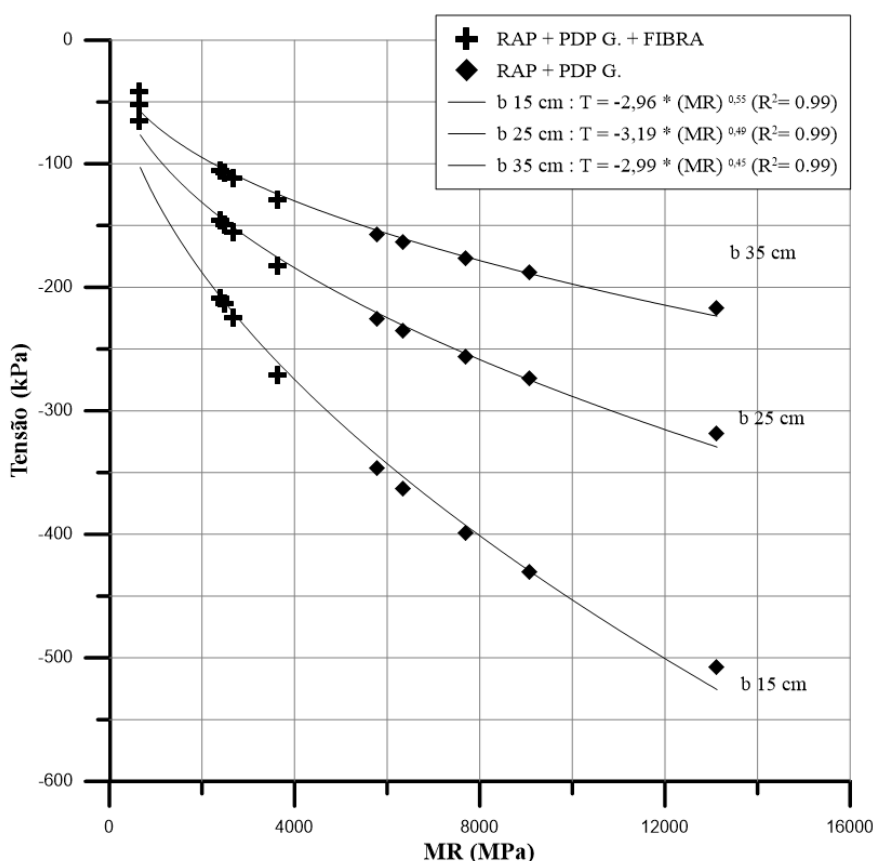


Figura 4.86 – Tensões encontradas na camada cimentada da estrutura de pavimento C

Sobre as tensões encontradas na camada cimentada, observa-se que maior o módulo da mistura, maior a tensão gerada na camada. Percebe-se que o aumento da espessura da camada de revestimento asfáltico de 5 para 15 cm reduziu a tensão na camada de base cimentada em todas as rigidezes, por exemplo, na maior tensão encontrada no maior módulo, reduziu de 893 kPa para 507 kPa, uma redução de 43,23%. O aumento da espessura da camada de base cimentada de 15 para 35 cm também influenciou na redução da tensão na camada cimentada em todas as rigidezes e estruturas analisadas, por exemplo, na maior tensão encontrada no maior módulo na estrutura A, reduziu de 893 kPa para 313 kPa, uma redução de 64,95%.

Fazendo uma relação com as resistências obtidas nas misturas, demonstradas na tabela 4.03, percebe-se que as espessuras das camadas, tanto do revestimento como da base cimentada, deveram ser espessas para que os materiais consigam atender as cargas submetidas, sendo que quanto menor a solicitação de carga de tração maior a vida útil da camada de fadiga.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise e discussão dos resultados obtidos, dentro das condições específicas deste estudo levaram às seguintes conclusões.

A) Quanto à influência da quantidade de cimento:

Através dos resultados dos ensaios, foi possível comprovar o ganho de rigidez, de resistência e durabilidade das misturas (RAP + PDP G. e RAP + PDP G. + FIBRA) em função do aumento do teor de cimento.

B) Quanto à influência da compactação:

Em relação à compactação, foi possível comprovar o ganho de rigidez, de resistência e durabilidade das misturas (RAP + PDP G. e RAP + PDP G. + FIBRA) em função do aumento da massa específica seca.

C) Quanto à influência da relação porosidade/teor volumétrico de cimento:

Observa-se uma boa correlação entre a porosidade/teor volumétrico de cimento compatibilizados e a resistência, rigidez e durabilidade para a mistura de RAP + PDP G. e RAP + PDP G. + FIBRA.

D) Quanto ao ensaio de MR:

Os resultados encontrados do módulo de resiliência variaram de 1.200 a 13.000 MPa para a mistura RAP + PDP G. e de 800 a 2.000 MPa para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA, com isso percebe-se que a inclusão de 0,5% de fibra resultou em uma menor rigidez. Conforme Bernucci et al. (2010) para materiais graduados tratados com cimento a rigidez fica entre 6.000 a 12.000 MPa.

E) Quanto ao ensaio de RTCD:

Quanto resistência à tração por compressão diametral, considerando o valor mínimo da especificação da Wirtgen (2012) só não foi atingido pela mistura RAP + PDP G. no teor de cimento de 3% para as massas específicas secas de 2,0 e 2,1 g/cm³. Como a adição de fibra reduziu a resistência à tração por compressão diametral, apenas as misturas com elevado teor de cimento (5% ou 7% de cimento) e/ou com maior compactação que atingiram esses resultados.

F) Quanto ao ensaio de MC:

Com a curva mestra de módulo dinâmico das misturas (RAP + PDP G. e RAP + PDP G. + FIBRA) foi possível verificar que o E^* aumenta em função da frequência. O menor valor verificado para o módulo dinâmico é encontrado nas frequências mais baixas, o que explica o formato da curva mestra. Percebe-se através da variação do valor do módulo, que ambas as misturas (RAP + PDP G. e RAP + PDP G. + FIBRA) tem propriedades viscoelásticas. Pode-se perceber também que as menores curvas são da mistura RAP + PDP G. + FIBRA, comprovando que a adição de fibra promoveu uma redução na rigidez das misturas.

G) Quanto ao ensaio de durabilidade:

Os resultados encontrados da perda de massa acumulada com ciclos de molhagem e secagem variam após o 12 ciclo de 0,50% a 6,17% para a mistura RAP + PDP G. e de 1,59% a 72,05% para a mistura RAP + PDP G. + FIBRA, com isso percebe-se que a inclusão de 0,5 % de fibra resultou em uma menor durabilidade. A *Portland Cement Association* (PCA) estabelece a perda admissível máxima nos ensaios de durabilidade, dependendo do tipo do solo, sendo essa perda entre 7 a 14%.

H) Quanto à análise das tensões e deformações no pavimento:

Há uma série de fatores que influenciam na escolha entre um e outro tipo de estrutura do pavimento. O que se pode observar é uma grande influência nas espessuras das camadas e nas rigidezes delas, nas tensões e deformações.

I) Quanto a diferença da mistura RAP + PDP G. para RAP + PDP B.:

Percebe-se um comportamento semelhante na rigidez e na durabilidade das misturas, nas analisadas. No ensaio de RTCD, se percebe uma maior resistência das misturas RAP + PDP B. devido a diferença do material fresado e do tipo de PDP utilizados.

Os três principais pontos obtidos na tese foram:

- O principal objetivo deste trabalho foi o de estudar o comportamento mecânico da mistura de fresado e pó-de-pedra tratada com adição de cimento e fibras de polipropileno. Sendo isso a incorporação de fibra na mistura gerou mudança no comportamento mecânico da mistura, como a redução da resistência, rigidez e a maior perda de massa. Duas hipóteses podem ser tiradas disso, uma que o comprimento da fibra deveria ser maior, devido ao tamanho do agregado ou reduzir a quantidade de fibra, devido a pouca quantidade de finos na mistura.
- O efeito do tipo do agregado na mistura, sendo que o agregado basáltico resultou em uma maior resistência em comparação com o agregado granítico, e as misturas resultaram em uma rigidez e perda de massa, semelhantes. Ou seja, se possível a escolha entre os agregados, utilizar agregado basáltico.
- Devido à elevada rigidez das camadas cimentadas, a aplicação de uma carga vertical no pavimento gera máximas tensões de tração na fibra inferior das camadas cimentadas. Sob cargas repetidas estas levam à fadiga da camada cimentada, gerando trincas que se propagam até a superfície, causando a ruptura do pavimento. Para esse tipo de estrutura de pavimento a espessura da camada cimentada deve ser espessa, para evitar uma maior tensão de tração na camada cimentada, tendo assim uma maior vida útil do pavimento.

Sendo isso a utilização da mistura de 70% de material fresado asfáltico e 30% de pó-de-pedra granítico com a adição de cimento (com/sem a adição de fibra) visando a execução de bases/sub-bases asfálticas para pavimentos novos, se mostrou uma alternativa promissora no ponto de vista da Engenharia e em relação ao meio ambiente, reduzindo o consumo de materiais pétreos e o evitando o descarte de um material nobre como o RAP.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma a dar prosseguimento ao trabalho realizado nesta tese e buscando o aperfeiçoamento da técnica. Em função das análises realizadas no decorrer da pesquisa, sugere-se:

- Analisar a estabilização química com outros tipos de cimento, como o, CP II, por apresentar menor quantidade de pozolona na sua composição;
- Analisar a utilização de menores teores de fibra, para verificar se a melhora a influência da fibra.
- Avaliar outras configurações, como, por exemplo, outros teores de cimento, outros tempos de curas, outros tipos de fibra.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL-BDAIRI, A; AL- TAWHEEL, H. M; NOOR, H. M. **Improving the properties of asphalt mixture fiber materials**. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering, 2020.

ALMEIDA JUNIOR, P. O. B. **Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFSM – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO, **Guide for Mechanistic-empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures**. Washington, DC: Transportation Research Board, 2004.

_____. **T 342-11**: Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt, Washington, DC: Transportation Research Board, 2015.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS– ASTM. **D559**: Standard Test Methods for Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2015

_____. **D2172**: Standard Test Methods for Quantitative Extraction of Asphalt Binder from Asphalt Mixtures, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017

_____. **D 3497**: Standard Test Method for Dynamic Modulus of Asphalt Mixtures (Withdrawn 2009), ASTM International, West Conshohocken, PA, 1979.

_____. **D 4123**: Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures (Withdrawn 2003), ASTM International, West Conshohocken, PA, 1995

_____. **D6931**: Standard Test Method for Indirect Tensile (IDT) Strength of Bituminous Mixtures, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012.

ARRA, Asphalt Reclaiming and Recycling Association - **Basic Asphalt Recycling Manual** Second Edition. Annapolis, Estados Unidos, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7182**: Solo - Ensaio de compactação, Rio de Janeiro, RJ, 1976.

_____. **13554**: Solo-cimento — Ensaio de durabilidade por molhagem e secagem, Rio de Janeiro, RJ, 2012.

_____. **15619**: Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas, Rio de Janeiro, RJ, 2012.

_____. **NM 52**: Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente, Rio de Janeiro, RJ, 2009.

_____. **NM 53**: Agregado graúdo - Determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de água, Rio de Janeiro, RJ, 2009.

_____. **NM 248**: Agregados - Determinação da composição granulométrica, Rio de Janeiro, RJ, 2003.

AUSTRALASIAN ROAD TRANSPORT AND TRAFFIC AGENCIES - AUSTRROADS. **Preliminary investigation of the influence of micro-cracking on fatigue life of cemented materials**: AUSTRROADS publication ; n. AP-T 198/12. Sydney, 54p. 2012.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica**: materiais, projetos e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 558 p., il.

BANTHIA, N. **Fiber Reinforced Concrete**. SP-142, Detroit: James I. Daniel e Surendra P. Shah, eds., American Concrete Institute, 1994.

BARROS, A. R. de. **Avaliação do comportamento de vigas de concreto auto adensável reforçado com fibras de aço**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Alagoas. Maceió. 2009.

BEHAK, L. **Análise estrutural de pavimentos de baixo volume de tráfego revestidos com solo modificado com cal considerando ensaios laboratoriais e monitoramento de trechos experimentais.** Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

BENTUR, A.; MINDESS, S. **Fibre Reinforced Cementitious Composites.** New York: Taylor & Francis, 2nd Edition, 2007.

BERNUCCI, L. B. *et al.* **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010. 504 p.

BOEIRA, F. D. **Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – UFSM – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

BONFIM, V. **Fresagem de Pavimentos Asfálticos.** 3 Ed., São Paulo, Exceção Editorial, 2011.

BOUSSINESQ, J., **Application des Potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement dès solides élastiques,** Paris: Gauthier-Villars. 1885

BUENO, L. D. **Contribuição para a previsão empírico-mecanicista da irregularidade longitudinal e seus desdobramentos econômicos em pavimentos asfálticos.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – UFSM – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019.

BURMISTER, D.M. **The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways.** Highway Research Board Proceedings, Washington, DC. 1943.

BUREAU INTERNATIONAL POUR LA STANDARDISATION DES FIBRES ARTIFICIELLES (BISFA) <https://bisfa.org/generic-fibre-names/> Acesso em 2021

CARDONE, F., GRILLI, A., BOCCI, M., GRAZIANI, A.. **Curing and temperature sensitivity of cement-bitumen treated materials**. International Journal of Pavement Engineering. Taylor & Francis. 2014

CASAGRANDE, M.D.T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

CASMER, J. D. **Fatigue cracking of cementitiously stabilized pavement layers through large-scale model experiments**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geológica). University of Wisconsin-Madison, Wisconsin, 2011.

CASTELO BRANCO, V. T. F. A. **Unified method for the analysis of nonlinear viscoelasticity and fatigue cracking of asphalt mixtures using the dynamic mechanical analyzer**. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Texas A&M University, College Station, TX. 2008.

CASTRO, L. N. **Reciclagem a frio "in situ" com espuma de asfalto**. Dissertação de Mestrado, COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro. 2003.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Análises do Transporte: Transporte em Movimento**. Brasília, 2019

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Anuário do transporte: Estatísticas consolidadas**. Brasília, 2018

CONSOLI, N.C.; VENDRUSCOLO, M.A.; FONINI, A.; DALLA ROSA, F. **Fiber reinforcement effects on sand considering a wide cementation range**. Geotextiles and Geomembranes, v. 27, n. 3, p. 196-203, 2009.

CONSOLI, N. C.; ZORTÉA, F.; SOUZA, M.; FESTUGATO, L. **Studies on the dosage of fiberreinforced cemented soils**. Journal of Materials in Civil Engineering, 23, No. 12, 1624–1632, 2011.

COSTA, F.B.P. **Análise da durabilidade de compósitos cimentícios de elevada capacidade de deformação reforçados com fibras**. Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

CROCKFORD, W.W. e LITTLE, D.N. **Tensile Fracture and Fatigue of Cemented-Stabilized Soil**. Journal of Transportation Engineering, v. 113, n. 5, p. 520 – 537, 1987.

DAROUS, J.; MOTTA, L. M. G. **Comparação entre programas de cálculo de tensões e reflexos no dimensionamento de pavimentos asfálticos**. Reunião Nacional da Pavimentação, anais 35, 2004.

DE BEER, M.; MAINA, J. W.; NETTERBERG, F. **Mechanistic modelling of weak interlayers in flexible and semi-flexible road pavements: Part 2**. Journal of the South African Institution of Civil Engineering, v. 54, n. 1, p. 43-54, 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 053: Misturas betuminosas – percentagem de betume**, 1994, Disponível em <<http://ipr.dnit.gov.br/normas/DNER-ME053-94.pdf>>.

_____, **DNER-ME 081: Agregados - determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo**, 1998, Disponível em <<https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dner-me081-98.pdf>>.

_____, **DNER-ME 084: Agregado miúdo - determinação da densidade real**, 1995, Disponível em <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dner_me_084_95.pdf>.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTE - DNIT. **DNIT-ES 141:** Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente, Rio de Janeiro – RJ, 2010, Disponível em <http://ipr.dnit.gov.br/normas/DNIT141_2010_ES.pdf>

_____, **DNIT ES – 167:** Reciclagem profunda de pavimentos “in situ” com adição de cimento Portland, , Rio de Janeiro – RJ, 2013.

_____, **Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro – RJ, 2006, Disponível em <http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf>.

_____, **DNIT ME-135:** Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas -Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio, Rio de Janeiro – RJ, 2010, Disponível em <http://ipr.dnit.gov.br/normas/DNIT135_2010_ME.pdf>.

_____, **DNIT ME-136:** Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas –Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio, Rio de Janeiro – RJ, 2010, Disponível em <http://ipr.dnit.gov.br/normas/DNIT136_2010_ME.pdf>

_____, **DNIT ME-164:** Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas– Método de ensaio, Rio de Janeiro – RJ, 2013, Disponível em https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/coletanea-de-normas/coletanea-de-normas/metodo-de-ensaio-me/dnit_164_2013_me.pdf

_____, **DNIT ME-184-** Misturas asfálticas - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – Método de ensaio Rio de Janeiro – RJ, 2018.

_____, **DNIT TER 005:** Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Terminologia, Rio de Janeiro – RJ, 2003.

DI BENEDETTO H.; DE LA ROCHE, C.; FRANCKEN, L. **Fatigue of Bituminous Mixtures: Different Approaches and RILEM Interlaboratory Tests.** Proceedings of the Fifth RILEM Symposium on Mechanical Tests for Bituminous Mixes. Rotterdam, Netherlands, 1997.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTROM, R. **Fatigue of Bituminous Mixtures.** Material and Structures, v. 37, p. 202-216, 2004.

DI BENEDETTO, H.; NGUYEN, Q.T.; SAUZÉAT, C. **Nonlinearity, heating, fatigue and thixotropy during cyclic loading of asphalt mixtures.** Road Materials and Pavement Design V. 12, N. 1 ,Pgs. 129-158, 2011.

DI BENEDETTO, H.; OLARD, F.; SAUZÉAT, C.; DELAPORTE, B. **Linear viscoelastic behaviour of bituminous materials: from binders to mixes.** Road Materials and Pavements Design. Road Materials and Pavement Design V. 4, N. 1 ,Pgs. 163-202, 2004.

DISFANI, M.; ARULRAJAH, A.; HAGHIGHI H.; MOHAMMADINIA, A.; HORPIBULSUK, S. **Flexural beam fatigue strength evaluation of crushed brick as supplementary material in cement stabilized recycled concrete aggregates.** Construction and building materials, n 68, 2014, p.667-676.

DOBBIN E.S.J; ROCHA L.F.S. **Estudo de concreto com adição de fibra de polipropileno para controle de fissuração.** Trabalho de Conclusão de Curso - Centro de Ciências Exatas e Tecnologia da Universidade da Amazônia, 2011.

EBELS, L. J.; JENKINS, K. **Mix Design of Bitumen Stabilized Materials: Best Practice and Considerations for Classification.** Proceedings of the 9th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa. Gaborone, Botsuana, 2007

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – FHWA. **User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction,** Washington, Estados Unidos, 2016

_____, **Overview of Project Selection Guidelines for Cold In-place and Cold Central Plant Pavement Recycling**. Publication N°. FHWA-HIF-17-042. Washington, Estados Unidos, 2018.

FÉLIX, A.H. **Compósitos de polipropileno com fibras de vidro utilizando viniltrimetoxisilano como agente de adesão**. Dissertação (Mestrado em Engenharia)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

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

FIGUEIREDO A.D. **Concreto com Fibras de Aço**. Boletim Técnico- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

FIGUEIREDO, A. **Concreto com Fibras**. In: ISAIA, G. C. Concreto: Ciência e Tecnologia. São Paulo: IBRACON, 2011. pp. 1328-1365.

FONTES, L. P. T. L. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos**. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Universidade do Minho, Braga, Portugal. 2009.

FOX, L. **Computation of traffic stress in a simple road structure**. Road Research Laboratory. Road research technical paper, no. 9. Londres. 27p., 1948.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **Manual para utilização do Método Mecânico-Empírico MeDiNa**, Rio de Janeiro – RJ, 2020.

GEORGE, K. P. **Soil stabilization field trial**. Department of Civil Engineering, The University of Mississippi, University, 2001.

GNANENDRAN, C.T. e PIRATHEEPAN, J. **Determination of life fatigue of granular base material lightly stabilized with slag lime from indirect diametral tensile testing.** Journal of Transportation Engineering, ASCE, v. 136, n. 8, p. 736 – 745, 2010.

GODENZONI, C., GRAZIANI, A., PERRATON, D. **Complex modulus characterization of cold-recycled mixtures with foamed bitumen and different contents of reclaimed asphalt.** Road Materials and Pavement Design. Taylor & Francis. 2016.

GOMES, R. L.; RODRIGUES, J. E. **Sistema de avaliação de materiais rochosos para uso como agregados.**, Revista Areia e Brita, abril/maio/junho, n. 18, p. 24-32, publicação trimestral da ANEPAC. 2002.

GRILLI, A., GRAZIANI, A., BOCCI, M. **Compactability and thermal sensitivity of cement-bitumen-treated materials.** Road Materials and Pavement Design. Taylor & Francis. 2012.

GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

HOYOS, L.R.; PUPPALA, J.A.; ORDONEZ, C.A. **Characterization of Cement-FiberTreated Reclaimed Asphalt Pavement Aggregates: Preliminary Investigation.** Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE), v.23, n.7, 2011

KHALID, H.A. **Comparison Between Bending and Diametral Fatigue Tests for Bituminous Materials.** Materials and Structures, v. 33, n. 7, p. 457 – 465, 2000.

KIM, Y. R. **Modeling of asphalt concrete.** American Society of Civil Engineers, McGraw-Hill Construction, 1ª Ed. 2008.

LEITE, L. M. F.; MOTTA, L. M. G. ; TEIXEIRA, L. H.; MORILHA, A.; MARTINS, L. D. **Informações básicas sobre materiais asfálticos: A importância das características dos agregados no desempenho das misturas asfálticas** – Rio de Janeiro: IBP, 2021.

LIMA, A. T. **Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas Recicladas a Quente**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – UFC – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

LITTLE, D.N. e YUSUF, F.A.M.S. **An example problem illustrating the application of the national lime association mixture design and testing protocol (MDTP) to ascertain engineering properties of lime-treated subgrades for mechanistic pavement design/analysis**. The National Lime Association, Federal Highway Administration, 2001

LÓPEZ, 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 (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2016.

LUZZI, F. C. **Adaptação de usina para reciclagem à quente e avaliação laboratorial das misturas asfálticas produzidas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFSM – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2019.

MALLICK, R. B.; KANDHAL, P. S.; BRADBURY, R. L. **Using warm-mix asphalt technology to incorporate high percentage of reclaimed asphalt pavement material in asphalt mixtures**. Transportation Research Record, v. 2051, 2007

MARARA, K.; ERENB, O.; YITMENA, I. **Compression specific toughness of normal strength steel fiber reinforced concrete (NSSFRC) and high strength steel fiber reinforced concrete (HSSFRC)** Revista Materials Research. Vol. 14. No. 2., 2011
<https://doi.org/10.1590/S1516-14392011005000042>

MARTINS, J.V.R. **Análise do comportamento mecânico de concretos reforçados com fibras e adição de resíduo de fresado asfáltico**. Dissertação (Mestrado)- Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Campinas, 2018.

MEDINA, J; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3ª Edição. Editora Interciência, Rio de Janeiro, 2015.

MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico.** Tese de Doutorado (Engenharia de Transportes). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt mixture and pavement analysis in Brazil.** Tese de Doutorado (Engenharia Civil). North Carolina State University. North Carolina (EUA), 2015.

NASCIMENTO, R. S. **Estudo de desempenho à fadiga de base cimentada tipo BGTC na BR-101/SE.** Dissertação de mestrado (Engenharia Civil). Universidade Federal De Sergipe. São Cristóvão, 2017.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM - NCHRP. **Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement design structures. Part 2: design inputs.** Transportation Research Board, National Research Council, Champaign, Illinois, 2004.

OLARD, F. e DI BENEDETTO, H. **General “2S2P1D” model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes.** Road Materials and Pavement Design, 4, 185–224. 2003

PADULA, R. **Transportes: fundamentos e propostas para o Brasil.** Brasília: Confea, 2008.

PAPAGIANNAKIS, A. T.; MASAD, E. A. **Pavement design and materials.** New Jersey: J.Wiley, 2008. 542 p., il.

PASA V.F. **Análise do comportamento de estruturas de concreto armado reforçadas com fibras de aço via método dos elementos finitos.** Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

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

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª Edição, Oficina de textos. São Paulo – SP, Brasil. 2006

PINTO, S. **Tópicos especiais em mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro, RJ: COPPE/UFRJ, 1989

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PINTO JR. N.O. **Análise do desempenho de concretos incorporando baixos teores de fibras de polipropileno, nylon e poliéster**. Universidade Estadual de Campinas: Laboratório de Estruturas e Construção Civil, 2001. 48p. (Relatório de Ensaios Tecnológicos).

PIRES, G.M. **Estudo da estabilização granulométrica e química de material fresado com adição de cimento Portland e cinza de casca de arroz para aplicação em camadas de pavimentos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – UFSM – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (PCA). **Soil-Cement Laboratory Handbook**. Engineering Bulletin EB052S, Skokie, 62 pp, 1971

PREUSSLER, E. S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

SALES, K.C.S. **Melhoria de solos por inclusão de fibras naturais**. Tese (Mestrado)- Universidade de Brasília, Brasília, 2011.

SALVADOR, R. P. **Análise comparativa de métodos de ensaio para caracterização do comportamento mecânico de concreto reforçado com fibras**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da USP, São Paulo, 2013.

SANTOS, A. M. **Estudo de compósitos híbridos polipropileno / fibras de vidro e coco para aplicações em engenharia**. Tese (Mestrado)- Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2006.

SANTOS, A.P.S. **Comportamento de misturas solo-cimento-fibra sob compressão confinada com medição lateral**. Dissertação (Mestrado)- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

SARZALEJO, A.G. et al. Manual Técnico: Fibras como elemento estrutural para reforço de concreto. Macaferri do Brasil Ltda., 2009.

SILVA, A. H. M. **Avaliação do Comportamento de Pavimentos com Camada Reciclada de Revestimentos Asfálticos a Frio com Emulsão Modificada por Polímero**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo. 2011.

SILVA, C. F. S. C. **Reutilização do resíduo oriundo dos serviços de restauração asfáltica como material alternativo em camadas de pavimentos flexíveis**. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2012.

SILVA, V. D. **Avaliação da deformação permanente de misturas estabilizadas com asfalto**. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo. 2019.

SOUSA, J.B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C.L. **Summary report on permanent deformation in asphalt concrete**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, DC, USA. 1991

SOUZA, M. V. R. **Efeito de fibras sintéticas nas propriedades de ligantes e concretos asfálticos**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-185/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.

TANESI, J. **Controle da fissuração por retração dos concretos reforçados com fibras de polipropileno**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da USP, São Paulo, 1999.

TAPKIN, S. **The effect of polypropylene fibers on asphalt performance**, Build. Environ. 43 (6), 2008.

TAYLOR, G. D. **Materials in construction**. 2ed. London: Longman Scientific & Technical, 284p, 1994.

TEBALDI, G. **Cold Recycling**. Arizona Pavements and Material Conference. Estados Unidos, 2013

THEYSE, H.; DE BEER, M.; RUST, F. **Overview of South African mechanistic pavement design method**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol. 1539, N.1, p. 6-17, 1996.

UNDERWOOD, B. S. **Multiscale constitutive modeling of asphalt concrete**. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). North Carolina State University – Raleigh, North Carolina, 2011.

UNGER FILHO, W. **Estudo de mistura asfáltica reciclada a frio produzida com 100% de revestimento asfáltico fresado e agente de reciclagem emulsionado** Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo, São Paulo. 2019.

UZAN, J. **JULEA - Jacob Uzan Layered Elastic Analysis Program**. U.S.A. 1978

VENSON, G. I. **Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2015.

YEO, Y. S. **Characterization of cement-treated crushed rock base course for Western Australian roads**. Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Curtin University, School of Civil and Mechanical Engineering. 2011.

WEST, R. C. (2015). **Best Practices for RAP and RAS Management**. Quality Improvement Series 129. National Asphalt Pavement Association. Lanham, Maryland. Estados Unidos.

WIRTGEN. **Tecnologia de Reciclagem a Frio**. 1. ed. Windhagen: Wirtgen GmgH, 2012.

WOOD, L. **Recycling of bituminous pavements**. 1978.

APÊNDICE A

Teor de Cimento (%)	Massa específica aparente seca (g/cm ³)	Teor de umidade (%)	Altura (cm)	Diametro (cm)	Volume (cm ³)	Massa do cp(g)	Massa de solidos (g)	Massa da mistura (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)	Volume da mistura (cm ³)	Volume do cimento (cm ³)	Volume de água (cm ³)	Vv	e	n (%)	Civ	n/Civ
3	2,0	9,162	12,143	10,02	957,705	2005,210	1836,918	1783,415	53,502	168,292	688,019	16,985	168,292	252,701	0,358	26,386	1,774	14,878
5		8,703	12,103	10,02667	955,186	2014,020	1852,767	1764,540	88,227	161,253	680,738	28,009	161,253	246,440	0,348	25,800	2,932	8,799
7		9,152	12,190	10,03	962,025	2028,500	1858,414	1736,836	121,578	170,086	670,050	38,596	170,086	253,379	0,358	26,338	4,012	6,565
3	2,1	8,801	12,217	10,037	966,054	2101,280	1931,300	1875,048	56,251	169,980	723,370	17,858	169,980	224,826	0,303	23,273	1,849	12,590
5		9,140	12,210	10,037	965,527	2102,200	1926,145	1834,424	91,721	176,055	707,698	29,118	176,055	228,711	0,310	23,688	3,016	7,855
7		9,138	12,237	10,043	968,921	2104,060	1927,895	1801,771	126,124	176,165	695,101	40,039	176,165	233,781	0,318	24,128	4,132	5,839
3	2,2	9,048	12,217	10,047	967,980	2168,200	1988,292	1930,381	57,911	179,908	744,717	18,385	179,908	204,878	0,268	21,166	1,899	11,144
5		8,583	12,237	10,053	970,852	2183,720	2011,098	1915,331	95,767	172,622	738,911	30,402	172,622	201,539	0,262	20,759	3,131	6,629
7		9,277	12,217	10,047	967,980	2183,280	1997,927	1867,222	130,706	185,353	720,351	41,494	185,353	206,135	0,271	21,295	4,287	4,968

Quadro A.01 - Dados gerais dos corpos-de-prova de durabilidade para a mistura sem a adição de fibra (RAP + PDP G.)

Teor de Cimento (%)	Massa específica aparente seca (g/cm ³)	Teor de umidade (%)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Volume (cm ³)	Massa do cp(g)	Massa de sólidos (g)	Massa da mistura (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)	Volume da mistura (cm ³)	Volume do cimento (cm ³)	Volume de água (cm ³)	Vv	e	n (%)	Civ	n/Civ
3	2,0	8,738	15,360	10,01	1208,173	2516,400	2314,186	2246,783	67,403	202,214	866,781	21,398	202,214	319,994	0,360	26,486	1,771	14,954
3		8,667	15,520	10,00	1218,320	2514,400	2313,858	2246,464	67,394	200,542	866,658	21,395	200,542	330,267	0,372	27,108	1,756	15,437
5		9,416	15,440	10,03	1219,323	2522,800	2305,696	2195,901	109,795	217,104	847,151	34,856	217,104	337,316	0,382	27,664	2,859	9,678
5		9,499	15,380	10,04	1217,008	2495,100	2278,651	2170,144	108,507	216,449	837,215	34,447	216,449	345,347	0,396	28,377	2,830	10,026
7		9,259	15,430	10,02	1215,296	2518,800	2305,348	2154,531	150,817	213,452	831,191	47,878	213,452	336,226	0,382	27,666	3,940	7,022
7		8,991	15,410	10,03	1216,954	2524,700	2316,430	2164,888	151,542	208,270	835,187	48,109	208,270	333,659	0,378	27,418	3,953	6,936
3	2,1	8,893	15,540	10,060	1234,573	2585,800	2374,625	2305,461	69,164	211,175	889,418	21,957	211,175	323,198	0,355	26,179	1,778	14,720
3		8,948	15,450	10,030	1220,113	2620,300	2405,092	2335,041	70,051	215,208	900,830	22,238	215,208	297,045	0,322	24,346	1,823	13,357
5		9,068	15,490	10,040	1225,712	2609,700	2392,727	2278,788	113,939	216,973	879,128	36,171	216,973	310,413	0,339	25,325	2,951	8,582
5		8,852	15,490	10,040	1225,712	2631,200	2417,227	2302,121	115,106	213,973	888,130	36,542	213,973	301,041	0,326	24,560	2,981	8,238
7		9,404	15,480	10,020	1220,046	2637,600	2410,881	2253,160	157,721	226,719	869,241	50,070	226,719	300,734	0,327	24,649	4,104	6,006
7		9,460	15,470	10,020	1219,257	2635,500	2407,729	2250,214	157,515	227,771	868,105	50,005	227,771	301,148	0,328	24,699	4,101	6,022
3	2,2	9,424	15,530	10,040	1228,877	2729,300	2494,243	2421,595	72,648	235,057	934,221	23,063	235,057	271,593	0,284	22,101	1,877	11,776
3		9,486	15,590	10,030	1231,169	2729,200	2492,739	2420,135	72,604	236,461	933,658	23,049	236,461	274,462	0,287	22,293	1,872	11,908
5		8,970	15,490	10,000	1215,965	2722,600	2498,486	2379,510	118,976	224,114	917,986	37,770	224,114	260,209	0,272	21,399	3,106	6,889
5		9,456	15,520	10,040	1228,086	2730,300	2494,427	2375,645	118,782	235,873	916,494	37,709	235,873	273,883	0,287	22,302	3,071	7,263
7		8,515	15,500	10,010	1219,185	2733,300	2518,822	2354,040	164,783	214,478	908,159	52,312	214,478	258,714	0,269	21,220	4,291	4,946
7		9,478	15,450	10,030	1220,113	2730,100	2493,743	2330,601	163,142	236,357	899,117	51,791	236,357	269,205	0,283	22,064	4,245	5,198

Quadro A.02 - Dados gerais dos corpos-de-prova de MC para a mistura sem a adição de fibra (RAP + PDP G.)

Teor de Cimento (%)	Massa específica aparente seca (g/cm ³)	Teor de umidade (%)	Altura (cm)	Diametro (cm)	Volume (cm ³)	Massa do cp(g)	Massa de sólidos (g)	Massa da mistura (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)	Volume da mistura (cm ³)	Volume do cimento (cm ³)	Volume de água (cm ³)	Vv	e	n (%)	Civ	n/Civ
3	2,0	9,264	6,323	10,01	497,375	997,230	912,683	886,100	26,583	84,547	341,846	8,439	84,547	147,090	0,420	29,573	1,697	17,430
3		9,622	6,307	10,01	496,394	1000,400	912,594	886,014	26,580	87,806	341,813	8,438	87,806	146,143	0,417	29,441	1,700	17,319
5		9,447	6,337	10,02	499,088	1003,400	916,789	873,132	43,657	86,611	336,844	13,859	86,611	148,385	0,423	29,731	2,777	10,707
5		9,553	6,297	10,01	495,277	1012,900	924,578	880,550	44,028	88,322	339,705	13,977	88,322	141,595	0,400	28,589	2,822	10,131
7		9,468	6,313	10,02	497,250	1010,900	923,467	863,054	60,414	87,433	332,955	19,179	87,433	145,116	0,412	29,184	3,857	7,566
7		8,990	6,293	10,01	495,015	1010,500	927,148	866,493	60,655	83,352	334,282	19,255	83,352	141,477	0,400	28,580	3,890	7,347
3	2,1	9,207	6,363	10,02	501,855	1056,400	967,337	939,162	28,175	89,063	362,317	8,944	89,063	130,594	0,352	26,022	1,782	14,601
3		8,911	6,373	10,03	502,979	1053,700	967,491	939,311	28,179	86,209	362,375	8,946	86,209	131,658	0,355	26,176	1,779	14,717
5		9,163	6,400	10,04	506,764	1059,000	970,109	923,913	46,196	88,891	356,434	14,665	88,891	135,664	0,366	26,771	2,894	9,251
5		9,617	6,403	10,04	507,028	1061,300	968,188	922,084	46,104	93,112	355,728	14,636	93,112	136,663	0,369	26,954	2,887	9,337
7		9,591	6,380	10,05	506,186	1056,600	964,133	901,059	63,074	92,467	347,617	20,024	92,467	138,546	0,377	27,370	3,956	6,919
7		8,895	6,363	10,03	502,523	1059,300	972,776	909,137	63,640	86,524	350,734	20,203	86,524	131,587	0,355	26,185	4,020	6,513
3	2,2	9,603	6,403	10,03	505,346	1105,800	1008,917	979,531	29,386	96,883	377,891	9,329	96,883	118,126	0,305	23,375	1,846	12,662
3		9,387	6,423	10,03	507,599	1106,100	1011,180	981,728	29,452	94,920	378,738	9,350	94,920	119,511	0,308	23,544	1,842	12,782
5		9,369	6,390	10,04	505,300	1104,600	1009,977	961,883	48,094	94,623	371,083	15,268	94,623	118,950	0,308	23,540	3,022	7,791
5		9,118	6,410	10,05	508,229	1105,600	1013,211	964,962	48,248	92,389	372,271	15,317	92,389	120,642	0,311	23,738	3,014	7,876
7		9,200	6,420	10,05	509,022	1107,600	1014,287	947,931	66,355	93,313	365,700	21,065	93,313	122,257	0,316	24,018	4,138	5,804
7		9,165	6,397	10,06	507,845	1105,200	1012,416	946,183	66,233	92,784	365,026	21,026	92,784	121,793	0,315	23,982	4,140	5,792

Quadro A.03 - Dados gerais dos corpos-de-prova de MR/RCTD para a mistura sem a adição de fibra (RAP + PDP G.)

Teor de Cimento (%)	Massa específica aparente seca (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Volume (cm³)	Massa do cp(g)	Massa de sólidos (g)	Massa da mistura (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)	Volume da mistura (cm³)	Volume do cimento (cm³)	Volume de água (cm³)	Massa de Fibra(g)	Volume de Fibra (cm³)	Vv	e	n (%)	Civ	n/Civ
3	2,0	8,994	11,890	10,18	967,269	2007,570	1841,909	1779,622	53,389	165,661	686,556	16,949	165,661	8,898	9,778	253,986	0,356	26,258	1,752	14,985
5		9,402	12,030	10,24	990,228	2007,710	1835,168	1739,495	86,975	172,542	671,076	27,611	172,542	8,697	9,558	281,984	0,398	28,477	2,788	10,213
7		9,229	12,140	10,17	985,667	2029,370	1857,904	1728,283	120,980	171,466	666,750	38,406	171,466	8,641	9,496	271,015	0,379	27,496	3,896	7,057
3	2,1	9,220	12,090	10,180	983,539	2062,820	1888,683	1824,815	54,744	174,137	703,991	17,379	174,137	9,124	10,026	252,142	0,345	25,636	1,767	14,508
5		9,122	11,930	10,190	972,430	2092,990	1918,028	1818,036	90,902	174,962	701,376	28,858	174,962	9,090	9,989	232,208	0,314	23,879	2,968	8,047
7		8,759	12,090	10,200	987,407	2109,130	1939,269	1803,972	126,278	169,861	695,950	40,088	169,861	9,020	9,912	241,457	0,324	24,454	4,060	6,023
3	2,2	8,876	12,230	10,200	998,841	2186,880	2008,597	1940,673	58,220	178,283	748,688	18,483	178,283	9,703	10,663	221,008	0,284	22,126	1,850	11,958
5		9,106	12,220	10,230	1003,904	2185,820	2003,391	1898,949	94,947	182,429	732,591	30,142	182,429	9,495	10,434	230,737	0,298	22,984	3,002	7,655
7		9,440	12,070	10,170	979,984	2182,150	1993,924	1854,813	129,837	188,226	715,564	41,218	188,226	9,274	10,191	213,011	0,278	21,736	4,206	5,168

Quadro A.04 - Dados gerais dos corpos-de-prova de durabilidade para a mistura com a adição de fibra (RAP + PDP G. + FIBRA)

Teor de Cimento (%)	Massa específica aparente seca (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Volume (cm³)	Massa do cp (g)	Massa de sólidos (g)	Massa da mistura (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)	Volume da mistura (cm³)	Volume do cimento (cm³)	Volume de água (cm³)	Massa de Fibra (g)	Volume de Fibra (cm³)	Vv	e	n (%)	Civ	n/Civ
3	2,0	9,322	15,240	10,16	1234,929	2529,400	2313,715	2235,474	67,064	215,685	862,418	21,290	215,685	11,177	12,283	338,938	0,378	27,446	1,724	15,920
3		9,280	15,210	10,21	1244,659	2540,000	2324,305	2245,705	67,371	215,695	866,365	21,388	215,695	11,229	12,339	344,567	0,383	27,684	1,718	16,111
5		9,094	15,020	10,100	1202,769	2527,800	2317,084	2196,288	109,814	210,716	847,301	34,862	210,716	10,981	12,068	308,539	0,345	25,652	2,898	8,850
5		9,073	14,980	10,100	1199,566	2530,200	2319,731	2198,797	109,940	210,469	848,269	34,902	210,469	10,994	12,081	304,315	0,340	25,369	2,910	8,719
7		9,342	15,020	10,160	1217,102	2536,200	2319,511	2157,685	151,038	216,689	832,408	47,949	216,689	10,788	11,855	324,890	0,364	26,694	3,940	6,776
7		9,236	14,990	10,170	1217,063	2532,400	2318,283	2156,543	150,958	214,117	831,967	47,923	214,117	10,783	11,849	325,324	0,365	26,730	3,938	6,788
3	2,1	9,498	15,17	10,17	1231,678	2630,7	2402,51	2321,265	69,63796	228,1904	895,5154	22,10729	228,1904	11,60633	12,75421	301,301	0,323848	24,46265	1,794892	13,62904
3		9,285	15,07	10,19	1228,376	2632,1	2408,473	2327,027	69,81082	223,6267	897,7382	22,16216	223,6267	11,63514	12,78586	295,6896	0,31703	24,07159	1,804184	13,34209
5		9,435	15,08	10,12	1212,361	2630,6	2403,801	2278,485	113,9242	226,7987	879,0111	36,16642	226,7987	11,39242	12,51915	284,6645	0,306851	23,48017	2,983139	7,870961
5		9,273	15,11	10,09	1207,582	2627,9	2404,894	2279,521	113,976	223,0058	879,4107	36,18287	223,0058	11,3976	12,52484	279,4631	0,301107	23,14238	2,996308	7,72363
7		9,144	15,11	10,1	1209,976	2628,5	2408,286	2240,266	156,8186	220,2137	864,2669	49,7837	220,2137	11,20133	12,30916	283,6165	0,306162	23,43984	4,114436	5,696976
7		9,076	15,09	10,1	1208,375	2629,5	2410,704	2242,516	156,9761	218,7955	865,1347	49,83368	218,7955	11,21258	12,32152	281,0848	0,303125	23,26139	4,124026	5,640458
3	2,2	8,921	15,26	10,17	1238,985	2719,1	2496,396	2411,977	72,35932	222,7035	930,5109	22,97121	222,7035	12,05989	13,25262	272,2504	0,281619	21,97366	1,854035	11,85181
3		9,181	15,29	10,19	1246,308	2722,3	2493,383	2409,065	72,27196	228,9175	929,3875	22,94348	228,9175	12,04533	13,23662	280,7408	0,290752	22,52579	1,840915	12,23619
5		8,771	15,2	10,21	1243,841	2724,4	2504,712	2374,134	118,7067	219,6883	915,9116	37,68467	219,6883	11,87067	13,04469	277,1997	0,286766	22,28579	3,029703	7,355767
5		9,08	15,15	10,19	1234,897	2722,4	2495,783	2365,671	118,2836	226,6171	912,6465	37,55033	226,6171	11,82836	12,99819	271,7017	0,282084	22,00198	3,040767	7,235668
7		8,765	15,21	10,23	1249,54	2730	2509,999	2334,882	163,4418	220,0014	900,7687	51,88628	220,0014	11,67441	12,82902	284,056	0,294211	22,73284	4,15243	5,474588
7		8,746	15,23	10,19	1241,418	2728,6	2509,15	2334,093	163,3865	219,4502	900,464	51,86873	219,4502	11,67046	12,82469	276,2602	0,286233	22,25361	4,178185	5,326143

Quadro A.05 - Dados gerais dos corpos-de-prova de MC para a mistura com a adição de fibra (RAP + PDP G. + FIBRA)

Teor de Cimento (%)	Massa específica aparente seca (g/cm³)	Teor de umidade (%)	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	Volume (cm³)	Massa do cp(g)	Massa de sólidos (g)	Massa da mistura (g)	Massa de cimento (g)	Massa de água (g)	Volume da mistura (cm³)	Volume do cimento (cm³)	Volume de água (cm³)	Massa de Fibra(g)	Volume de Fibra (cm³)	Vv	e	n (%)	Civ	n/Civ
3	2,0	9,268	6,257	10,02	493,410	993,900	909,598	878,839	26,365	84,302	339,045	8,370	84,302	4,394	4,829	141,166	0,401	28,610	1,696	16,866
3		9,000	6,300	10,02	496,728	992,700	910,734	879,936	26,398	81,966	339,468	8,380	81,966	4,400	4,835	144,045	0,408	28,999	1,687	17,188
5		9,114	6,270	10,021	494,264	997,600	914,273	866,610	43,330	83,327	334,327	13,756	83,327	4,333	4,762	141,420	0,401	28,612	2,783	10,281
5		8,745	6,280	10,019	494,855	1001,200	920,686	872,688	43,634	80,514	336,672	13,852	80,514	4,363	4,795	139,536	0,393	28,197	2,799	10,073
5		9,049	6,210	10,017	489,144	989,400	907,299	859,999	43,000	82,101	331,777	13,651	82,101	4,300	4,725	138,991	0,397	28,415	2,791	10,182
7		9,327	6,280	10,02	494,855	992,000	907,370	844,065	59,085	84,630	325,630	18,757	84,630	4,220	4,638	145,831	0,418	29,469	3,790	7,775
7		9,351	6,220	10,02	490,323	992,900	907,994	844,645	59,125	84,906	325,854	18,770	84,906	4,223	4,641	141,058	0,404	28,768	3,828	7,515
3	2,1	9,281	6,360	10,026	501,860	1035,200	947,283	915,249	27,457	87,917	353,092	8,717	87,917	4,576	5,029	135,022	0,368	26,904	1,737	15,490
3		9,490	6,390	10,023	503,925	1030,200	940,908	909,090	27,273	89,292	350,716	8,658	89,292	4,545	4,995	139,557	0,383	27,694	1,718	16,119
5		8,984	6,380	10,023	503,136	1039,700	953,993	904,259	45,213	85,707	348,852	14,353	85,707	4,521	4,968	134,963	0,367	26,824	2,853	9,403
5		9,137	6,350	10,025	500,970	1038,000	951,098	901,515	45,076	86,902	347,793	14,310	86,902	4,508	4,953	133,914	0,365	26,731	2,856	9,358
7		9,309	6,160	10,021	485,593	1036,200	947,955	881,818	61,727	88,245	340,195	19,596	88,245	4,409	4,845	120,957	0,332	24,909	4,035	6,173
7		9,505	6,320	10,023	498,405	1034,900	945,071	879,136	61,540	89,829	339,160	19,536	89,829	4,396	4,830	134,878	0,371	27,062	3,920	6,904
3		2,2	8,754	6,380	10,025	503,337	1076,900	990,216	956,731	28,702	86,684	369,095	9,112	86,684	4,784	5,257	119,874	0,313	23,816	1,810
3	9,398		6,420	10,026	506,594	1087,900	994,442	960,814	28,824	93,458	370,670	9,151	93,458	4,804	5,279	121,494	0,315	23,983	1,806	13,277
5	9,070		6,420	10,025	506,493	1078,100	988,448	936,917	46,846	89,652	361,451	14,872	89,652	4,685	5,148	125,022	0,328	24,684	2,936	8,407
5	9,136		6,410	10,026	505,805	1088,600	997,471	945,470	47,274	91,129	364,751	15,007	91,129	4,727	5,195	120,852	0,314	23,893	2,967	8,053
7	9,302		6,480	10,023	511,023	1087,600	995,041	925,620	64,793	92,559	357,093	20,569	92,559	4,628	5,086	128,275	0,335	25,102	4,025	6,236
7	9,457		6,440	10,026	508,172	1085,600	991,805	922,609	64,583	93,795	355,931	20,502	93,795	4,613	5,069	126,669	0,332	24,926	4,035	6,178

Quadro A.06 - Dados gerais dos corpos-de-prova de MR/RTCD para a mistura com a adição de fibra (RAP + PDP G. + FIBRA)

APÊNDICE B

TEMPERATURA 4°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	3427	6,705	7340	4,59	8949	4,195
20	3188,5	7,025	7248	4,55	8862,5	4,155
10	3111,5	7,275	7082	4,625	8675,5	4,35
5	3028,5	7,385	6896	4,965	8461,5	4,5
2	2934	7,625	6662,5	5,23	8185	4,715
1	2867,5	7,835	6466,5	5,43	7968	4,915
0,5	2828,5	8	6290,5	5,625	7758,5	5,08
0,2	2760	8,31	6074,5	5,96	7486	5,315
0,1	2724	8,585	5900	6,255	7294	5,575
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	5187	5,88	8337	4,505	10402,5	2,545
20	4980	6,05	8135,5	4,275	10180,5	3,755
10	4869,5	6,225	7952	4,52	9953	3,905
5	4736	6,335	7750,5	4,795	9703,5	4,51
2	4569,5	6,63	7483	5,24	9366	5,17
1	4439	6,9	7271	5,605	9116	5,44
0,5	4337	7,145	7061,5	5,915	8878	5,675
0,2	4185	7,5	6831,5	6,39	8567,5	5,975
0,1	4080	7,75	6682,5	6,685	8337,5	6,195
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	7309	5,045	11158,5	2,895	16957,5	2,61
20	7165,5	4,91	10884,5	4,225	16517,5	3,71
10	6994	5,225	10632,5	4,42	16151,5	3,845
5	6792	5,12	10364	4,54	15778,5	4,025
2	6535,5	5,37	10011,5	4,895	15284,5	4,29
1	6333	5,66	9731,5	5,15	14896,5	4,47
0,5	6153	5,96	9471,5	5,395	14498,5	4,705
0,2	5928	6,315	9126,5	5,765	14011,5	5,01
0,1	5752,5	6,705	8893	6,065	13636,5	5,26

Quadro B.01 – Resultados médios do MC a 4 °C para a mistura sem a adição de fibra (RAP + PDP G.)

TEMPERATURA 21°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	2928	8,315	5964,5	6,255	7250,5	5,495
20	2848	8,41	5789	6,465	7118	5,645
10	2724,5	8,73	5547	6,705	6857,5	5,9
5	2594,5	9,06	5301	7,005	6582	6,105
2	2430	9,58	4991	7,475	6227	6,455
1	2309,5	9,88	4751	7,785	5959	6,715
0,5	2203,5	10,24	4535	8,11	5698,5	6,88
0,2	2052	10,76	4251	8,465	5360,5	7,16
0,1	1936,5	11,155	4025,5	8,76	5111,5	7,395
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	4535,5	6,675	6276,5	6,48	8496,5	6,365
20	4433,5	6,975	6117	6,505	8373	6,405
10	4227,5	7,46	5905,5	6,78	8054,5	6,75
5	4014	7,765	5664,5	6,975	7716,5	7,14
2	3745,5	8,27	5370,5	7,285	7268,5	7,66
1	3533,5	8,635	5136,5	7,51	6905	8,04
0,5	3348	9,16	4944	7,795	6569,5	8,355
0,2	3100,5	9,575	4679	8,16	6130,5	8,805
0,1	2910,5	9,82	4446,5	8,435	5792	9,09
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	6198	6,73	9660	5,715	14213	5,69
20	5986	6,895	9384	6,09	13687,5	6,175
10	5727,5	7,245	8998,5	6,38	13173	6,44
5	5472	7,515	8616,5	6,705	12647,5	6,76
2	5141	7,97	8136,5	7,11	11923,5	7,235
1	4891,5	8,315	7754	7,41	11382,5	7,545
0,5	4661,5	8,675	7402	7,695	10835,5	7,88
0,2	4362,5	9,125	6942,5	8,06	10139	8,305
0,1	4123,5	9,425	6585,5	8,31	9610	8,505

Quadro B.02 – Resultados médios do MC a 21 °C para a mistura sem a adição de fibra (RAP + PDP G.)

TEMPERATURA 37°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	2246,5	10,545	4518,5	8,295	5245	7,145
20	2221,5	11,22	4444,5	9	5136	7,14
10	2055	11,595	4148	9,5	4815	7,2
5	1887,5	11,91	3858	9,605	4521	7,24
2	1689,5	12,085	3516,5	9,6	4179	7,01
1	1545,5	12,155	3277	9,62	3935	6,595
0,5	1453,5	12,295	3093	9,485	3732	6,305
0,2	1322	12,185	2863,5	9,315	3490	6,025
0,1	1230	11,965	2712	9,265	3310	5,61
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	3377	10,71	5189	7,265	6783,5	8,355
20	3233	11,34	4999,5	8,205	6645	8,67
10	2980	11,835	4689,5	8,475	6237,5	8,99
5	2738,5	12,18	4403,5	8,61	5836,5	9,295
2	2453	12,56	4070,5	9,035	5354	9,47
1	2256,5	12,645	3829,5	8,585	5012,5	9,405
0,5	2098	12,635	3632	8,55	4702	9,35
0,2	1905,5	12,43	3378	8,41	4335,5	9,13
0,1	1778	12,195	3194	8,17	4066	8,815
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	4991,5	9,065	7796	7,895	11233,5	6,125
20	4775,5	9,64	7414,5	8,165	10448,5	8,315
10	2599,5	10,08	6971,5	8,48	9809	7,13
5	4181,5	10,41	6556	8,76	9195,5	8,9
2	3824	10,765	6042,5	8,975	8454,5	9,065
1	3570	10,93	5664	9,005	7924,5	9,03
0,5	3347	11,005	5324,5	8,975	3847	8,9
0,2	3064,5	11,065	4921	8,98	6912,5	8,585
0,1	2851	10,88	4635	8,77	6551,5	8,255

Quadro B.03 - Resultados médios do MC a 37 °C para a mistura sem a adição de fibra (RAP + PDP G.)

TEMPERATURA 54°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	1448,5	16,325	2703,5	12,73	3650,5	10,07
20	1196,65	13,14	2688	10,055	3520,5	9,505
10	1066,55	12,915	2454	9,945	3455	8,855
5	954,35	12,625	2222,5	9,455	3254,5	7,965
2	820,25	11,89	1992	9,165	3037,5	6,925
1	742,5	11,415	1854	8,83	2894,5	6,17
0,5	700,05	10,425	1765	8,545	2778	5,99
0,2	649,85	9,52	1652,5	8,1	2649,5	5,72
0,1	622,6	8,98	1581,5	7,66	2564,5	5,675
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	1854,5	17,97	3628,5	12,79	4652,5	12,19
20	1873,5	17,295	3365,5	11,7	4480,5	11,86
10	1729	16,26	3103,5	10,84	4122	11,715
5	1618,5	15,32	2870	10,075	3789,5	11,04
2	1462	14,475	2618,5	9,1	3454	10,355
1	1326	12,405	2461	7,995	3247,5	9,79
0,5	1247,5	11,71	2326,5	7,095	3109	9,7
0,2	1153,5	10,535	2181	6,12	2941	9,195
0,1	1093	9,58	2080	5,725	2841,5	8,52
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	4062	8,57	6067	7,615	7457,5	7,525
20	3620,5	12,92	5787,5	8,73	7274	8,01
10	3264	13,48	5378,5	8,74	6732	7,74
5	2981	12,665	4991	8,57	6254	6,99
2	2662	11,57	4556	8,18	5749,5	6,29
1	2463	10,775	4266,5	7,765	5428,5	5,84
0,5	2319,5	9,81	4041	7,395	5196	5,705
0,2	2152,5	8,855	3781,5	6,875	4951,5	5,465
0,1	2047	8,1	3604	6,575	4775,5	5,265

Quadro B.04 - Resultados médios do MC a 54 °C para a mistura sem a adição de fibra (RAP + PDP G.)

TEMPERATURA 4°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	198,05	11,92	1712	5,975	2588,5	5,89
20	196,05	12,01	1746	5,705	2642,5	5,67
10	195,2	12,06	1791	5,435	2721	5,425
5	193,65	11,71	1820,5	5,295	2781,5	5,2
2	211,25	12,255	1874	5,225	2859,5	5,005
1	244,2	11,76	1938	5,09	2959,5	4,825
0,5	278,4	11,515	1997	5,03	3053,5	4,885
0,2	307,3	11,72	2046,5	4,985	3133,5	4,705
0,1	324,1	10,77	2075	4,915	3164,5	4,71
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	423,85	11,11	2024	5,12	3134	4,25
20	426,7	10,95	2065	4,86	3184	4,11
10	433	10,5	2130,5	4,565	3256	3,68
5	433	9,73	2175	4,13	3307	4,69
2	473,65	10,07	2225	4,22	3387	5
1	525,5	9,93	2296,5	4,115	3486,5	5,555
0,5	576,45	10,045	2366	4,155	3583	5,36
0,2	618,45	10,305	2426	4,07	3668,5	3,89
0,1	633,35	10,365	2454	4,215	3729,5	3,6
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	823,65	5,805	2522,5	5,665	3536	5,38
20	826,4	5,885	2533	5,665	3612,5	5,25
10	835	5,64	2567	5,365	3715	5,095
5	836,15	9,645	2593	6,275	3803	4,89
2	863,25	9,415	2641	6,59	3891,5	4,69
1	907,2	7,095	2704	7,07	3999,5	4,46
0,5	962,95	7,75	2778	8,01	4089	4,345
0,2	1012,8	7,23	2854,5	7,665	4165	4,315
0,1	1034,2	7,405	2952,5	5,545	4209,5	4,285

Quadro B.05 – Resultados médios do MC a 4 °C para a mistura com a adição de fibra (RAP + PDP G. + FIBRA)

TEMPERATURA 21°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	108,4	12,39	1275	10,21	1849,5	7,93
20	108,8	12,345	1318,5	9,835	1893,5	7,72
10	109,35	12,195	1374	9,225	1954,5	7,385
5	109,35	11,505	1407	8,935	1993	7,095
2	124,8	12,19	1461,5	8,705	2049,5	6,78
1	149,8	10,65	1533,5	8,205	2126,5	6,52
0,5	167,8	9,695	1602	7,71	2198	6,335
0,2	182,65	10,905	1666	7,355	2261	6,065
0,1	200,1	8,355	1676	6,945	2278,5	6,355
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	354,55	11,635	1674,5	8,28	2129	7,365
20	359,7	11,57	1703	7,91	2213,5	6,73
10	366,7	11,36	1744	7,61	2335	5,96
5	366,25	10,965	1776,5	7,37	2419,5	5,915
2	396,3	10,4	1817	7,365	2521,5	5,35
1	442,95	9,71	1872	6,865	2653	5,605
0,5	487,9	9,16	1920	6,775	2752,5	5,525
0,2	523,9	8,84	1965	6,355	2853	5,525
0,1	532,3	8,515	1976	6,245	2876,5	5,225
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	401,8	9,47	1879	7,83	2864,5	5,495
20	398,4	9,5	1913	7,305	2969,5	5,395
10	404,25	8,99	1961	7,165	3114,5	5,105
5	400,85	8,36	1986	6,4	3219,5	4,665
2	421,4	8,03	2069,5	6,23	3342	4,52
1	459,5	8,425	2108,5	6,045	3495,5	4,195
0,5	502,6	8,52	2189	5,78	3617,5	4,425
0,2	531,65	8,155	2262	6,035	3723	4,045
0,1	538,05	8,295	2284,5	6,135	3771	3,62

Quadro B.06 – Resultados médios do MC a 21 °C para a mistura com a adição de fibra (RAP + PDP G. + FIBRA)

TEMPERATURA 37°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25			1012,05	7,96	1580,5	9,01
20	r	r	1055,5	7,89	1622	9,11
10	o	o	1116,5	7,465	1729,5	8,71
5	m	m	1154,5	7,52	1773	8,505
2	p	p	1224,5	7,365	1829	8,36
1	e	e	1326,5	6,885	1906	8,15
0,5	u	u	1436,5	6,575	1972,5	7,935
0,2			1513	6,67	2034,5	7,685
0,1			1533,5	6,27	2052,5	7,535
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	238,9	10,06	1243,5	6,385	1519	8,255
20	245,5	10,36	1299,5	6,2	1607	8,19
10	251,9	10,495	1377,5	6,16	1676,5	8,06
5	250,2	10,085	1435	5,85	1760,5	7,79
2	282,15	9,96	1514,5	5,835	1848	7,625
1	327,4	10,015	1566	5,695	1992	7,27
0,5	366,15	9,945	1657	5,76	2177	6,99
0,2	398,2	9,72	1740	5,855	2333	6,575
0,1	402,25	9,83	1759	5,62	2409	6,655
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	328,2	13,28	1506	10,125	2094	8,79
20	333,25	13,195	1546	10,17	2177,5	8,77
10	344,1	12,2	1604,5	9,89	2291,5	8,55
5	349,05	11,645	1641	8,475	2377,5	8,05
2	371,8	11,525	1707	8,085	2518,5	7,69
1	412,2	11,145	1789,5	7,62	2668	7,74
0,5	452,95	11,07	1872,5	7,395	2805,5	7,48
0,2	487,3	11,19	1950,5	6,545	2922	7,11
0,1	497,95	11,92	1979	6,785	3063	6,89

Quadro B.07 – Resultados médios do MC a 37 °C para a mistura com a adição de fibra (RAP + PDP G. + FIBRA)

TEMPERATURA 54°C						
Frequencia	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25			935,25	7,135	1237	7,44
20			964,45	7,31	1291,5	7,92
10	r	r	1006,95	7,49	1371,5	8,23
5	o	o	1043	7,56	1439,5	8,15
2	m	m	1096	7,595	1537,5	8,48
1	p	p	1175	7,525	1688,5	8,665
0,5	e	e	1246	7,395	1796	8,725
0,2	u	u	1310	7,16	1914	8,55
0,1			1328,5	7,19	1950,5	8,455
Frequencia	$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 21 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	170,25	11,145	1102,5	6,66	1468,5	7,36
20	174,05	11,735	1135	6,88	1516	7,695
10	179,95	11,46	1190	7,06	1585	7,98
5	179,85	11,41	1235	7,455	1642,5	8,095
2	202,4	11,715	1290	7,48	1726	8,165
1	232,55	12,275	1371,5	7,35	1840,5	8,325
0,5	266,1	12,17	1441	7,575	1943,5	8,17
0,2	277,25	12,87	1503	6,94	2043,5	8,095
0,1	286	12,395	1519	6,565	2078,5	7,585
Frequencia	$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 3\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 5\%$		$\gamma = 22 \text{ kN/m}^3 - C = 7\%$	
	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)	Módulo Dinamico (MPa)	Ângulo de fase (°)
25	309,65	8,51	1246,5	7,995	1921	7,06
20	317,15	7,465	1287,5	8,13	1984	7,22
10	329,65	5,9	1346	8,055	2073,5	7,35
5	335,3	6,33	1389	7,55	2151	7,42
2	358,7	9,43	1448,5	7,51	2251,5	7,465
1	400,4	7,37	1533	7,315	2393	7,455
0,5	441,75	7,8	1611,5	7,35	2513,5	7,325
0,2	472,45	8,93	1691	7,25	2634,5	7,185
0,1	486,65	9,29	1764,5	7,305	2677,5	7,23

Quadro B.08 – Resultados médios do MC a 54 °C para a mistura com a adição de fibra (RAP + PDP G. + FIBRA)