

ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE DUAS BRITAS GRADUADAS PARA USO EM CAMADAS DE PAVIMENTOS

Caroline Dias Amancio de Lima

Dissertação de Mestrado apresentada ao
Programa de Pós-graduação em Engenharia
Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio
de Janeiro, como parte dos requisitos necessários
à obtenção do título de Mestre em Engenharia
Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro

Março de 2016

ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE DUAS BRITAS GRADUADAS
PARA USO EM CAMADAS DE PAVIMENTOS

Caroline Dias Amancio de Lima

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof^a. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

Prof^a. Lilian Ribeiro de Rezende, D.Sc.

Prof. Antônio Carlos Rodrigues Guimarães, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 2016

Lima, Caroline Dias Amancio de

Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas
Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos/
Caroline Dias Amancio de Lima. – Rio de Janeiro:
UFRJ/COPPE, 2016.

XXVI, 242 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de
Engenharia Civil, 2016.

Referências Bibliográficas: p. 220-230.

1. Mecânica dos Pavimentos. 2. Deformação
Permanente. 3. Brita Graduada. I. Motta, Laura Maria
Goretti da. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro,
COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Dedico este trabalho aos meus pais,
Célia Regina e Nasario,
por todo amor e ensinamentos.

AGRADECIMENTOS

A Deus e a todos que me fizeram enxergar os erros, acertar, crescer e amadurecer como pessoa e profissional.

Aos meus amados pais, Célia e Nasario, pelos ensinamentos, amor, amizade e por sempre me apoiarem e confiarem em mim. Muita saudade de vocês.

Ao meu irmão Ben-Hur e minha cunhada Lidianne pelo incentivo e afeição.

Aos meus familiares no Rio de Janeiro, tios e primos, e à Joyce e Carlinhos por me receberem durante o mestrado.

Ao meu namorado David por todo o carinho, amor e paciência.

A minha orientadora Prof^a Laura por todo o auxílio, incentivo, atenção, dedicação e por confiar em mim neste trabalho. Aprendi muito.

Ao Prof. Antônio Guimarães pelos ensinamentos e atenção.

A todos da equipe do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação pelos conselhos, amizade e ajuda.

Aos colegas e amigos da UFRJ que estiveram comigo durante essa jornada nos momentos de dificuldade e alegria: Abraham, Carlos, Danúbia, Gustavo, Patrícia, Thaísa, e todos COPPERativos/COPPEtentes.

A CAPES pela bolsa de estudos.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE DUAS BRITAS GRADUADAS PARA USO EM CAMADAS DE PAVIMENTOS

Caroline Dias Amancio de Lima

Março/2016

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Programa: Engenharia Civil

Esta dissertação apresenta o estudo das deformações permanentes de duas britas graduadas para camadas do pavimento, analisadas segundo o *shakedown* e obtidos os parâmetros pelo modelo de Guimarães (2009) de previsão desta deformação. O objetivo foi estudar a deformação permanente de composições granulométricas distintas aplicadas a um mesmo material britado por meio da comparação de sete curvas granulométricas definidas pelos métodos de Fuller, Bailey e Alfred, sendo quatro curvas ensaiadas para amostra 1 e três curvas para amostra 2, amostras de britas granito-gnaiss de pedreiras distintas. Foram realizados ensaios de caracterização da brita, *AIMS* 2, ensaios convencionais e mecânicos, e analisados parâmetros influentes como índice de vazios, densidade e índice de degradação. Também foi estudada a influência da frequência aplicada nos ensaios de DP e MR à 1 e 2 Hz. Os resultados mostram que a variação da composição granulométrica influi diretamente nas deformações permanentes resultantes, que a curva granulométrica com maior quantidade de finos apresentou maiores deformações permanentes, que as quebras e abrasão ocorreram em sua maioria durante a etapa de compactação dos corpos de prova e que a mudança na frequência de 1 Hz para 2 Hz não apresentou impacto e interferência nos resultados dos ensaios. A pesquisa mostra a importância da realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas de longa duração para previsão de deformações permanentes.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

STUDY OF PERMANENT DEFORMATION OF TWO GRADED CRUSHED ROCK TO APPLY IN PAVEMENTS LAYERS

Caroline Dias Amancio de Lima

March/2016

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This thesis presents the study of permanent deformation of two graded rocks to pavement layers, analyzed according to the shakedown and the parameters obtained by Guimarães model (2009) to forecast of this deformation. The aim was study the permanent deformation of different particle size compositions applied to the same crushed material by comparing seven gradation curves defined by Fuller methods, Bailey and Alfred, four variations for sample 1 and three for sample 2, both samples of crushed granite-gneiss rock from different quarries. The materials were characterized by AIMS 2, conventional and mechanical tests, as well analyzed influential parameters such as void ratio, bulk density and degradation index. It was also studied the influence of the applied frequency in permanent deformation and resilient modulus testing to 1 and 2 Hz. The results show that the variation of the granulometric composition directly influences the permanent deformation resulting, that the particle size curve with the highest amount of fines had higher permanent deformation, the breakage and abrasion occurred mostly during the compression step preparing the samples, and the change in frequency of 1 Hz to 2 Hz showed no impact and interference on test results. Research shows the importance of performing repeated loads triaxial tests of long-term to forecast permanent deformations.

SUMÁRIO

RESUMO.....	vi
ABSTRACT.....	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xii
LISTA DE TABELAS.....	xx
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....	xxv
1. INTRODUÇÃO	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1. DEFORMAÇÃO PERMANENTE	7
2.1.1. Modelos de previsão de deformação permanente	10
2.1.2. Materiais granulares e a deformação permanente	16
2.1.3. Ensaio triaxial de carga repetida para deformação permanente	20
2.1.4. Fatores que influenciam a deformação permanente	24
2.2. TEORIA DO <i>SHAKEDOWN</i>	26
2.3. BRITA GRADUADA SIMPLES	32
2.3.1. Curvas granulométricas para britas graduadas.....	33
2.4. EMPACOTAMENTO	35
2.4.1. No estudo de concreto e cerâmica	37
2.4.2. No estudo de materiais de pavimentação.....	40
2.5. MÉTODO BAILEY	41
2.5.1. O arranjo dos agregados e definição de agregado graúdo e miúdo	43
2.5.2. Seleção granulométrica para mistura asfáltica pela combinação de agregados por volume	45
2.5.3. Parâmetros de análise do método Bailey	47
2.5.4. O método Bailey para camadas de base e sub-base.....	48
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	50
3.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS.....	52
3.1.1. Massa específica aparente e absorção dos agregados graúdos e finos	52

3.1.2. Angularidade do agregado fino	54
3.1.3. Angularidade do agregado graúdo.....	55
3.1.4. Equivalente de areia.....	56
3.1.5. AIMS 2 - Forma, angularidade e textura	57
3.1.6. Granulometria por peneiramento.....	60
3.1.7. Granulômetro a Laser	63
3.2. ABRASÃO <i>LOS ANGELES</i>	65
3.3. TRETON.....	65
3.4. <i>SLAKE DURABILITY TEST</i>	66
3.5. PARÂMETROS DO MÉTODO BAILEY PARA SELEÇÃO DA ESTRUTURA GRANULOMÉTRICA	67
3.6. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E PREPARAÇÃO DE CORPOS DE PROVAS PARA ENSAIOS MECÂNICOS	69
3.7. ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARREGAMENTO REPETIDO PARA DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE E DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	71
3.8. MODELO DE PREVISÃO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE E ANÁLISE DO <i>SHAKEDOWN</i>	75
3.9. CURVAS GRANULOMÉTRICAS ESCOLHIDAS	76
3.10. ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO PROCTOR	86
4. RESULTADOS E DISCUSSÕES	87
4.1. CARACTERIZAÇÃO DAS BRITAS UTILIZADAS.....	87
4.1.1. Ensaios convencionais	87
4.1.2. Ensaios mecânicos.....	88
4.1.3. AIMS 2	90
4.2. RESULTADOS NO EQUIPAMENTO TRIAXIAL PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C1	99
4.2.1. Análise da Deformação Permanente Total.....	100
4.2.2. Análise do <i>Shakedown</i>	104
4.2.3. Análise da Deformação Elástica e Módulo de Resiliência	105
4.2.4. Análise Granulométrica	108
4.3. RESULTADOS PARA CURVA GRANULOMÉTRICA C2.....	110

4.3.1. Análise da Deformação Permanente Total.....	111
4.3.2. Análise do <i>Shakedown</i>	114
4.3.3. Análise da Deformação Elástica e Módulo de Resiliência	115
4.3.4. Análise Granulométrica	118
4.4. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C3	120
4.4.1. Análise da Deformação Permanente Total.....	120
4.4.2. Análise do <i>Shakedown</i>	124
4.4.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência	125
4.4.4. Análise Granulométrica	128
4.5. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C4	130
4.5.1. Análise da Deformação Permanente Total.....	130
4.5.2. Análise do <i>Shakedown</i>	134
4.5.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência	135
4.5.4. Análise Granulométrica	138
4.6. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C5	140
4.6.1. Análise da Deformação Permanente Total.....	140
4.6.2. Análise do <i>Shakedown</i>	144
4.6.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência	145
4.6.4. Análise Granulométrica	147
4.7. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C6	149
4.7.1. Análise da Deformação Permanente Total.....	149
4.7.2. Análise do <i>Shakedown</i>	154
4.7.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência	154
4.7.4. Análise Granulométrica	157
4.8. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C7	159
4.8.1. Análise da Deformação Permanente Total.....	159
4.8.2. Análise do <i>Shakedown</i>	162
4.8.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência	163
4.8.4. Análise Granulométrica	166
4.9. PARÂMETROS DE PREVISÃO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE – MODELO DE GUIMARÃES (2009).....	168
4.10. ANÁLISE CONJUNTA DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES	170
4.11. ANÁLISE CONJUNTA DOS MÓDULOS DE RESILIÊNCIA.....	175

4.12. ANÁLISE CONJUNTA DAS GRANULOMETRIAS UTILIZADAS	179
4.13. ANÁLISE DA APLICAÇÃO DO MÉTODO BAILEY	182
4.14. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA FREQUÊNCIA	188
4.15. ANÁLISE CONJUNTA DE PARÂMETROS DE PREVISÃO	195
4.15.1. Parâmetros da curva.....	196
4.15.2. Propriedades das partículas (forma, angularidade e textura)	198
4.15.3. Índice de vazios	198
4.15.4. Índice de degradação Proctor	202
4.15.5. Densidade.....	205
4.15.6. Correlação entre as variáveis estudadas e as deformações permanentes acumuladas	207
4.15.7. Análise conjunta: <i>Shakedown</i> x modelo de Guimarães x deformações permanentes acumuladas x Tensões aplicadas	209
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	216
5.1. CONCLUSÕES.....	216
5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	218
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	220
ANEXO I – CURVAS DE COMPACTAÇÃO.....	231
ANEXO II – INFORMAÇÕES GERAIS DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS ESTUDADAS	235
ANEXO III – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DE PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE REALIZADOS NO EQUIPAMENTO TRIAXIAL DE CARGAS REPETIDAS	239

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação de afundamentos em 4 categorias (Adaptado de DAWSON e KOLISOJA, 2004, e de GUIMARÃES, 2009)	9
Figura 2 - Deformação de material granular durante um ciclo de carregamento (Adaptado de LEKARP <i>et al.</i> 2000).....	18
Figura 3 - Esquema do aparelho triaxial de carga repetida (DNIT 134/2010-ME).....	22
Figura 4 – Comportamento típico quanto a deformações permanentes (MALYSZ, 2004)	24
Figura 5 - Respostas clássicas de aplicação de cargas repetidas (JOHNSON 1986, <i>apud</i> WERKMEISTER <i>et al.</i> 2004).....	28
Figura 6 – Análise de <i>shakedown</i> para Granodiorito usando $\sigma_3=70$ kPa. WELLNER E WERKMEISTER (2000, <i>apud</i> WERKMEISTER <i>et al.</i> 2004).....	30
Figura 7 - Pesquisa de ocorrência do <i>shakedown</i> para a Brita Graduada de Chapecó/SC (GUIMARÃES, 2009)	31
Figura 8 - Esquema de identificação dos três níveis de comportamento da pesquisa do <i>shakedown</i> (Adaptado de GUIMARÃES, 2015).....	31
Figura 9 - Esquema das divisões e porções de agregados pelo método Bailey (Adaptado de VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)	45
Figura 10 – Valores percentuais para determinação da massa específica de acordo com a mistura projetada (Adaptado de FERNANDES JUNIOR <i>et al.</i> , 2004, e VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)	47
Figura 11 – Representação das proporções AG e AM para uma mistura de agregados pelo método Bailey (JESUS, 2013)	47
Figura 12 - Etapas do procedimento desta dissertação	51
Figura 13 - Distribuição granulométrica da BGS original da amostra 1 deste estudo....	61
Figura 14 - Distribuição granulométrica da BGS amostra 2 deste estudo proveniente da pedreira Petra Agregados	62
Figura 15 - Preparação da amostra (separação da granulometria, colocação da umidade ótima e guarda em saco plástico para câmara úmida).....	70
Figura 16 – Equipamento de compactação do laboratório de pavimentos da COPPE/UFRJ	70

Figura 17 - Equipamento triaxial de cargas repetidas do laboratório de pavimento da COPPE/UFRJ	71
Figura 18 - Curva granulométrica 1 deste estudo	77
Figura 19 - Linha de Fuller e determinação da C2 deste estudo	79
Figura 20 - Curva granulométrica 2 deste estudo na escala tradicional.....	79
Figura 21 - Curva granulométrica 3 deste estudo	81
Figura 22 – Distribuição granulométrica pelo modelo de Alfred para BGS 1 deste estudo	83
Figura 23 - Curva granulométrica 4 deste estudo	83
Figura 24 – Curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa e distribuições granulométricas obtidas pelo modelo de Alfred para diferentes diâmetros mínimos.....	85
Figura 25 - Resultado do segundo ciclo do <i>slake test</i> para brita da amostra 1 deste estudo, fotos antes e depois	89
Figura 26 - Resultados obtidos da angularidade para as amostras 1 e 2 deste estudo	93
Figura 27 - Resultados obtidos da textura, apenas grãos, as amostras 1 e 2 deste estudo	93
Figura 28 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas grãos, para as amostras 1 e 2 deste estudo	94
Figura 29 - Resultados obtidos da angularidade, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio Treton para brita da amostra 1 deste estudo	94
Figura 30 – Resultados obtidos da textura, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio Treton para brita da amostra 1 deste estudo	95
Figura 31 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio Treton para brita da amostra 1 deste estudo	95
Figura 32 - Resultados obtidos da angularidade, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i> para brita da amostra 1 deste estudo .	96
Figura 33 - Resultados obtidos da textura, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i> para brita da amostra 1 deste estudo.....	97
Figura 34 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i> para brita da amostra 1 deste estudo	97
Figura 35 - Resultados obtidos da angularidade, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i> para brita da amostra 2 deste estudo .	98

Figura 36 - Resultados obtidos da textura, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i> para brita da amostra 2 deste estudo.....	98
Figura 37 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i> para brita da amostra 2 deste estudo	99
Figura 38 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a C1 deste estudo	101
Figura 39 - Deformação Permanente Total para C1 deste estudo	101
Figura 40 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C1.....	103
Figura 41 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C1.....	103
Figura 42 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C1	104
Figura 43 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> da C1 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.....	105
Figura 44 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C1 deste estudo	106
Figura 45 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C1 deste estudo.....	107
Figura 46 – Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C1 desta pesquisa	109
Figura 47 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a C2 deste estudo	111
Figura 48 - Deformação Permanente Total para C2 deste estudo	112
Figura 49 – Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C2.....	113
Figura 50 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C2.....	113
Figura 51 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C2	114
Figura 52 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> da C2 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.....	115

Figura 53 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C2 deste estudo	116
Figura 54 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C2 deste estudo	117
Figura 55 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C2 desta pesquisa	118
Figura 56 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a C3 deste estudo	121
Figura 57 - Variação da Deformação Permanente Total com N para a C3 deste estudo	121
Figura 58 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C3.....	123
Figura 59 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C3.....	123
Figura 60 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C3.....	124
Figura 61 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> da C3 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.....	125
Figura 62 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C3 deste estudo	126
Figura 63 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C3 deste estudo	127
Figura 64 - Diferentes composições granulométricas dos CPs após ensaios no equipamento triaxial para C3 desta pesquisa	129
Figura 65 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita na granulometria C4 deste estudo	131
Figura 66 - Deformação Permanente Total para BGS na granulometria C4 deste estudo	132
Figura 67 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da granulometria C4 da amostra 1.....	133
Figura 68 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da granulometria C4 da amostra 1.....	134

Figura 69 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da granulometria C4 da amostra 1.....	134
Figura 70 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> da C4 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.....	135
Figura 71 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C4 deste estudo	136
Figura 72 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C4 deste estudo	137
Figura 73 - Diferentes composições granulométricas dos CPs após ensaios no equipamento triaxial para C4 desta pesquisa	138
Figura 74 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita da amostra 2 e granulometria C5 deste estudo.....	141
Figura 75 - Deformação Permanente Total da amostra 2 para C5 deste estudo.....	141
Figura 76 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C5.....	142
Figura 77 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C5.....	143
Figura 78 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C5.....	143
Figura 79 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> da C5 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.....	144
Figura 80 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C5 deste estudo	145
Figura 81 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C5 deste estudo	146
Figura 82 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C5 desta pesquisa	148
Figura 83 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita da amostra 2 e granulometria C6 deste estudo.....	150
Figura 84 - Deformação Permanente Total da amostra 2 para C6 deste estudo.....	150
Figura 85 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C6.....	152

Figura 86 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C6.....	153
Figura 87 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C6.....	153
Figura 88 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> da C6 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.....	154
Figura 89 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C6 deste estudo	155
Figura 90 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C6 deste estudo	156
Figura 91 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C6 desta pesquisa	158
Figura 92 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita da amostra 2 e granulometria C7 deste estudo.....	160
Figura 93 - Deformação Permanente Total da amostra 2 para C7 deste estudo.....	160
Figura 94 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C7.....	161
Figura 95 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C7.....	162
Figura 96 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C7.....	162
Figura 97 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> da C7 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.....	163
Figura 98 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C7 deste estudo	164
Figura 99 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C7 deste estudo	165
Figura 100 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C7 desta pesquisa	167
Figura 101 - Resumo das deformações permanentes acumuladas a 150 mil ciclos de cargas separadas pelas curvas granulométricas trabalhadas neste estudo.....	171
Figura 102 - Resumo das deformações permanentes acumuladas a 150 mil ciclos de cargas separadas pelas tensões confinantes aplicadas neste estudo.....	172

Figura 103 - Deformações permanentes acumuladas para C2 e C5 deste estudo após 150 mil ciclos de cargas	174
Figura 104 - Deformações permanentes acumuladas para C3 e C6 deste estudo após 150 mil ciclos de cargas	174
Figura 105 - Deformações permanentes acumuladas para C4 e C7 deste estudo após 150 mil ciclos de cargas	175
Figura 106 - Variações dos módulos resiliente em função da tensão desvio e confinante	178
Figura 107 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para as curvas granulométricas com brita da amostra 1 desta pesquisa	180
Figura 108 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para as curvas granulométricas com brita da amostra 2 desta pesquisa	181
Figura 109 – Curvas granulométricas C3 e C6 desta pesquisa e as Faixas B e D da especificação ET-DE-P00/008 do DER/SP.....	184
Figura 110 - Deformações permanentes acumuladas dos ensaios 5 e 8 da C4 a 1Hz e 2Hz.....	190
Figura 111 – Módulos resilientes durante os ensaios de DP dos ensaios 5 e 8 da C4 a 1Hz e 2Hz.....	191
Figura 112 - Pesquisa de ocorrência do <i>Shakedown</i> para os ensaios 5 e 8 da C4 deste estudo a 1Hz e 2Hz	191
Figura 113 – Deformações permanentes totais após 150 mil ciclos dos ensaios 5 e 8 de DP para C4 a 1Hz e 2Hz	192
Figura 114 - k1 médios dos MRs convencionais e MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz respectivamente	192
Figura 115 – k2 médios dos MRs convencionais e MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz respectivamente	193
Figura 116 - k1 médios dos MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz, respectivamente	193
Figura 117 – k2 médios dos MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz, respectivamente	194
Figura 118 - Módulos de resiliência à 1 e 2 Hz ensaiados após DP e de modo convencional para C7 deste estudo	195

Figura 119 - Correlação entre os índices de vazios e deformações permanentes acumuladas para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa	202
Figura 120 - Densidade relativa média das curvas granulométricas estudadas nesta pesquisa	206
Figura 121 - Efeito da densidade na deformação permanente, BARKSDALE (1972, <i>apud</i> ACIKGÖZ e RAUF 2010).....	207
Figura 122 - Gráficos de correlações lineares entre as variáveis obtidas para as britas das amostras 1 e 2 desta pesquisa	208
Figura 123 - Ocorrência do <i>Shakedown</i> da C2 extrapolando os valores no modelo de Guimarães com até 1.000.000 de ciclos de carga	210
Figura 124 - Limite <i>Shakedown</i> do granodiorito estudado por WERKMEISTER (2003)	212
Figura 125 - Limite <i>Shakedown</i> para um granodiorito por WERKMEISTER (2003) e os valores das tensões utilizadas para as britas graduadas estudadas nesta pesquisa	213
Figura 126 - Influência da tensão desvio com relação a deformação permanente para curva C1	215

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Modelos de previsão de deformação permanente em solos (FRANCO, 2000)	12
Tabela 2 – Características e limitações de métodos e software para análise multicamadas de pavimento flexível. (Adaptado de KORKIALA-TANTTU, 2009). ...	14
Tabela 3 – Modelos de previsão de deformação permanente em materiais granulares (GUIMARÃES, 2009)	19
Tabela 4 – Relações de tensões utilizadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas para avaliação da deformação permanente (GUIMARÃES, 2009)	23
Tabela 5 - Faixas granulométricas de BGS da especificação ET-DE-P00/008 do DER/SP	34
Tabela 6 - Faixas granulométricas de BGS da especificação ES-P- 05/05 do DER/PR.	35
Tabela 7 - Faixas granulométricas de BGS das diretrizes executivas de Recife Vol.5 ES-P08	35
Tabela 8 - Tipos de graduação para materiais e misturas granulares (Adaptado de BERNUCCI <i>et al.</i> , 2010, e YIDETI, 2014)	37
Tabela 9 - Modelos de empacotamento de materiais cerâmicos e concretos	39
Tabela 10 - Resumo das influências das propriedades intrínsecas e propriedades de produção do agregado nas camadas granulares do pavimento (Adaptado de DAWSON, 1999)	41
Tabela 11 – Peneiras de Controle do Método Bailey	44
Tabela 12 – Massas Específicas utilizadas no método Bailey (CUNHA, 2004)	46
Tabela 13 – Parâmetros (proporções) do Método Bailey	48
Tabela 14 – Quantitativo de corpos de provas válidos realizados nesta pesquisa para ambas as amostras	51
Tabela 15 - Classificação das características fornecidas pelo AIMS 2 (Adaptado de AL ROUSAN, 2004)	58
Tabela 16 - Distribuição granulométrica da BGS da amostra 1 deste estudo e a faixa para enquadramento	61
Tabela 17 - Distribuição granulométrica da BGS da amostra 2 deste estudo e a faixa para enquadramento	62

Tabela 18 – Distribuição granulométrica da fração pó de pedra da amostra 2 deste estudo	63
Tabela 19 – Distribuição granulométrica da fração brita 0 da amostra 2 deste estudo ..	63
Tabela 20 – Distribuição granulométrica da fração brita 1 da amostra 2 deste estudo ..	63
Tabela 21 - Peneiras de controle do método Bailey de acordo com o tamanho máximo nominal para agregados de comportamento graúdo (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002)	68
Tabela 22 - Peneiras de controle do método Bailey de acordo com o tamanho máximo nominal para agregados de comportamento fino das amostras desta pesquisa	68
Tabela 23 - Limites das proporções de agregados para TMN de 25 mm	69
Tabela 24- Tensões utilizadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas para deformação permanente nesta pesquisa	72
Tabela 25 – Frequência utilizada para cada ensaio realizado no equipamento triaxial de cargas repetidas.....	72
Tabela 26 – Resumo comparativo entre os procedimentos brasileiro e australiano de ensaio de deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas	73
Tabela 27 - Tensões utilizadas na etapa de condicionamento para obtenção do módulo de resiliência	74
Tabela 28 – Tensões utilizadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência	74
Tabela 29 – Distribuição da curva granulométrica 1 deste estudo	77
Tabela 30 - Distribuição da curva granulométrica 2 deste estudo.....	79
Tabela 31 - Distribuição da curva granulométrica 3 desta pesquisa.....	80
Tabela 32 - Peneiras de controle pelo Método Bailey para comportamento fino da BGS 1 deste estudo.....	81
Tabela 33 – Enquadramento da BGS 1 deste estudo nos limites para comportamento fino de PCS 1,18 mm	81
Tabela 34 - Distribuição da curva granulométrica 4 deste estudo.....	83
Tabela 35 - Peneiras de controle pelo Método Bailey para comportamento fino da BGS da amostra 2 deste estudo.....	84
Tabela 36 - Enquadramento da BGS da amostra 2 nos limites para comportamento fino de PCS 1,18 mm	84
Tabela 37 - Resultados dos ensaios convencionais para as britas graduadas utilizadas nesta pesquisa	87

Tabela 38 - Resultados dos ensaios mecânicos para as britas graduadas utilizadas.....	88
Tabela 39 - Critério de durabilidade do <i>Slake Test</i> segundo GAMBLE (LUZIA, 2008)	89
Tabela 40 - Resultados para a análise da amostra 1 deste estudo no AIMS 2	91
Tabela 41 - Resultados para a análise da brita da amostra 2 deste estudo no AIMS 2....	92
Tabela 42 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a brita da amostra 1 na C1 deste estudo	100
Tabela 43 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a curva C1 (amostra 1)	102
Tabela 44 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C1	108
Tabela 45 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C1 desta pesquisa	109
Tabela 46- Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a brita da amostra 1 na granulometria C2 deste estudo	110
Tabela 47 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C2	112
Tabela 48 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da C2	117
Tabela 49 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C2 desta pesquisa	119
Tabela 50 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 1 na granulometria C3 deste estudo	120
Tabela 51 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C3	122
Tabela 52 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da C3	128
Tabela 53 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C3 desta pesquisa	129
Tabela 54 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da Amostra 1 na granulometria C4 deste estudo	130
Tabela 55 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a amostra 1 na granulometria C4	132
Tabela 56 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C4	138

Tabela 57 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C4 desta pesquisa	139
Tabela 58 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 2 na granulometria C5 deste estudo	140
Tabela 59 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C5	142
Tabela 60 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C5	147
Tabela 61 - Granulometria dos CPs após ensaios de DP e MR para C5 desta pesquisa	148
Tabela 62 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 2 na granulometria C6 deste estudo	149
Tabela 63 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C6	151
Tabela 64 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C6	157
Tabela 65 - Granulometria dos CPs após ensaios de DP e MR para C6 desta pesquisa	158
Tabela 66 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 2 na granulometria C7 deste estudo	159
Tabela 67 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C7	161
Tabela 68 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais para 1Hz e 2Hz da granulometria C7	166
Tabela 69 - Granulometria dos CPs após ensaios de DP e MR para C7 desta pesquisa	167
Tabela 70 – Parâmetros do Modelo de Guimarães para as britas graduadas de duas amostras nos sete arranjos granulométricos desta pesquisa e para as britas encontradas na literatura.....	170
Tabela 71 – Quadro resumo dos coeficientes dos MRs convencionais pelo modelo simples.....	177
Tabela 72 - Quadro resumo dos coeficientes dos MRs convencionais pelo modelo composto	177

Tabela 73 – Análise dos parâmetros do método Bailey para as curvas granulométricas com brita da amostra 1 desta pesquisa	185
Tabela 74 - Análise dos parâmetros do método Bailey para as curvas granulométricas com brita da amostra 2 desta pesquisa	186
Tabela 75 - Parâmetros de curvatura para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 deste estudo	197
Tabela 76 - Parâmetros de curvatura para as curvas granulométricas das britas estudadas por GUIMARÃES (2009) e MALYSZ (2009)	197
Tabela 77 - Índices de vazios médios antes e após ensaios no equipamento triaxial de cargas repetidas para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa	200
Tabela 78 - Índices de vazios de todos os corpos de provas antes e após ensaios, DP e MR, para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa	202
Tabela 79 - Degradação no ensaio de compactação para amostra 1 desta pesquisa.....	203
Tabela 80 - Degradação no ensaio de compactação para amostra 2 desta pesquisa.....	203
Tabela 81 - Degradação após os ensaios de DP e MR para amostra 1 desta pesquisa .	205
Tabela 82 - Degradação após os ensaios de DP e MR para amostra 2 desta pesquisa .	205
Tabela 83 - Matriz de correlação entre as variáveis obtidas para as britas das amostras 1 e 2 desta pesquisa.....	207
Tabela 84 – Comportamento, segundo a classificação de Werkmeister, para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa	211

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*
ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
AG - Agregado Graúdo
AIMS - *Aggregate Imaging System*
ASTM - *American Society for Testing and Materials*
ATR - Afundamento de Trilha de Roda
BGS - Brita Graduada Simples
CX - Curva Granulométrica X
CAAT - *Coarse Aggregate Angularity Texture Value*
Cc - Coeficiente de curvatura
C_{NU} - Coeficiente de não uniformidade
COPPE - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CP - Corpo de Prova
DER - Departamento de Estradas de Rodagem
DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNPM - Departamento Nacional de Produção Mineral
DP - Deformação Permanente
D₁₀ - Diâmetro efetivo
EA - Equivalente de Areia
FAF - Fração Fina dos Agregados Finos
FENLAP - *Finite Element Non Linear Analysis of Pavements*
F&L - *Flat & Elongated*
GAF - Fração Graúda dos Agregados Finos
IDOT - *Illinois Department of Transportation*
IPR - Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISO - *International Organization for Standardization*
LA - *Los Angeles*
LALLS - *Low-Angle Laser Light Scattering*
LI - *Laser Intensity*
LVDT - *Linear Variable Differential Transducers*

MEAS - Massa Específica Aparente Seca
 MEC - Massa Específica Compactada
 MEE - Massa Específica Escolhida
 MES - Massa Específica Solta
 MR - Módulo de Resiliência
 N - Número de ciclos de carregamento
 NBR - Norma Brasileira
 NCHRP - *National Cooperative Highway Research Program*
 NMPS - *Nominal Maximum Particle Size*
 PCP - Peneira de Controle Primário
 PCS - Peneira de Controle Secundário
 PCT - Peneira de Controle Terciário
 PM - Peneira Média
 RBV - Relação Betume Vazios
 SHRP - *Strategic Highway Research Program*
 SisPavBR - Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos Brasileiro
 SMA - *Stone Matrix Asphalt*
 TMN - Tamanho Máximo Nominal
 UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro
 VAM - Vazios no Agregado Mineral
 VDP - Velocidade de Deformação Permanente
 Vv - Volume de Vazios
 T_c - Tensão Confinante
 T_d - Tensão Desvio
 $W_{ótima}$ – Umidade Ótima
 ε_p - Deformação Permanente
 σ_3 - Tensão Confinante
 σ_c - Tensão Confinante
 σ_d - Tensão Desvio
 γ_{gr} - Massa Específica Aparente do Agregado Graúdo
 γ_{fn} - Massa Específica Aparente do Agregado Fino

1. INTRODUÇÃO

As rodovias no Brasil exercem um papel essencial para a sociedade e a economia do país, visto que a maior parcela do transporte a grandes distâncias tanto de pessoas quanto de cargas é pelo modal rodoviário. A grande extensão da malha pavimentada e não pavimentada brasileira e o uso intenso de materiais pétreos e solos na construção e manutenção dos pavimentos rodoviários justificam todas as pesquisas feitas para melhor entendimento e previsão do comportamento dos pavimentos rodoviários e seus componentes.

Com o passar dos anos, tem havido evolução dos veículos que estão cada vez com maior capacidade de carga, solicitando cada vez mais o pavimento. O tráfego acentuado, tanto em peso quanto em volume, exige maior durabilidade do pavimento, que é uma estrutura que acumula defeitos desde sua construção, o que leva à perda da serventia e da capacidade de suporte com o tempo e com o número de solicitações. O desempenho dos pavimentos é condicionado pelo surgimento e acúmulo de defeitos ao longo do tempo de exposição ao tráfego e às intempéries.

Dois tipos básicos de pavimentos rodoviários são: o flexível (asfáltico), aquele revestido de camada asfáltica e com base de brita ou solo, estudado neste trabalho, e o rígido (concreto de cimento Portland), no qual a camada de rolamento é responsável pela maior parte da capacidade estrutural. Todo tipo de pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

Os pavimentos, em geral, não apresentam ruptura súbita, seus danos estruturais são ligados à capacidade de carga e ocorrem principalmente por consequência da aplicação de cargas elevadas ou por conta do grande número de repetições de passagem das rodas dos veículos. Também influi na qualidade dos materiais e o efeito do clima (a temperatura e a umidade), entre outros fatores. Logo, seu desempenho e sua eficiência

dependem do correto planejamento, projeto e construção e evolui desde sua abertura ao tráfego, dependendo também das práticas de manutenção.

Segundo BERNUCCI *et al.* (2010), os defeitos estruturais são vinculados às deformações elásticas ou recuperáveis e às plásticas ou permanentes. As deformações plásticas são aquelas acumuladas durante a vida do pavimento, que resultam em defeitos do tipo afundamento, que pode ser localizado ou em grande extensão, este também conhecido como afundamento de trilha de roda – ATR.

Para SVENSON (1980), o acúmulo de deformações permanentes em uma camada de concreto asfáltico é causado por uma combinação de redução do volume e deformação cisalhante, devido à repetição das cargas de tráfego. Porém, o afundamento de trilha de rodas pode ser resultante da contribuição da deformação permanente acumulada proveniente de todas as camadas do pavimento e do subleito. O trincamento por fadiga, de acordo com PINTO (1991), decorre da passagem de cargas repetidas que mesmo provocando tensões menores que a resistência à tração da mistura asfáltica, após um número suficiente de solicitações causa a ruptura da camada, resultando em trincas ou fratura completa. Também resulta da contribuição de todas as camadas e subleito, e da compatibilização das deformabilidades elásticas entre os materiais.

Vale salientar que a presença de afundamento de trilha de roda excessivo pode levar a outro problema estrutural do pavimento que é causar a diminuição da resistência à derrapagem com a ocorrência de hidroplanagem dos veículos e acréscimo no consumo de combustíveis, não oferecendo assim condições de rolamento, com conforto, economia e segurança.

Como comentado, o ATR pode ser derivado da contribuição acumulativa de deformação permanente de uma ou mais camadas do pavimento e do subleito, e quando excessiva ou brusca resulta em ruptura plástica. GUIMARÃES (2009) afirma que para se ter a garantia de que não haverá ruptura plástica, busca-se solos granulares e finos que apresentem acomodamento das deformações permanentes com o número de ciclos de solicitações, conhecido como *shakedown*. Para verificar isto, são realizados ensaios de deformação permanente em vários estados de tensões e aplicado um número N de

repetições de carga acima de 10^5 ou até garantir que o material esteja sendo conduzido à estabilização dessas deformações permanentes.

Para propiciar os objetivos técnicos de um pavimento asfáltico é essencial também o estudo de seleção granulométrica para as camadas do pavimento, principalmente quando se refere a danos por deformação permanente. Estudos anteriores, como por exemplo PÉREZ *et al.* (2006); GUIMARÃES (2009); WERKMEISTER (2003); ACIKGÖZ e RAUF (2010); DAWSON (1999); TUTUMLUER e PAN (2008); YDETI (2014) mencionam que o desempenho de camadas granulares está relacionado com as características dos seus agregados e que consequentemente sua distribuição granulométrica vem a afetar propriedades importantes da estrutura do pavimento. Para CASTELO BRANCO *et al.* (2006) as dimensões, formas, angularidade e textura superficial das partículas dos solos e britas influenciam na construção do pavimento como um todo e na sua vida útil.

Assim, é importante a existência de métodos para seleção desse esqueleto pétreo, sendo fundamental na etapa de projeto considerar as condições necessárias para que as camadas possam resistir às deformações plásticas excessivas. A busca por um método confiável para seleção do esqueleto pétreo de materiais britados para base e sub-base é de fundamental importância para a vida do pavimento flexível.

Atualmente, há um método chamado método Bailey que pode ser aplicado a diferentes métodos de projeto de misturas. Este foi desenvolvido na década de 1980 para obtenção de uma estrutura de esqueleto adequada e bem equilibrada de agregados para misturas asfálticas descontínuas e densas, capaz de resistir às deformações permanentes, trincas e ao desgaste.

O método Bailey considera o intertravamento dos agregados como fator primordial a ser levado em conta para concepção de uma curva granulométrica. De acordo com FERNANDES JUNIOR *et al.* (2004), o método Bailey tenta unir os benefícios das misturas densas com os das misturas descontínuas por meio da distribuição granulométrica dos agregados, suas respectivas massas específicas e de um ensaio

simples para fornecer as características de compactação de cada fração de agregado em uma mistura.

Diante do fato do método Bailey considerar o intertravamento do agregado como um dos principais fatores relacionado com a deformação permanente e a estabilidade do revestimento asfáltico, admite-se que sua aplicação deve ser estudada também para materiais de bases e sub-bases, e não somente voltado para as misturas asfálticas.

Também em estudos de melhoria do concreto de cimento e materiais cerâmicos, têm sido utilizados alguns métodos para avaliação do empacotamento dos agregados de forma a aumentar a resistência final das misturas.

Dentro desse contexto e frente ao fato que o método atual, convencional, para seleção dos componentes na combinação de materiais de base e sub-base é o método conhecido como das “tentativas e erros”, no qual a proporção dos materiais minerais à disposição é feita comumente por tentativas a partir de uma faixa granulométrica de referência, esta pesquisa se propõe a fazer um estudo exploratório da viabilidade da aplicação de outros métodos, como os utilizados para materiais cerâmicos, concretos e misturas asfálticas, à materiais britados para uso em base e sub-base de pavimentos asfálticos, bem como testar algumas propostas de avaliação do empacotamento.

Quanto à deformação permanente, atualmente existe uma grande diversidade de modelos para modelagem desse defeito em solos e britas em outros países e pouca pesquisa voltada para camadas de base e sub-base com britas graduadas no Brasil. A teoria do *shakedown* ainda é pouco difundida no Brasil, de forma geral. Destacam-se os trabalhos principalmente de GUIMARÃES (2001, 2009) e seus artigos.

Segundo PÉREZ *et al.* (2006), as camadas granulares desempenham um papel muito importante no comportamento dos pavimentos e a vida útil do pavimento tem muito a ver com a qualidade e a resposta das camadas granulares.

O objetivo principal deste trabalho é o estudo da deformação permanente de brita graduada, considerando alguns critérios de seleção da curva granulométrica no

desempenho sob vários níveis de tensão e número de ciclos de carga. Para demonstrar experimentalmente estes efeitos, foram ensaiadas duas britas comerciais da cidade do Rio de Janeiro. Foram estudadas as influências: de composições granulométricas distintas aplicadas a um mesmo material britado, da frequência aplicada no ensaio, das características da brita, dos parâmetros do Método Bailey aplicado a brita graduada para camada de base e diferentes influências de parâmetros como índice de degradação, índice de vazios, densidade e parâmetros de curvatura para previsão da deformação permanente.

Esta dissertação tem também o objetivo de aumentar o banco de dados para utilização do método de previsão da deformação permanente proposto por Guimarães (2009), no futuro Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos Brasileiro – SisPavBR.

Foram estudadas sete curvas granulométricas ensaiadas no equipamento triaxial de carga repetida usando nove pares de tensões diferentes, algumas à frequência de 1 Hz e 2 Hz para obtenção da deformação permanente. Os ensaios de módulo de resiliência também foram realizados no equipamento triaxial de carregamento repetido. Ao final dos ensaios de cada curva granulométrica realizava-se análise do *shakedown* para previsão do acomodamento e determinavam-se as constantes do modelo de Guimarães (2009) de previsão de deformação permanente. As duas britas graduadas foram caracterizadas por ensaios de massas específicas, angularidade, forma e textura por imagem (equipamento *AIMS 2*), granulometria, abrasão *Los Angeles*, *Slake Test* e *Treton*.

O desenvolvimento de análises deste tipo de comportamento é importante, visto que, em geral, muitas pesquisas atuais são voltadas mais para afundamentos de trilha de roda com contribuições da camada de revestimento asfáltico, havendo carência de estudos para britas graduadas, e considerando que a deformação permanente é um dos principais mecanismos de ruptura dos pavimentos a ser considerado no dimensionamento estrutural.

A dissertação proposta está constituída por 5 capítulos, incluindo também as referências bibliográficas e anexos (resumo das informações de cada curva granulométrica estudada nesta pesquisa e revisão na literatura de procedimentos de ensaios de DP realizados). Estes capítulos contêm as seguintes partes:

- Capítulo 1 – o capítulo introdutório do trabalho, apresenta um breve contexto do tema desenvolvido, o objetivo geral e a estrutura da dissertação.
- Capítulo 2 – consiste na revisão e aprofundamento sobre o tema do trabalho para melhor compreensão e análise. Apresenta uma revisão bibliográfica dos assuntos: deformação permanente, *shakedown*, método Bailey e empacotamento.
- Capítulo 3 – apresenta os equipamentos e materiais utilizados para o desenvolvimento do trabalho, bem como os procedimentos necessários para os respectivos métodos de ensaios de caracterização do agregado, de formação de curva granulométrica e para análise da deformação permanente. Inclui a normatização existente e utilizada.
- Capítulo 4 – dedicado à apresentação e análise dos resultados obtidos na presente pesquisa.
- Capítulo 5 – composto pelas conclusões gerais obtidas a partir do trabalho desenvolvido e pelas sugestões de continuidade de estudos deste tema.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Existem dois tipos de deformação permanente em um pavimento: a referente às misturas asfálticas e à referente aos acúmulos de deformações nas camadas abaixo do revestimento, que é o objetivo desta pesquisa e que será estudada durante toda ela. A deformação permanente é diretamente relacionada à história de tensões e tem origem, de acordo com a mecânica dos pavimentos, na flexão repetida e pela compressão do tráfego que geram uma deformação total na estrutura, desmembrada em duas parcelas: deformação elástica ou resiliente e deformação plástica ou permanente.

A deformação permanente, também conhecida como deformação plástica, é a parcela da deformação total em que a camada, ao sofrer solicitação de carga, não retorna à sua posição original, sendo esses deslocamentos não-recuperáveis acumulados ao longo da vida do pavimento.

Apesar dos materiais estarem compactados nas camadas e em parte do subleito, pode existir uma deformação volumétrica que provoca a variação da espessura da camada, formando assim o defeito de afundamento de trilha-de-roda (ATR). Esta denominação vem do fato de que comumente ocorre numa região determinada da faixa de tráfego que recebe a maior concentração de aplicação do carregamento. Por analogia às ferrovias, esta região, menos concentrada do que o trilho, recebeu a denominação de trilha de rodas e, de fato corresponde a uma área próxima do eixo da pista e outra próxima da borda (acostamento), correspondente às regiões onde passam as duas rodas dos veículos, uma de cada lado. Nestas, há a tendência de ocorrer deformação permanente quando o material é submetido às solicitações repetidas de tráfego de veículos, resultante de sobrecompactação ou mesmo cisalhamento.

Segundo WERKMEISTER *et al.* (2004), o projeto de um pavimento destina-se a encontrar a mais econômica combinação de espessura das camadas e tipos de materiais para compor a estrutura tendo em conta as propriedades do solo do subleito e o tráfego previsto para atuar durante a vida de serviço. Um pré-requisito para o sucesso da análise

de um pavimento é a caracterização comportamental da deformação permanente dos materiais granulares constituintes das camadas de base e sub-base, tipicamente, entre outros aspectos.

Enquanto em laboratório são obtidos modelos de previsão de deformação permanente considerando a Teoria do *Shakedown* por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas, base do estudo aqui relatado, a maneira de realizar a avaliação dessas deformações em campo é por meio de levantamento por dois processos distintos de medição: um pontual e o outro contínuo. Vale salientar que em sua fase inicial, a maioria dos ATR são notados quando há ocorrência de chuvas e acúmulo de água nestas deformações.

Um dos processos de campo é o procedimento da norma PRO 006/2003 (DNIT, 2003) que permite a contagem e classificação de ocorrências de defeitos diversos na superfície do revestimento e a medida das deformações permanentes em pontos determinados. Para isto, o equipamento utilizado é uma treliça de alumínio de dimensões padronizadas dotada de régua móvel instalada em seu ponto médio que permite medir em milímetros as flechas da trilha de roda, coincidente com uma estaca.

Já o outro processo faz uso de perfilômetro, que pode ser a laser, mais comum atualmente. Este equipamento pode ser composto por 5 módulos laser posicionados e distribuídos ao longo de uma barra rígida de 3,0 m de comprimento. O posicionamento dos sensores simula a treliça de alumínio referente à norma PRO 006/2003 (DNIT, 2003). Diferente da treliça, apresenta vantagem por não ser um processo manual e pontual, sendo de avaliação contínua.

A partir desses levantamentos, é possível classificar os afundamentos de trilha-de-roda de várias formas, sendo uma delas pela proposta de DAWSON e KOLISOJA (2004) representada na Figura 1, que se refere a camadas granulares sem revestimento ou com revestimentos pouco espessos.

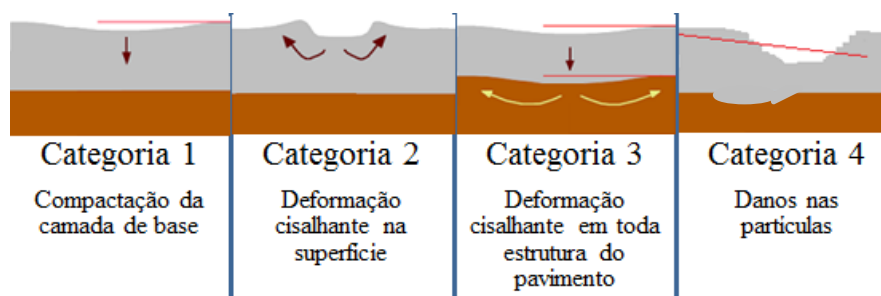


Figura 1 - Classificação de afundamentos em 4 categorias (Adaptado de DAWSON e KOLISOJA, 2004, e de GUIMARÃES, 2009)

A categoria 1 é consequência de a camada de base granular tornar-se mais densificada após a compactação da estrutura do pavimento com a passagem do tráfego, na qual há certa mudança volumétrica dessa camada que eventualmente melhora a sua condição estrutural ao aumentar sua densidade e rigidez. O material é principalmente afetado perto da roda e é reconhecido por uma depressão bem pequena em relação à superfície original. Nesse tipo de afundamento não há grandes deformações e uma boa compactação durante a construção minimizaria o surgimento deste tipo.

A categoria 2 é gerada por esforços cisalhantes na camada granular de base quando este material é fraco, de pouca resistência ao cisalhamento, ou no revestimento asfáltico por conta de uma dosagem inadequada. A única solução para esse tipo de defeito na base granular é melhorar o agregado em vários aspectos ou reduzir as tensões impostas pelos pneus, pois tratando o subleito não ocorrerá efeito positivo algum.

A categoria 3 é devido aos esforços cisalhantes como a categoria 2, porém englobando toda a estrutura do pavimento, ou seja, todas as suas camadas inclusive o subleito, tendo assim, afundamento de todo o pavimento. Vale salientar que caso somente o subleito sofra deformação plástica, as camadas acima afundarão da mesma forma, mas em menor proporção.

A categoria 4 pode ser consequência de algum dano devido às duas propriedades básicas do agregado graúdo: atrito e abrasão. Esse tipo de afundamento é observado por abertura de trincheira no local onde foi detectado o defeito.

Como se sabe, a deformação permanente depende da história de solicitações no pavimento. De acordo com GUIMARÃES (2009), essa deformação tende a aumentar

quando ocorre diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e britas. Para TUTUMLUER e PAN (2008), a deformação permanente é governada pela resistência ao cisalhamento dos materiais granulares.

Segundo LEKARP *et al.* (2000) os diversos fatores que influenciam o comportamento de materiais granulares à deformação permanente são: o estado de tensões; o número de aplicações de carga; a umidade do material; a história de tensões; o tipo de agregado e sua granulometria.

Resumindo, os principais fatores que causam a deformação permanente podem ser agrupados em: tensão cisalhante, carregamento repetido, umidade e características do agregado em si (geologia, forma, textura etc).

De acordo com LEKARP e DAWSON (1998), apesar da deformação permanente ser apenas uma parte da deformação total resultante da aplicação de um ciclo de carga, a repetição de carga pode levar ao acúmulo de um grande número destas pequenas deformações plásticas até que o pavimento tenha uma eventual ruptura resultante de afundamentos de trilhas de roda excessivos. Um procedimento de projeto de pavimento exige que os materiais constituintes sejam eficientemente selecionados em relação às suas características de resistência e rigidez.

Para WERKMEISTER *et al.* (2002), uma concepção bem-sucedida de um pavimento é torná-lo capaz de resistir à acumulação de deformação permanente dos materiais granulares ou outros materiais sem chegar a apresentar deformações irreversíveis acentuadas na superfície do pavimento.

2.1.1. Modelos de previsão de deformação permanente

A deformação permanente como já comentado reflete-se em afundamentos de trilha de rodas manifestadas na superfície dos revestimentos asfálticos. A previsão do afundamento de trilha de rodas deve considerar que qualquer camada pode contribuir para esse ATR, sendo um problema considerado complexo. De acordo com HUANG (1993), como ocorre uma contribuição de todas as camadas do pavimento, cada camada

irá contribuir com uma parcela representativa da deformação de cada material componente.

A representação da ATR a partir da ideia de que o pavimento funciona como um sistema de múltiplas camadas pode ser dada pela Equação 1 de Barksdale (1972). A equação expressa o conceito de que os afundamentos são oriundos da contribuição de todas as camadas.

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n \varepsilon_p^i h_i \quad (1)$$

Onde,

δ_{total}^p : profundidade total do afundamento;

ε_p^i : deformação específica plástica média da i-ésima camada;

h_i : espessura da i-ésima camada;

n: número total de camadas.

Segundo COLLINS e BOULBIBANE (2000), há necessidade de desenvolver modelos teóricos que permitam prever a deformação permanente. Em geral, se utilizam modelos de previsão desenvolvidos por estudos em laboratório. Para solos e agregados utilizam-se ensaios triaxiais de cargas repetidas com controle dos corpos de prova a fim de representar ao máximo as características existentes em campo.

Na Tabela 1 mostra-se um resumo com três dos modelos tradicionais de previsão de deformação permanente em solos para base e sub-base adotados no programa computacional de FRANCO (2000).

De acordo com KORKIALA-TANTTU (2009), o primeiro método amplamente utilizado para avaliar as deformações permanentes foi a implementação da chamada “Lei da Quarta Potência” (*Fourth Power Law*), introduzido pela AASHTO na década de 1960.

Como pode ser observado na Tabela 1, diferentes modelos e suas equações matemáticas buscam descrever a deformação permanente. Tanto o modelo de Monismith quanto de Uzan permitem a variação de parâmetros. Já o modelo de Tseng e Lytton não permite a adição de novas contribuições fora o banco de dados do qual foi montado, o que dificulta a inclusão de solos tropicais.

Tabela 1 – Modelos de previsão de deformação permanente em solos (FRANCO, 2000)

Modelos Usuais de Deformação Permanente	Ano	Equação	Desenvolvimento
Modelo de Monismith <i>et al</i>	1975	$\varepsilon_p = AN^B$ ε_p - deformação específica plástica A e B - parâmetros experimentais N - número de repetições de carga	Ensaio triaxiais de cargas repetidas para até 100.000 ciclos de carregamento.
Modelo de Uzan	1982	$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot N^{-\alpha}$ $\varepsilon_p(N)$ - deformação plástica para n-ésima camada ε_r - deformação resiliente $\mu = A \cdot B / \varepsilon_r$ $\alpha = -B$ N - número de repetições de carga	A partir da diferenciação da equação proposta por Monismith. Durante o carregamento e descarregamento o módulo elástico E_c e E_d são distintos, e a relação tensão-deformação é considerada linear.
Modelo de Tseng e Lytton	1989	$\delta_n(N) = \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_r} \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h$ $\delta_n(N)$ - deformação permanente da camada $\varepsilon_0, \rho, \beta$ - propriedades dos materiais ε_r - deformação específica resiliente ε_v - deformação específica vertical média resiliente h - espessura da camada N - número de repetições de carga	A partir da aplicação de regressão múltipla em um banco de dados de ensaios de deformação permanente com a aplicação de cargas repetidas. Os parâmetros são estimados de acordo com sua aplicação: subleito, base e sub-base.

Segundo GUIMARÃES (2009), o mais difundido no Brasil é o modelo de Monismith, porém este não considera o estado de tensões e tem acurácia reduzida à medida que se aplica um número maior de ciclos de carga. Em virtude disso, para o autor, o modelo de Monismith deve ser descartado e substituído.

O modelo de Guimarães (2009), usado nesta dissertação, foi desenvolvido com o objetivo de prever a deformação permanente propriamente dita que incluísse as tensões atuantes para contribuir com o aperfeiçoamento do método de dimensionamento mecanístico-empírico. A Equação 2 é a representação do modelo e foi obtida após análise dos resultados de ensaios de deformação permanente feitas em equipamentos triaxiais de cargas repetidas, com vários níveis de tensão. É uma ferramenta matemática que descreve de forma satisfatória o comportamento observado nos ensaios triaxiais de laboratório.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (2)$$

Onde,

$\varepsilon_p(\%)$: deformação permanente específica;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 : parâmetros de regressão (parâmetros de deformabilidade permanente);

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

ρ_0 : tensão de referência (tensão atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Para o cálculo dos parâmetros são necessários resultados de um número mínimo de seis ensaios de deformações permanentes feitos utilizando corpos de prova individuais no equipamento triaxial de cargas repetidas e é utilizada a técnica de regressão não-linear múltipla para obter as constantes. As unidades de tensão devem ser expressas igualmente em kgf/cm² para ser compatível com a unidade das tensões de ensaio.

Quanto aos *softwares* disponíveis para cálculo de deformação permanente, há o SisPav, desenvolvido por FRANCO (2007), que utiliza a teoria da elasticidade e tem abordagem da análise elástica não linear de forma simplificada por meio do programa AEMC, cuja base foi desenvolvida por Uzan. Na Tabela 2 foram selecionados do resumo de KORKIALA-TANTTU (2009) outros modelos de *softwares*. Vale salientar que existem inúmeros outros disponíveis.

Tabela 2 – Características e limitações de métodos e software para análise multicamadas de pavimento flexível. (Adaptado de KORKIALA-TANTTU, 2009).

Tipo de Análise / software	Características	Limitações
KENLAYER	- programa multicamadas elástico não-linear para projeto das camadas do pavimento - amplamente utilizado	- cálculo das tensões baseada na teoria elástica de multicamadas - cálculo do desnível do subleito
HUURMAN (desenvolvido na Holanda)	- modelo de elementos finitos com material plástico não-linear - solicitação lateral	- protótipo não comercial - desenvolvido principalmente para pavimento de blocos de concreto
CIRCLY (desenvolvido na Austrália)	- ferramenta de cálculo elástico linear de multicamadas para design de camadas de pavimento - solicitação lateral - pavimentos de concreto e aeródromos	- cálculo de tensão baseado na teoria multicamadas elástico-linear - deformação permanente para subleito apenas por equação empírica
ILLIPAVE – várias versões (desenvolvido na University of Illinois)	- programa de elementos finitos não-linear - critério de ruptura de Mohr-Coulomb	- versão básica não inclui cálculo de deformação permanente
DRESDEN + FENLAP (desenvolvido na Alemanha)	- modelo do DRESDEN de material elástico não-linear baseado na teoria do <i>shakedown</i> - programa FENLAP para respostas do pavimento através de elementos finitos	- protótipo não comercial - cálculo de tensão baseado na teoria da elasticidade e deformação permanente

Porém, segundo PÉREZ *et al.* (2006), apesar de vários pesquisadores terem obtido modelos de previsão de deformação permanente, nenhum deles tinha sido ainda totalmente incorporado às diretrizes técnicas para o projeto estrutural do pavimento na maioria dos países até aquela data.

Segundo ACIKGÖZ e RAUF (2010), há ainda outros softwares atuais para previsão de deformações permanentes como o VägFEM, desenvolvido a partir de uma pesquisa de cooperação feitas pelos países nórdicos (Suécia, Noruega, Dinamarca e Islândia), e o MEPDG, desenvolvido pela AASHTO, que é considerado, atualmente, um programa muito bom para projeto estrutural.

O VägFEM é um programa de projeto de pavimento em modelo 3D de elementos finitos que utiliza dois modelos elásticos para descrever o comportamento mecânico para os materiais não ligados (solos e britas), o modelo linear ou não linear e o modelo elástico linear para material ligante betuminoso. A simulação é realizada com a real seção da estrutura do pavimento e leva em consideração as diferentes propriedades dos materiais nas suas camadas no pavimento.

O programa *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) da AASHTO (*American Association of State Highways and Transportations Officials*) 2002 – 2011, analisa o desempenho da estrutura de um pavimento mediante critérios pré-estabelecidos. O modelo utilizado é oriundo de uma pesquisa do *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP), NCHRP 1-37A, e tem equações que estimam a deformação permanente da camada de revestimento asfáltico e das camadas de base, sub-base e subleito (PELLISON *et al.*, 2015).

De acordo com o NCHRP (2004), o modelo utilizado no MEPDG para calcular a susceptibilidade à deformação permanente de cada camada da estrutura do pavimento é o desenvolvido por Tseng e Lytton, originalmente para estimar a deformação permanente de materiais granulares e solos do subleito, e é baseado em conceitos similares para o cálculo de cada uma das camadas. Porém, após esforços intensivos, bem como estudos de sensibilidade realizados no modelo pôde-se corrigir tendências errôneas. Ayres forneceu uma versão modificada desses modelos de Tseng e Lytton para as diferentes camadas, combinou dados dos materiais granulares e os dados de solos do subleito em um único banco de dados para desenvolver novas correlações. Além disso, os fatores das tensões, antes considerados, foram eliminados dos novos modelos.

PELLISON *et al.* (2015) em seu estudo pôde concluir utilizando o MEPDG que a deformação permanente no revestimento apresentou maior sensibilidade com a variação da espessura do revestimento e quase nenhuma com mudanças nas da base e sub-base, enquanto a deformação permanente total tem pouquíssima sensibilidade do defeito em função da variação da espessura da camada de revestimento, e é pouco sensível com a modificação da espessura das demais. O subleito, no entanto, apresentou redução considerável de DP em sua camada com o aumento de sua espessura.

Segundo GUIMARÃES (2009), as equações do modelo Tseng e Lytton são relativamente precisas e englobam variáveis importantes, porém a não inclusão de solos tropicais no banco de dados utilizado como referência compromete a aplicação do modelo para pavimentos brasileiros, e quando aplicado a solos tropicais lateríticos, como demonstrado no trabalho de GUIMARÃES (2001), este modelo tem uma forte tendência em majorar a previsão da deformação permanente.

O *software* MEPDG serve para o dimensionamento de pavimentos novos e reabilitados. Dentre os benefícios está a possibilidade de inclusão de parâmetros para calibração local, melhor avaliação do impacto dos níveis de tráfego, efeito sazonal e da drenagem, e modificações anuais do comportamento dos materiais.

2.1.2. Materiais granulares e a deformação permanente

Os materiais granulares, ou materiais britados, são bastante utilizados na pavimentação, não só no Brasil, mas mundialmente. Para TUTUMLUER e PAN (2008), os materiais granulares são amplamente utilizados em base/sub-base de pavimentos flexíveis para suportar a camada asfáltica e dispersar as cargas de roda para o subleito.

Segundo LEKARP *et al.* (2000), o comportamento de deformação permanente de agregados sob carregamento repetido tem sido estudado por vários pesquisadores ao longo dos anos e tem sido um dos principais tópicos de pesquisa em engenharia de pavimento por muitos anos em vários países.

No que diz respeito à brita graduada, poucos estudos vêm sendo realizados no Brasil, sendo mais pesquisadas em países de clima temperado onde há uso frequente desse

material e tem-se como principal defeito o ATR. Para KORKIALA-TANTTU (2009) o desenvolvimento de modelos mais recentes tem sido, principalmente, com base no conceito do *shakedown*, pois a deformação de materiais granulares é altamente dependente das tensões atuantes.

É importante o estudo desses materiais, visto que causam impacto na estrutura como um todo e são muitas as características dos agregados a serem consideradas: natureza geológica, forma de produção e forma de utilização na construção, entre outras. Para LEKARP *et al.* (2000), o primeiro passo na compreensão do importante papel dos materiais granulares é valorizar a natureza da deformação permanente em tais materiais. Ademais, a deformação permanente é resultante de três principais mecanismos que envolvem as propriedades das partículas: consolidação, distorção e atrito. Vale salientar que é um defeito que ainda não estava completamente modelado para os agregados das camadas granulares até aquela data.

A Figura 2 apresenta uma ilustração simples de deformação resiliente e permanente de materiais granulares durante um ciclo de aplicação da carga. WERKMEISTER *et al.* (2002) confirmam que a relação tensão-deformação para materiais granulares é dada por uma curva não linear que não faz o retorno no mesmo caminho após remoção de tensões, mas forma um laço de histerese. A forma do ciclo de histerese irá definir os valores para as deformações permanentes e resilientes de carga.

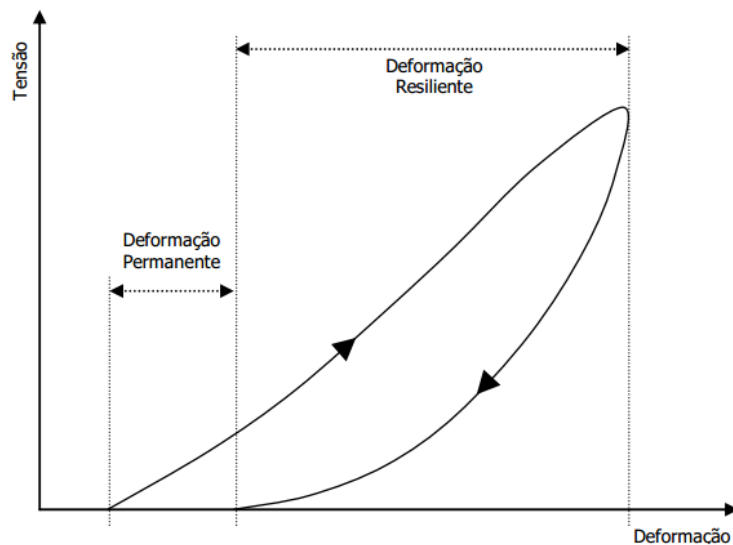


Figura 2 - Deformação de material granular durante um ciclo de carregamento (Adaptado de LEKARP *et al.* 2000)

As dificuldades em realizar estudos para esses materiais quanto à deformação permanente estão relacionadas ao fato de haver poucos equipamentos triaxiais de carga repetida disponíveis para realização dos ensaios, por estes serem demorados e um processo destrutivo. Segundo FRANCO (2007), são observadas na literatura abordagens diversas para compreensão do comportamento resiliente e permanente dos materiais granulares.

Quanto ao comportamento de materiais granulares sob carga cíclica, GIDEL *et al.* (2001) citam como característico o comportamento elastoplástico: aumento da rigidez e da deformação permanente com as repetições de carga. Para TUTUMLUER e PAN (2008), apesar dos estudos recentes que permitiram melhor compreensão dos efeitos da densidade, teor de finos e umidade, há pouco conhecimento e quase nenhuma relação quantitativa que identifique a influência da forma dos grãos na deformação permanente de materiais granulares.

Em GUIMARÃES (2009) encontram-se descritos diferentes modelos para estudo da deformação nesses materiais, reproduzidos na Tabela 3.

Tabela 3 – Modelos de previsão de deformação permanente em materiais granulares (GUIMARÃES, 2009)

Modelos Usuais de Deformação Permanente	Ano	Equação	Desenvolvimento
Barksdale	1972	$\varepsilon_{1,p} = a + b \cdot \log(N)$ $\varepsilon_{1,p}$ - deformação específica plástica a e b - constantes para um determinado nível de tensão N - número de repetições de carga	Ensaio triaxiais de cargas repetidas superiores à 100.000 ciclos de carregamento.
Pappin	1979	$\varepsilon_{s,p} = (fn \cdot N) \cdot L \cdot \left(\frac{q^0}{p^0}\right)_{max}^{2,8}$ $\varepsilon_{s,p}$ - deformação permanente cisalhante acumulada q^0 - tensão desvio modificada ($\sqrt{2/3} \cdot q$) p^0 - média das tensões principais modificada ($\sqrt{3} \cdot p$) fn.N - fator de forma	Ensaio triaxiais de cargas repetidas com tensão confinante variável em uma brita de calcário bem graduada.
Khedr	1985	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A \cdot N^{-m}$ ε_p - deformação específica plástica m - parâmetro do material A - parâmetro do material e do estado de tensão N - número de repetições de carga	Ensaio triaxiais de cargas repetidas em estudo de uma rocha calcária britada. Concluiu que a deformação permanente decresce logaritmicamente com N.
Paute <i>et al.</i>	1990	$\varepsilon_{1,p}^* = \frac{A \cdot \sqrt{N}}{\sqrt{N} \cdot D}$ $\varepsilon_{1,p}^*$ - deformação permanente adicional após os primeiros 100 ciclos de carga A e D - parâmetros de regressão N - número de repetições de carga	Ensaio triaxiais de cargas repetidas considerando que a deformação permanente cresce gradualmente tendendo a um valor assintótico.
Sweere	1990	$\varepsilon_{1,p} = a \cdot N^b$ $\varepsilon_{1,p}$ - deformação específica plástica a e b - constantes para um determinado nível de tensão N - número de repetições de carga	Ensaio triaxiais de cargas repetidas superiores à 1.000.000 ciclos de carregamento, sugerindo uma abordagem log-log para ensaios com grande número de aplicações de cargas.
Lekarp e Dawson	1998	$\frac{\varepsilon_{1,p}(N_{ref})}{L} = a \cdot \left(\frac{q}{p}\right)_{max}^b$ $\varepsilon_{1,p}(N_{ref})$ - deformação permanente acumulada para N>100 q - tensão desvio p - média das tensões principais a e b - parâmetros de regressão L - comprimento da trajetória de tensões	Ensaio triaxiais de cargas repetidas, levando em consideração a relação entre a deformação permanente e o estado de tensões.
Modelo de Tseng e Lytton por Ayres e Franco	1997 e 2000	$\delta_n(N) = 2,2 \cdot e^{-\left(\frac{p}{N}\right)^\beta} \cdot \varepsilon_v \cdot h$ $\delta_n(N)$ - deformação permanente da camada $\varepsilon_v, \rho, \beta$ - propriedades dos materiais β_{GB} - fator de calibração 2,2 h - espessura da camada N - número de repetições de carga	Modelo mecanístico-empírico. A partir da aplicação de regressão múltipla em um banco de dados de ensaios de deformação permanente com a aplicação de cargas repetidas. Os parâmetros são estimados também através de outros modelos complexos em função do estado de tensões, do módulo de resiliência e da umidade dos materiais; eliminou-se o termo referente à tensão no modelo.

2.1.3. Ensaio triaxial de carga repetida para deformação permanente

Para o estudo da deformação permanente são realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas em laboratório que buscam simular as condições reais em campo de solicitação do pavimento. O equipamento utilizado para o ensaio é o mesmo usado para os ensaios módulo de resiliência.

O módulo de resiliência (MR) é por definição a relação entre a tensão desvio e a deformação específica resiliente correspondente (Equação 3). Para obtenção do MR são medidas as deformações elásticas provocadas pela aplicação de vários pares de tensões desvios (pulsante) e confinantes (constante), sendo o procedimento igual para solos e britas.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_R} \quad (3)$$

Onde,

MR: Módulo de Resiliência (MPa);

$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$: tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

σ_1 : tensão principal maior;

σ_3 : tensão principal menor ou tensão de confinamento;

$\varepsilon_R = \frac{\Delta h}{H_0}$: deformação específica axial resiliente (mm/mm);

Δh : deslocamento resiliente registrado (mm);

H_0 : distância entre as alças (mm).

Porém, para análise da deformação permanente, o ensaio que vem sendo realizado na COPPE consiste na aplicação de variados valores de pares de tensões (tensão desvio (σ_d) que vem a ser a tensão axial cíclica e confinante (σ_3)), usando um corpo de prova para cada par, e um elevado número de ciclos de aplicações de cargas (N) usualmente superior a 100.000 ciclos. A tensão confinante (σ_c) é a tensão principal intermediária (σ_2) que é igual à tensão principal menor (σ_3) no caso do ensaio com corpo de prova cilíndrico, decorre da aplicação da tensão confinante por ar comprimido. A tensão desvio ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) é a tensão que promove o carregamento e o descarregamento, é aplicada no sentido de compressão no topo da amostra sendo, portanto, cíclica.

É importante salientar que apesar de durante o ensaio de módulo de resiliência poder ser lida parcela da deformação permanente, para achar o modelo de deformação permanente é realizado um ensaio específico, não aproveitando o que é medido no de resiliência. Isto se deve ao número de ciclos para o módulo de resiliência ser bem inferior ao número de repetições necessários para se ter uma avaliação efetiva para a deformação permanente e se haverá tendência ao acomodamento. Um esquema do equipamento encontra-se ilustrado na Figura 3.

Vale salientar que ao mesmo tempo em que se mede a deformação permanente (DP) é possível a medição de módulos de resiliência, contudo para apenas um único estado de tensões a cada corpo de prova. Concomitantemente, pode-se observar a evolução das deformações elásticas referente ao estado de tensão à que está sendo aplicada a carga e o número de ciclos aplicados.

Esse equipamento foi evoluindo no decorrer dos anos, sendo o primeiro montado pela COPPE em 1977 e a primeira norma estabelecida em 1986 a partir de estudos em parceria entre a COPPE e o IPR do, na época, parte do DNER. Nos dias de hoje esse primeiro equipamento já foi substituído e o atual está completamente automatizado. Sua câmara triaxial permite ensaiar tanto britas quanto solos compactados em molde tripartido. Os corpos de prova podem ser de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura (10x20), que devem ser usados para materiais granulares de até 25 mm (peneira de 1 polegada) de tamanho nominal máximo de partículas e os de 15 x 30 para materiais granulares de até 38mm.

Esse equipamento consiste de um sistema pneumático de carregamento que permite aplicar tensões repetidas em um corpo de prova cilíndrico com frequência de carga de 1, 2 e 3 Hz. Para 1 Hz (60 ciclos/minuto), o tempo de carregamento é de 0,1s, o que implica em 0,9s para o intervalo de repouso; para 2 Hz (120 ciclos/minuto) e 3 Hz (180 ciclos/minuto), o tempo de carregamento é o mesmo e o que muda é o tempo de repouso.

O carregamento aplicado no equipamento triaxial é semi-senoidal para simular a forma de carregamento da passagem de roda e o deslocamento utilizado para o cálculo do MR e DP é obtido pela média dos deslocamentos registrados nos LVDT que são transdutores mecânicos eletromagnéticos, num certo intervalo.

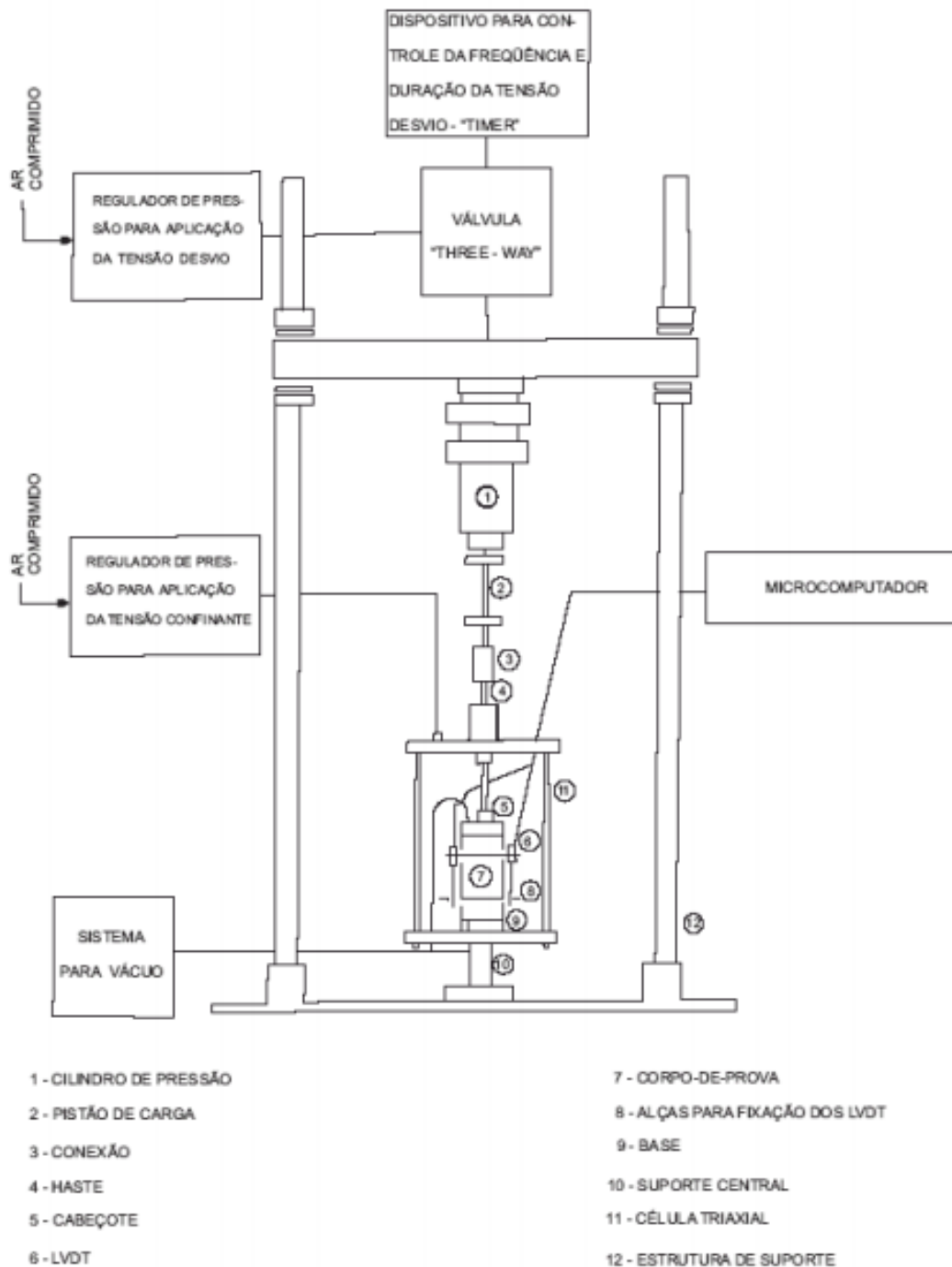


Figura 3 - Esquema do aparelho triaxial de carga repetida (DNIT 134/2010-ME)

Geralmente, são usados valores com variação da razão de tensões σ_d/σ_3 em 1, 2 e 3. Os possíveis estados de tensões para solos e britas que foram adotados na presente pesquisa foram estabelecidos pela análise do comportamento em campo sob a carga do eixo padrão e são como os da Tabela 4 que pertencem ao conjunto de possíveis tensões atuantes nas camadas de base e sub-base em um pavimento segundo GUIMARÃES (2009).

Tabela 4 – Relações de tensões utilizadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas para avaliação da deformação permanente (GUIMARÃES, 2009)

deformação permanente (GOMARALIS, 2003)			
Ensaio	Tensão (kPa)		N
	σ_d	σ_3	
1	40	40	150.000
2	80		
3	120		
4	80	80	
5	160		
6	240		
7	120	120	
8	240		
9	360		

Os corpos de provas ensaiados são comumente compactados na energia do Proctor intermediária ou na modificada para bases e sub-bases e na energia Proctor normal para subleitos. Porém, também vem sendo aplicada a energia Proctor intermediária para o subleito considerando que as pressões dos pneus estão maiores causando assim maiores esforços. A compactação deve ser realizada com o material na umidade ótima e então os corpos de provas de solo ou brita são submetidos a par de tensões no equipamento como mencionado.

Como mostra MALYSZ (2004) na Figura 4, os resultados para as deformações permanentes desses ensaios são expressos em gráficos onde podem ser observadas três fases de comportamento: a referente às deformações iniciais, a de taxa de deformações permanentes constante e a de incremento acentuado da taxa de deformação permanente.

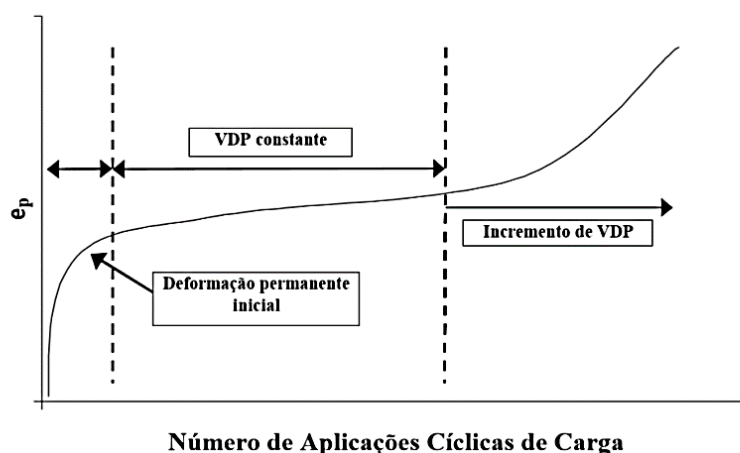


Figura 4 – Comportamento típico quanto a deformações permanentes (MALYSZ, 2004)

No Anexo III é possível observar tabelas comparativas de diferentes procedimentos encontrados na literatura para realização do ensaio de deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas, baseadas nas referências: REDE TEMÁTICA DE ASFALTO (2010); GUIMARÃES (2001, 2009); MALYSZ (2009); AG (2006); NZTA (2014); WERKMEISTER (2003); WERKMEISTER *et al.* (2004); SIRIPUN *et al.* (2010); EN (2004); HORNYCH *et al.* (1996); HORNYCH *et al.* (2007); GABR *et al.* (2013); SALOUR *et al.* (2016); RAHMAN e ERLINGSSON (2015); ERLINGSSON e RAHMAN (2013); CERNI *et al.* (2012); AZAM *et al.* (2014); ÁVILA-ESQUIVEL *et al.* (2016); LEKARP e DAWSON (1998); JAWAD *et al.* (2011); ESPINOSA (1987); e esta dissertação como LIMA (2016).

2.1.4. Fatores que influenciam a deformação permanente

As respostas dos materiais granulares são influenciadas por muitos fatores e propriedades: origem, forma, textura, resistência mecânica, resistência ao intemperismo, graduação, compacidade ou índice de vazios, presença de água, frequência e amplitude das cargas, pressão de confinamento, histórico de tensões, e número de ciclos. Segundo vários autores, tais como LEKARP e DAWSON (1998), WERKMEISTER *et al.* (2004), GUIMARÃES (2009) e ACIKGÖZ e RAUF (2010), a ruptura do pavimento é causada por vários fatores que ocorrem em diferentes camadas. Passa-se a discutir alguns destes fatores e sua influência na deformação permanente de camadas granulares.

Forma e textura

A forma pode ser avaliada quanto à esfericidade que se refere ao formato sem considerar as arestas das partículas, e quanto ao arredondamento, considerando a regularidade da superfície das partículas. É analisada por meio de razões que permitem que cada uma das partículas seja classificada nos grupos: cúbica, alongada, lamelar ou alongada e lamelar. Assim, existem normas que pedem análise pela porcentagem aceitável de grãos não cúbicos e pela razão entre dimensões que define a partícula como “cúbica”.

Vale salientar que apesar de partículas alongadas aumentarem a abrasão, a quebra dos grãos e o acúmulo da deformação permanente resultante, pode contribuir para aumentar a resistência ao cisalhamento do material. Segundo PINTO (2006), partículas arredondadas diminuem o ângulo de atrito e a resistência ao cisalhamento, havendo aumento da deformação permanente.

A textura é intimamente ligada à força de atrito e quanto maior for a rugosidade da superfície, maior a resistência à deformação permanente, pois será aumentada a força de atrito entre os grãos. Pode-se dizer que um material granular é mais rugoso após sua britagem, de forma geral.

Além disso, os estudos indicam também que o grau de compactação é particularmente maior para agregados angulares (materiais britados) do que para o material natural, uma vez que os agregados naturais são arredondados, LEKARP (1997, *apud* ACIKGÖZ e RAUF, 2010).

Segundo TUTUMLUER e PAN (2008), a propriedade angularidade contribui principalmente para a resistência e a estabilidade da estrutura do agregado quando submetido ao confinamento, enquanto a propriedade textura superficial tende a mitigar os efeitos da dilatação através do aumento da fricção entre as partículas dos agregados individuais. A mudança de volume de massa de solo devido às tensões e deformações cortantes, gerando trabalho friccional, é conhecida como fenômeno da dilatação.

Resistência mecânica

A resistência mecânica dos grãos é uma característica que influi na deformação de camadas de materiais granulares, podendo ser estudada sob o aspecto da fratura, que está associada à energia absorvida até a ruptura, e da abrasão, associada ao desgaste superficial do material relacionado à dureza e angularidade das partículas.

Características do carregamento

A magnitude do carregamento, ou seja, do estado de tensões, tem grande influência nas deformações tanto permanentes quanto resilientes dos materiais granulares. A taxa de deformação permanente diminui quanto menor a tensão aplicada. Já a quantidade de ciclos aplicada ao material granular contribui para o incremento da deformação permanente e é importante quando ligada à magnitude, permitindo o estudo da tendência ao acomodamento ou à ruptura.

O histórico de tensões, ou a ordem de aplicação de carga, relaciona-se com a magnitude e com o número de ciclos, podendo ser observado após cada ciclo de carregamento pelo acúmulo da deformação permanente. Seu efeito tem impacto significativo no desenvolvimento de deformações permanentes. Quanto às tensões de confinamento e desvio, essas exercem influência nas deformações axiais tanto para análise do comportamento resiliente quanto na deformação permanente de materiais granulares. Segundo PINTO (2006), a influência da tensão confinante no comportamento de materiais granulares depende das características do material.

2.2. TEORIA DO *SHAKEDOWN*

O conceito de *shakedown* tem sido usado para descrever o comportamento de muitas estruturas na engenharia sob carregamento cíclico repetido. Essa teoria foi primeiramente introduzida por Melan em 1936. A palavra *shakedown* é um termo em inglês que, para pavimentos asfálticos, pode ser interpretada como acomodamento das deformações permanentes, servindo para descrever o comportamento da estrutura ou do material sob carregamento cíclico repetido. Seu conceito para pavimentos foi utilizado

para essa função pela primeira vez em 1984 por Sharp e Booker e no Brasil foi introduzido pelos professores Jacques de Medina e Laura Motta da COPPE/UFRJ.

Segundo LEKARP e DAWSON (1998), muitos autores constantes na sua revisão bibliográfica, já na época, chegaram à conclusão que a baixos níveis de tensão a deformação permanente resultante de muitos ciclos de carga acabaria por chegar a uma condição de equilíbrio para materiais granulares. No entanto, a altos níveis de tensões afirmavam que as deformações permanentes são susceptíveis de aumentar rapidamente, resultando em uma eventual ruptura. Assim, estava colocada a possibilidade da existência de um estado de tensão crítico de separação entre o acomodamento e a ruptura. WERKMEISTER *et al.* (2004), definem um Limite de *Shakedown*, como o nível de tensão crítica entre a condição estável e instável do pavimento.

De acordo com CERNI *et al.* (2012), a Teoria do *Shakedown* comporta a consideração da existência de uma tensão crítica, como previsto pelos autores citados, que separa o nível estável de uma condição instável. Engloba o conceito de que o crescimento de deformação permanente se estabiliza gradualmente com o número de ciclos de carregamento apenas quando a tensão aplicada é baixa e que para altos níveis de tensão, a deformação permanente é susceptível de aumentar rapidamente resultando em uma falha progressiva.

Para FARIA (1999, *apud* GUIMARÃES 2009), quando em um corpo submetido a um carregamento de cargas repetidas, cessam as deformações permanentes, a partir de um determinado número de aplicações de cargas, diz-se que ele entrou em *shakedown*, fato justificado pelo surgimento de tensões residuais. As tensões residuais são usadas para representar as tensões existentes na estrutura quando há ausência de carregamentos externos, atuando no corpo mesmo após o descarregamento elástico, porém quando ocorre um novo carregamento essas tensões interagem com as novas tensões induzidas produzindo um conjunto diferente de deformações plásticas. O surgimento de tensões residuais é condição essencial para o surgimento do *shakedown*.

Para JOHNSON (1986, *apud* WERKMEISTER *et al.* 2004) e COLLINS e BOULBIBANE (2000), são quatro as possíveis respostas para estrutura ou material

submetido a um histórico de carga cíclica como esquematizado na Figura 5: puramente elástica, *shakedown* elástico, *shakedown* plástico e incremento de colapso (*ratchetting*). Como pode ser observada, a resposta é puramente elástica se o nível de carga é suficientemente pequeno havendo retorno a sua configuração inicial. A resposta quando a carga excede o limite de elasticidade são de três tipos, e apresentam deformação plástica representada quando o ciclo subjacente de carregamento tem retorno diferente. A estrutura é dita ter *shakedown* quando após um número finito de aplicações de carga o acúmulo de tensões residuais não mais aumenta, diz-se que a estrutura acomodou-se. Já quando ocorre um alto nível de carregamento não haverá *shakedown* e a deformação plástica aumenta indefinidamente entrando numa espécie de ciclo fechado também conhecido como *ratchetting* e que pode levar a estrutura ao fim da vida em curto espaço de tempo.

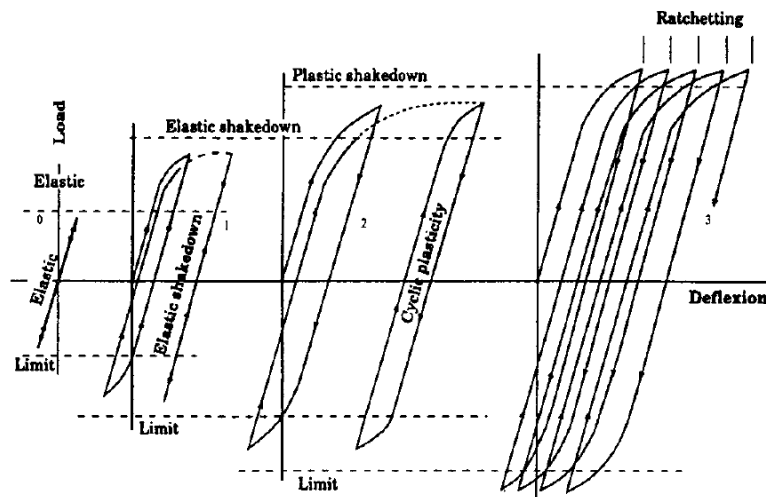


Figura 5 - Respostas clássicas de aplicação de cargas repetidas (JOHNSON 1986, *apud* WERKMEISTER *et al.* 2004)

Entretanto, com base em WERKMEISTER *et al.* (2001, 2002 e 2004), para materiais granulares não há a primeira resposta, pois não foi observado em nenhum dos resultados obtidos por eles para esse tipo de material, classificando então o comportamento em três. Isso se deve provavelmente, segundo COLLINS e BOULBIBANE (1993, *apud* WERKMEISTER *et al.* 2004), à tensão de pós compactação.

Para GUIMARÃES (2001) as respostas da Figura 5 representam solos submetidos a carregamentos cíclicos de tal forma que a situação de escoamento plástico conduz a uma diminuição das deformações plásticas, porém estas deformações podem crescer indefinidamente ocasionando o colapso da estrutura.

Segundo LEKARP *et al.* (2000), há estudos que indicam que o desempenho a longo prazo de materiais granulares depende do nível de tensões aplicadas, de modo que as tensões baixas resultam num estado de equilíbrio final e tensões elevadas conduzem a um rápido crescimento da deformação permanente e eventual falha (ruptura), sugerindo que a estabilização e a deterioração de materiais granulares são separados por um certo nível de tensão, a chamada carga de *shakedown*.

A situação de *shakedown* elástico, confirmado por GUIMARÃES (2009), pode ser considerada mais comum para materiais de pavimentação, pois o material apresenta deformações permanentes até certo número de aplicações de cargas e então esta deformação torna-se constante e o material assume um comportamento totalmente elástico.

Segundo FRANCO (2007), a essência da análise do *shakedown* é determinar a carga crítica de acomodamento para uma dada combinação de espessuras de camadas do pavimento, de tipos de materiais e de condições ambientais.

O estudo do *shakedown* do material é realizado por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas e o objetivo é encontrar o estado de tensões médio representativo no qual aquele material poderá ser empregado que garanta a estabilização das deformações permanentes. Atualmente, o *shakedown* tem sido bastante estudado, porém poucas pesquisas ainda voltadas para materiais granulares do tipo britas graduadas. No Brasil, esse conceito deve ser mais difundido e estudado como em GUIMARÃES (2001, 2009), principalmente, para materiais granulares que são os menos considerados, talvez por “herança” da análise pelo ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR), em geral alto para estes materiais, o que leva a pensar que não contribuirão para o ATR.

Para avaliação do acomodamento os autores WERKMEISTER *et al.* (2000, 2001, 2004), PÉREZ *et al.* (2006) e GUIMARÃES (2009), indicam três tipos ou níveis de comportamentos quanto à deformação permanente. Para análise, a modelagem gráfica indicada para ensaio de cargas repetidas é a corresponde ao modelo de Dawson e

Wellner (1999) como representada nas Figuras 6 e 7 a seguir, resultados de materiais granulares distintos.

Os dois eixos do gráfico devem estar em escala logarítmica. Na Figura 6, no eixo horizontal está representada a deformação permanente acumulada em milímetros e estaria em metros se multiplicada por 10^{-3} e no eixo vertical está a taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga, em metros se multiplicada por 10^{-3} em ordem decrescente. Na Figura 7, o eixo vertical está semelhante ao da Figura 6, enquanto o eixo da abscissa está representando a deformação permanente acumulada em mm se multiplicada por 10^{-3} .

A mudança da grandeza na escala foi para melhor visualização. WERKMEISTER (2003) em sua tese aplicou maiores números de ciclos de carga e maiores tensões para definir melhor o comportamento do material quanto à previsão das deformações permanentes.

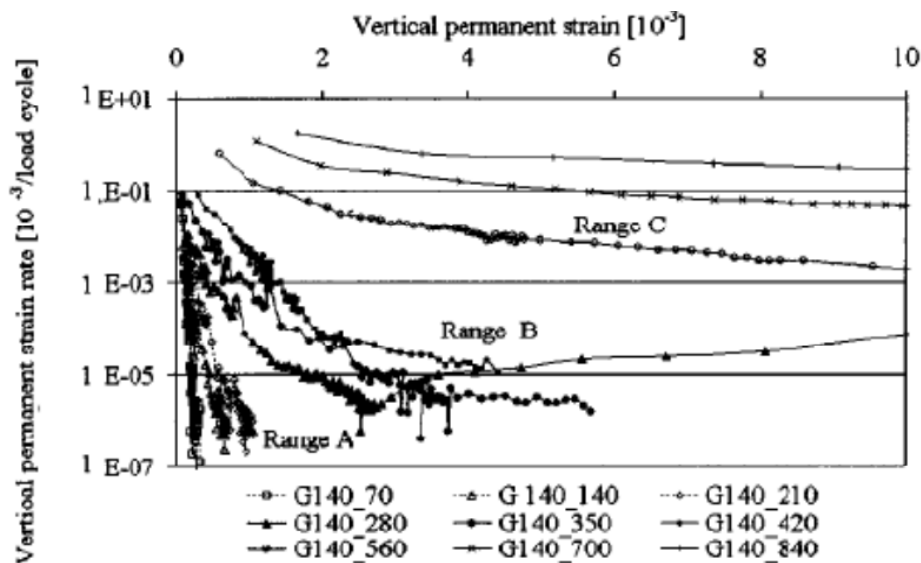


Figura 6 – Análise de *shakedown* para Granodiorito usando $\sigma_3=70$ kPa. WELLNER E WERKMEISTER (2000, apud WERKMEISTER et al. 2004)

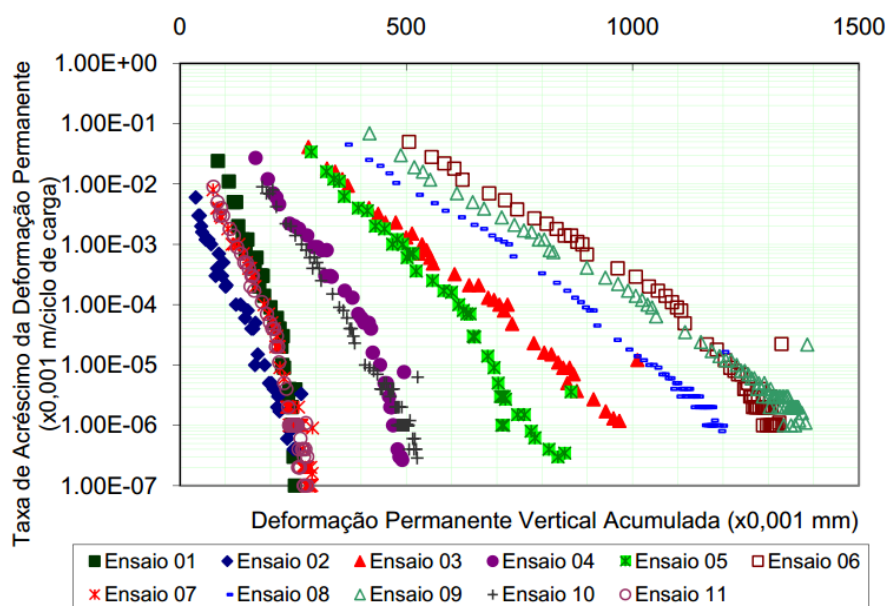


Figura 7 - Pesquisa de ocorrência do *shakedown* para a Brita Graduada de Chapecó/SC (GUIMARÃES, 2009)

Na Figura 6, as classificações Range A, Range B e Range C apresentadas são, respectivamente: Comportamento do Tipo A, Comportamento do Tipo B e Comportamento do Tipo C.

Os três tipos de comportamento estão representados na Figura 8. O comportamento A, chamado de *shakedown* ou acomodamento plástico, representa o material que está em acomodamento plástico, não contribuindo muito para os afundamentos no pavimento. Neste nível apesar das deformações plásticas crescerem rapidamente, estas cessam após um número finito de aplicações de carga até atingir um estado de equilíbrio, ficando somente as deformações elásticas.

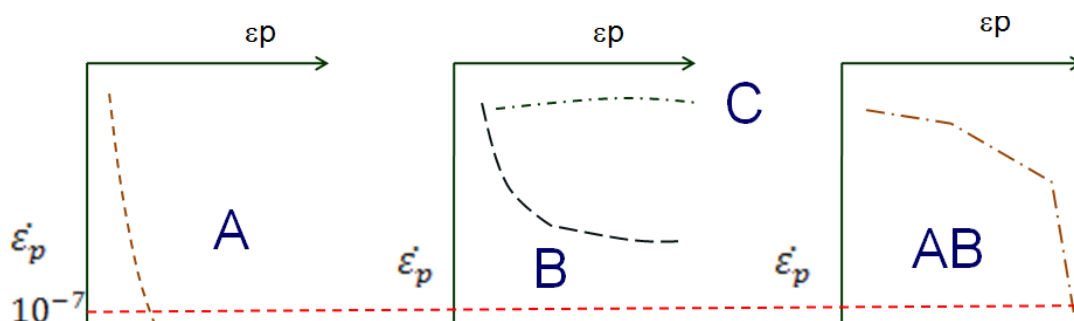


Figura 8 - Esquema de identificação dos três níveis de comportamento da pesquisa do *shakedown* (Adaptado de GUIMARÃES, 2015)

No tipo B (*plastic creep*) ocorre escoamento plástico e consequente contribuição para deformação permanente que tem seu acréscimo diminuído tornando-se quase constante, não sendo possível afirmar se o material entrou em *shakedown* ou terá colapso. Apesar de nesse caso a deformação não ser totalmente resiliente, a deformação permanente é aceitável até certo ponto, porém para um grande número de ciclos de carga, o material pode apresentar falha.

Já o C (*incremental collapse*), conhecido como colapso, de resposta sempre plástica, tem taxa de deformação decrescente mais lenta comparada aos demais e sua deformação permanente aumenta sucessivamente a cada ciclo de carregamento, podendo resultar em ATR excessivos e na ruptura do pavimento. Para esse comportamento a falha ocorre com um número relativamente pequeno de ciclos de carga.

O comportamento do tipo AB apresenta significativas deformações iniciais seguido de acomodamento plástico e foi observada por GUIMARÃES (2009) em estudos de solos tropicais laterizados.

O valor $10^{-7} \times 10^{-3}$ metro por ciclo de carga da taxa de acréscimo das deformações permanentes ao longo do ensaio, indicado na Figura 8, é considerado como limite para que o material apresente o *shakedown*, pois é um valor consideravelmente pequeno para taxa de acréscimo, admitindo-se matematicamente como zero.

2.3. BRITA GRADUADA SIMPLES

Os materiais que compõem um pavimento asfáltico tradicional, segundo seu comportamento frente aos esforços são agrupados em materiais granulares e solos, materiais estabilizados quimicamente ou cimentados, e misturas asfálticas. Os materiais granulares são aqueles que não possuem coesão e que trabalham à compressão não resistindo à tração, sendo representantes deste grupo a brita graduada simples (BGS) e a bica ou brita corrida.

A BGS é muito usada no país como base e sub-base de pavimentos asfálticos, em diferentes composições de faixas granulométricas, que apresentam uma distribuição

bem-graduada, sendo considerado material permeável ou medianamente permeável. São indicadas para melhoria de condição de rolamento de estradas não pavimentadas; obras de base, sub-base ou reforço de subleito de pavimentação de vias; obras de base; aterros e acertos topográficos de terrenos dentre outras. Segundo RIBEIRO (2006), em 2000, o mercado consumidor de brita no Brasil indicava que 40% foi destinado a pavimentações, porém em 2003 verificou-se que apenas 30% da brita consumida foi destinada a pavimentação, e houve aumento do consumo de brita para concreteiras. Já segundo estatística mais recente do DNPM (2014), o consumo de brita e cascalho está dividido em 32% para concreteiras e apenas 9% para pavimentadoras/usinas de asfalto.

As britas graduadas e materiais britados do tipo britas 3, 2, 1, 0 e pó de pedra para área de pavimentação na cidade do Rio de Janeiro são fornecidos de diferentes pedreiras e segundo RAMOS (2003), o município é suprido por inúmeras pedreiras do próprio município, como também de regiões do Grande Rio. RIBEIRO (2006) constata que o município do Rio de Janeiro é favorável para exploração de pedras e que a maioria das rochas das pedreiras da Região Metropolitana do Rio de Janeiro é de granitos e gnaisses.

As pedreiras exploram maciços rochosos de diferentes origens gerando materiais de diferentes qualidades que podem atuar de forma diferente quando empregados na construção de camadas de pavimentos (RAMOS, 2003). Por isso a importância de normas com critérios de seleção que proponham valores mínimos ou máximos para as propriedades dos agregados em função da rocha matriz.

O alto índice de emprego de camadas granulares, hoje somente avaliadas pelo ensaio de CBR, reflete a necessidade de se avançar no conhecimento do comportamento dos agregados incluídos em determinada faixa granulométrica, e em como sua granulometria pode afetar diretamente a camada, tanto elástica quanto plasticamente.

2.3.1. Curvas granulométricas para britas graduadas

As distribuições granulométricas (curvas granulométricas) representam os diversos tamanhos das partículas em porcentagens referentes às peneiras pré-selecionadas, sendo determinadas por peneiramento. Variações de curvas granulométricas podem ser

montadas por meio de métodos distintos de montagem da composição granulométrica de acordo com a necessidade e objetivo do uso.

Para seleção dos materiais, seu tamanho máximo e sua graduação, tradicionalmente os órgãos rodoviários tem especificações que prescrevem a distribuição granulométrica por meio de faixas e critérios de qualidade dos agregados para determinada aplicação. Atualmente o órgão responsável pela malha rodoviária federal é o DNIT que substituiu o DNER, mantendo e atualizando as normas deste, e existem também especificações a nível estadual determinadas pelos Departamentos de Estrada de Rodagem (DER).

Vale salientar que no DNIT não se tem especificações de BGS, apenas de materiais estabilizados granulometricamente, estando a norma “Pavimentação – Sub-base ou base de brita graduada simples - Especificação de serviço” ainda em projeto até a data desta dissertação.

Seguem tabelas, como exemplos, com distintas faixas de órgãos rodoviários para sub-bases/bases granulares que é o foco da dissertação (Tabela 5, 6 e 7). É possível perceber que as distribuições granulométricas variam de faixa para faixa, no entanto, comparando-se as três aqui mostradas, as especificações do DER/PR, DER/SP e Recife (diretrizes executivas de serviços da prefeitura para base e sub-base de brita graduada), as variações da porcentagem passante por peneira não ultrapassa nem 20% entre as faixas. A ET-DE-P00/008, do DER/SP, permite utilização de materiais com granulometrias mais distintas e mais finas.

Tabela 5 - Faixas granulométricas de BGS da especificação ET-DE-P00/008 do DER/SP

Peneira de Malha Quadrada		% em Massa, Passando				Tolerância
ASTM	mm	A	B	C	D	
2"	50,0	100	100	-	-	±7
1 1/2"	37,5	90 - 100	-	-	-	±7
1"	25,0	-	82 - 90	100	100	±7
3/4"	19,0	50 - 68	-	-	-	±7
3/8"	9,5	30 - 46	60 - 75	50 - 85	60 - 100	±7
Nº 4	4,8	20 - 34	45 - 60	35 - 65	50 - 85	±5
Nº 10	2,0	-	32 - 45	25 - 50	40 - 70	±5
Nº 40	0,42	4 - 12	22 - 30	15 - 30	25 - 45	±5
Nº 200	0,075	1 - 4	10 - 15	5 - 15	5 - 20	±2

Tabela 6 - Faixas granulométricas de BGS da especificação ES-P- 05/05 do DER/PR

Peneira de Malha Quadrada		Porcentagem passando, em peso		
ABNT	Abertura, mm	Faixa I	Faixa II	Faixa III
2"	50,8	100	-	-
1 1/2"	38,1	90 - 100	100	100
1"	25,4	-	-	77 - 100
3/4"	19,1	50 - 85	60 - 95	66 - 88
3/8"	9,5	35 - 65	40 - 75	46 - 71
Nº 4	4,8	25 - 45	25 - 60	30 - 56
Nº 10	2,0	18 - 35	15 - 45	20 - 44
Nº 40	0,42	8 - 22	8 - 25	8 - 25
Nº 200	0,074	3 - 9	2 - 10	5 - 10

Tabela 7 - Faixas granulométricas de BGS das diretrizes executivas de Recife Vol.5 ES-P08

PENEIRA DE MALHA QUADRADA		FAIXA GRANULOMÉTRICA PORCENTAGEM, EM PESO, QUE PASSA	
POLEGADAS/nº	mm	I	II
2"	50,0	100	-
1 1/2"	38,0	90 - 100	100
3/4"	19,0	50 - 85	60 - 95
3/8"	9,5	35 - 65	40 - 75
nº 4	4,8	25 - 45	25 - 60
nº 10	2,0	18 - 35	15 - 45
nº 40	0,42	8 - 22	8 - 25
nº 200	0,075	3 - 9	2 - 10

Diferentes estudos foram feitos com composições granulométricas para formação destas faixas admissíveis objetivando diferentes camadas e diferentes pavimentos como um todo, porém baseadas em geral em ensaios empíricos e estáticos.

Com o avanço da Mecânica dos Pavimentos e a percepção da importância de considerar as cargas repetidas no comportamento dos materiais de pavimentação, passa a ser de fundamental importância estudos da influência das quantidades de finos e grãos por variações de curvas granulométricas para verificar a compatibilidade de faixas já definidas frente às deformações permanentes.

2.4. EMPACOTAMENTO

O empacotamento resulta da seleção adequada do tamanho e forma das partículas dos materiais com objetivo de preenchimento dos vazios do esqueleto pétreo: os vazios

maiores serão preenchidos por partículas menores que terão seus vazios preenchidos por partículas ainda menores e assim sucessivamente (CASTRO e PANDOLFELLI, 2009).

Um empacotamento adequado visa conferir maior estabilidade ao conjunto de grãos para tornar o material empregável, aumentando, assim, sua resistência ao cisalhamento. Na escolha do material é importante também observar sua resistência ao desgaste e erosão, com estudo geral do material desde sua origem até a sua aplicação (níveis de compactação).

O empacotamento tem atraído a atenção de pesquisadores de diferentes áreas de estudo em busca de materiais com bom desempenho mecânico e maior durabilidade. A procura por métodos que se destinam a atender o empacotamento é grande, visto que muito dos materiais utilizados para diferentes fins tem partículas de formas e tamanhos variados que influenciam no desempenho dependendo das interações entre suas partículas.

Pode-se dizer que a distribuição granulométrica tem influência na compactação da mistura de grãos, e que quanto maior a compactação, maior a resistência mecânica. Para TUTIKIAN (2007), a determinação do pacote granular depende do tamanho dos grãos, das formas destes e do método de processamento dos pacotes. De acordo com DAWSON (1999), as propriedades das partículas individuais que compõem os materiais granulados têm uma profunda influência sobre o comportamento do conjunto que constituem.

Segundo CASTRO e PANDOLFELLI (2009), os fatores que influenciam o empacotamento de partículas são:

- Morfologia das partículas;
- Existência de partículas que apresentam diferentes distribuições granulométricas;
- A distribuição granulométrica do material;
- Técnica de compactação adotada;
- O efeito da densidade.

A classificação mais comum para materiais e misturas granulares quando se pensa em empacotamento e distribuição granulométrica são as apresentadas na Tabela 8 de acordo com BERNUCCI *et al.* (2010) e YIDETI (2014).

O empacotamento é utilizado como fator importante para realização da dosagem de concreto e misturas asfálticas para garantir um bom arranjo dependendo da distribuição granulométrica e da textura superficial das partículas. O objetivo dessas dosagens é atingir um material com o menor índice de vazios possível de forma a melhorar suas propriedades mecânicas e proporcionar uma estrutura econômica. Porém, na prática corrente, para as camadas granulares do pavimento, fundamentais para o desempenho e vida útil da estrutura, não há indicação de nenhum método de dosagem apesar de também dependerem do arranjo e interações das partículas.

Tabela 8 - Tipos de graduação para materiais e misturas granulares (Adaptado de BERNUCCI *et al.*, 2010, e YIDETI, 2014)

Tipo de graduação	Descrição
Densa ou bem-graduada	É uma graduação que contém partículas de uma vasta gama de tamanhos e tem um bom representante de todos os tamanhos. É aquela que apresenta distribuição granulométrica contínua, próxima a de densidade máxima.
Mal graduada	É uma graduação que contém todas as partículas, mas não tem uma boa representação de todos os tamanhos de partículas.
Uniforme	É uma graduação que tem a maioria de suas partículas mais ou menos no mesmo tamanho.
Aberta	É uma distribuição granulométrica contínua que contém apenas uma pequena percentagem de material fino ($< 0,075$ mm), resultando em maior volume de vazios.
Com degrau ou descontínua	É a graduação que tem um excesso ou deficiência de certos tamanhos de partículas ou uma partícula falta, tamanhos intermediários, formando um patamar na curva granulométrica correspondente a essas frações.

2.4.1. No estudo de concreto e cerâmica

Os agregados são um dos componentes do concreto e sua melhor combinação entre as partículas, de acordo com SOBOLEV e AMIRJANOV (2010), pode levar a melhorias nas propriedades do concreto como força, módulo de elasticidade, deformação, retração,

etc. O estudo do efeito granulométrico sobre o empacotamento das partículas no concreto melhora o desempenho e proporciona economia de ligante hidráulico.

Para atingir a resistência máxima desejada para o concreto é importante encontrar a densidade máxima de empacotamento para o material obtida quando a porosidade inicial da matriz é mínima.

No caso de concreto, os fatores que influenciam o empacotamento não são somente a morfologia, porosidade, densidade das partículas e técnica de compactação, como também o efeito parede, que segundo PEREIRA (2010) é o aumento da porosidade em torno da superfície das maiores partículas junto às armaduras e faces das fôrmas, e o estado de dispersão. É importante atentar que certa distribuição de tamanhos de grãos do agregado que proporciona maior resistência à ruptura nem sempre apresenta a melhor trabalhabilidade, pois existem diferentes tipos de concretos para fins distintos.

Em 1907, destacaram-se os trabalhos empíricos de Fuller e Thompson na produção de concreto realizando correções na granulometria dos agregados para obter a maior compacidade da mistura e resistência mecânica por meio da redução do volume de vazios e de um bom embricamento. Para Fuller e Thompson, o perfil de curva granulométrica ideal seria uma curva em formato de elipse.

Apesar dos muitos estudos para encontrar a melhor distribuição das partículas dos agregados no concreto, muitos modelos utilizados para estudo do empacotamento levam em consideração as leis que determinam o empacotamento de partículas esféricas, havendo ainda pouco estudo em relação à forma real das partículas dos materiais granulares.

Os modelos teóricos de empacotamento de concreto podem ser divididos em dois: modelos discretos (Furnas, Toufar, Faury, De Larrard, O'Reilly) e modelos contínuos (Andreasen, Alfred, Fuller). Modelos discretos consideram as partículas buscando, assim, arranjos de partículas idealizados, já os modelos contínuos tem uma abordagem básica considerando as partículas como de graduação contínua. Os diferentes modelos são distinguidos na Tabela 9.

Tabela 9 - Modelos de empacotamento de materiais cerâmicos e concretos

Modelo	Conceito	Desenvolvimento
Modelo de Andreasen (1930)	Abordagem básica contínua que considera uma distribuição real que trata as partículas como distribuições contínuas.	$CPFT (\%) = 100 \left(\frac{D}{D_L} \right)^q$ CPFT: porcentagem de material passante na peneira de diâmetro D; DL: diâmetro da maior partícula; DS: diâmetro da menor partícula;
Modelo de Furnas (1931)	Abordagem discreta que considera as partículas individualmente caracterizadas pelo seu diâmetro, volume e densidade.	$CPFT (\%) = 100 \left(\frac{D^{\log r} - D_S^{\log r}}{D_L^{\log r} - D_S^{\log r}} \right)$ r: a razão entre o volume de partículas entre duas malhas de peneiras consecutivas; q: o módulo ou coeficiente de distribuição.
Modelo de Alfred ou Modelo de Andreasen Modificado	Ambos os modelos acima convergem para o modelo de Alfred que é um aperfeiçoamento deles.	$CPFT (\%) = 100 \left(\frac{D^q - D_S^q}{D_L^q - D_S^q} \right)$
Modelo de Fuller (1907)	Propõe a graduação ideal através da densidade máxima. Busca-se uma compacidade elevada que implica diretamente na redução do volume de vazios e um bom embricamento.	$CPFT (\%) = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n$ CPFT: porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro d; d: diâmetro da peneira em questão; D: tamanho máximo do agregado (TMN).
Modelo de Toufar	Modelo que otimiza apenas o empacotamento do agregado considerando duas classes (finos e grossos). Este método divide-se em duas etapas.	Primeira etapa: se obtém uma mistura binária otimizada. Segunda etapa: simulação do empacotamento binário encontrado com uma terceira classe de agregado.
Modelo de Fauray	Faz uso da definição da quantidade de agregados em função de uma curva de referência para conduzir a um máximo de compacidade através de uma curva de agregados (miúdo e graúdos) contínua.	A curva de referência considera o efeito de parede (R/D), as dimensões dos elementos estruturais (R), a densidade de armadura, a consistência desejada do concreto, os meios de concretagem (B), tipos de concretagem, características de forma dos agregados, consistência do agregado (A). Ponto central da curva contínua de referência (no ponto D/2): $P_{D/2} = A + 17\sqrt[3]{D} + \frac{B}{R/D - 0,75}$
Modelo de De Larrard ou MEC (Modelo de Empacotamento Compressivo)	Toma como base o empacotamento de partículas visando a máxima compacidade possível e diminuição do risco de segregação. Busca a otimização da mistura granular seca. Objetivo: combinação dos agregados a fim de minimizar a porosidade, e, assim, diminuir o consumo de pasta na mistura. O modelo é dividido em dois módulos.	Empacotamento virtual: modelo matemático pelo qual se obtém o máximo empacotamento possível ao empilhar grãos um a um . Empacotamento Real: utiliza procedimento físico de compactação; não obtém a máxima virtual, mas é correlacionado por um índice K.
Método de Vitervo O'Reilly (1992)	O princípio é semelhante ao de De Larrard e também se baseia no empacotamento de partículas, visando à máxima compacidade possível. Esse método pode ser dividido em duas partes e ensaia-se diversas porcentagens entre os componentes.	Primeira parte: proporção entre os agregados, de forma experimental. Segunda parte: cálculo dos outros constituintes do concreto, através de tabelas e aproximações.

Dentre os modelos apresentados na Tabela 9, o modelo de Andreasen e o de Alfred são comumente utilizados para materiais cerâmicos. Da mesma forma que a distribuição granulométrica influencia o concreto, esta também tem papel fundamental na dosagem de cerâmica em características importantes como porosidade, reologia de suspensões, temperatura de sinterização, resistência mecânica, etc. A máxima densidade de

empacotamento no modelo de Andreasen é teórica e segundo OLIVEIRA *et al.* (2000), a eficiência de empacotamento resultante das diversas distribuições de máxima densidade é maior para o modelo de Alfred que considera o diâmetro mínimo do material.

2.4.2. No estudo de materiais de pavimentação

Embora o empacotamento de partículas venha sendo amplamente estudado no campo de materiais compósitos, também tem crescido o interesse deste embricamento do esqueleto pétreo para pavimentos.

Além de proporcionar uma redução no volume de ligante da camada de revestimento asfáltico, segundo SHEN e YU (2011), há um entendimento geral que a melhoria do grau de empacotamento dos sistemas de partícula de agregado pode aumentar consideravelmente o desempenho dos materiais de pavimentação também para as camadas de base e sub-base e melhorar as suas propriedades fundamentais de engenharia.

De acordo com DAWSON (1999), as micro-propriedades individuais das partículas que compõem os materiais granulados têm impacto sobre o comportamento do material constituído por eles e têm influência nas características em macro escala, no desempenho da camada do pavimento que é feita com esse material. Essas micro-propriedades podem ser subdivididas em: propriedades intrínsecas, propriedades de produção do agregado e propriedade de construção da camada.

Na Tabela 10 estão descritas as principais influências das propriedades intrínsecas e de produção do agregado sobre o comportamento de material granular em camadas do pavimento segundo DAWSON (1999).

Tabela 10 - Resumo das influências das propriedades intrínsecas e propriedades de produção do agregado nas camadas granulares do pavimento (Adaptado de DAWSON, 1999)

Propriedade	Rigidez	Susceptibilidade à Deformação Permanente	Força	Permeabilidade	Durabilidade
Cascalho	aumento	aumento	aumento	-	geralmente alta
Bem graduado	aumento	diminui	aumento	diminui	diminui
Teor de finos	diminui	aumento	varia	diminui	diminui
Tamanho máximo - grande	aumento	diminui	aumento (baixo)	aumento	diminui
Forma - Angular/Rugoso	aumento	diminui	aumento	diminui	diminui
Densidade	aumento	diminui	aumento	diminui	diminui
Teor de umidade (alto)	diminui	aumento	aumento	aumento	varia
História de tensões	aumento	diminui (alta)	diminui (baixa)	-	?
Média do nível de tensões	aumento	diminui	aumento	diminui	diminui

Essa tabela, conforme DAWSON (1999), deve ser interpretada cuidadosamente, pois as propriedades são geralmente interligadas afetando umas às outras quando ocorre variação da característica e alguns comportamentos podem ser diferentes dependendo do agregado.

2.5. MÉTODO BAILEY

O método Bailey é um método para seleção de agregados para misturas asfálticas desenvolvido pelo engenheiro Robert D. Bailey, do Departamento de Transporte de Illinois (*Illinois Department of Transportation* - IDOT), que vem sendo usado e aprimorado desde a década de 1980.

O foco do método é a compactação dos agregados, com o objetivo de escolher uma estrutura adequada de agregados de misturas densas e descontínuas, possibilitando a seleção da estrutura com o intuito do maior intertravamento dos agregados graúdos. Nele faz-se a definição de agregados Graúdo e Fino, em função do tamanho nominal máximo, e realiza-se a combinação (mistura) tanto pelo volume quanto pelo peso. A partir de várias linhas de corte, é feita uma análise da interação entre os vários tamanhos de grãos presentes na combinação escolhida para testar o intertravamento gerado.

CUNHA (2004) afirma que o uso do método é compatível com qualquer metodologia de dosagem de misturas asfálticas: Superpave, Marshall, Hveem etc, visto que o método está relacionado diretamente com as características de compactação de cada fração de agregado na mistura, com os vazios do agregado mineral (VAM) e com os vazios da mistura (Vv).

Com a intenção de assegurar uma quantidade ideal de asfalto, os vazios no agregado mineral (VAM) podem ser ajustados variando-se a quantidade de agregados graúdo e fino na mistura. Misturas selecionadas granulometricamente pelo Método Bailey podem ter um esqueleto de agregados bem proporcionado, para uma elevada estabilidade, e ao mesmo tempo um adequado valor de relação betume-vazio (RBV), para uma boa durabilidade (FERNANDES JUNIOR *et al.*, 2004).

Os dois princípios básicos utilizados pelo método de Bailey são o arranjo de agregados e a definição de agregados graúdos e finos, que se diferenciam das definições convencionais como da *ASTM* e do DNIT. A fração graúda para o método são as partículas maiores que criam espaços vazios e a fração miúda são as partículas menores que preenchem espaços vazios e estas variam com o tamanho nominal máximo dos agregados utilizados.

Para o método, quando há compactação, as partículas mais grosseiras da mistura estabilizam os espaços vazios que devem acomodar o asfalto, o ar e as pequenas partículas minerais. O volume destes espaços vazios e a distribuição de diferentes tamanhos de agregados governam a estabilidade da mistura no que diz respeito à compactação. A existência de partículas maiores de areia se enquadram nesses vazios e criam outros espaços vazios para encaixe de partículas ainda menores.

As misturas asfálticas feitas obedecendo o método Bailey apresentam valores maiores de vazios do agregado mineral (VAM) e de relação betume-vazio (RBV) do que os das misturas convencionais, o que indica que serão menos propensas às deformações permanentes e potencialmente mais resistentes às trincas por fadiga (CUNHA, 2004).

2.5.1. O arranjo dos agregados e definição de agregado graúdo e miúdo

No método Bailey, agregado graúdo e miúdo não são definidos de forma convencional, classificados em finos, médios e graúdos por uma peneira específica, sempre igual. O agregado graúdo, para o método Bailey, são as partículas maiores que criam espaços vazios que podem ser preenchidos por partículas menores, sendo a mistura definida como graúda a que apresenta um esqueleto de agregado graúdo. Os agregados finos são as menores partículas que preenchem os vazios dos agregados graúdos.

É necessário definir o tamanho de mais de um agregado para chegar aos agregados graúdos e miúdos em cada caso, dependendo do *Nominal Maximum Particle Size* (NMPS) ou Tamanho Máximo Nominal (TMN) da mistura, como na metodologia SHRP-Superpave em que o TMN corresponde a peneira imediatamente maior (anterior) que a primeira peneira a reter mais de 10% de material. O TMN será utilizado para definir o diâmetro para Peneira de Controle Primário (PCP) como mostrado na Equação 4. Essa peneira é utilizada pelo método Bailey para diferenciar os agregados graúdos dos agregados miúdos.

$$PCP = TMN \times 0,22 \quad (4)$$

Onde,

PCP: Peneira de Controle Primário; e

TMN: Tamanho Máximo Nominal.

O valor 0,22 utilizado na equação foi padronizado tomando como base as análises em duas e três dimensões que apresentaram fatores entre 0,18 e 0,28 para a Equação 4 sem afetar a granulometria. A seguir encontra-se a Tabela 11 descrevendo as outras várias peneiras de controle do método.

De acordo com JESUS (2013), o objetivo de estabelecer tais peneiras de controle é conseguir um empacotamento dos agregados de maneira a preencher os vazios de forma mais satisfatória possível. Ao se variar o TMN, as peneiras de controle também são variadas, sofrendo alterações para que o empacotamento dos agregados ocorra.

Tabela 11 – Peneiras de Controle do Método Bailey

Peneiras de Controle		
Peneira Média - PM (Half Sieve)	$PM \approx TMN \times 0,5$ Peneira mais próxima da metade do TMN.	É utilizada para a avaliação da fração graúda da mistura.
Peneira de Controle Primário - PCP (Primary Control Sieve)	$PCP = 0,22 \times TMN$	Todo material retido nessa peneira é considerado agregado graúdo.
Peneira de Controle Secundário - PCS (Secondary Control Sieve)	$PCS = 0,22 \times PCP$	Material passante na PCP e retido na PCS → fração graúda do agregado fino. Material passante da PCS → fração fina do agregado fino.
Peneira de Controle Terciário - PCT (Tertiary Control Sieve)	$PCT = 0,22 \times PCS$	É utilizada para a avaliação da fração fina do agregado fino.

Conforme MENDES e MARQUES (2012), os agregados graúdos são os materiais retidos na PCP, recebendo a denominação de Proporção do Agregado Graúdo (Proporção AG), já o material passante na PCP representam os agregados miúdos e são divididos em duas proporções, a Proporção Graúda do Agregado Miúdo (Proporção GAF) e Proporção Fina dos Agregados Miúdos (Proporção FAF).

Caso os materiais da mistura passem 49,9% ou menos na PCP, esta mistura é considerada graúda, porém se 50% ou mais passar, esta mistura é miúda. Na Figura 9 está uma representação da divisão e classificação das porções de agregados de uma mistura de acordo com as peneiras de controle do método Bailey, segundo VAVRIK *et al.* (2002).



Figura 9 - Esquema das divisões e porções de agregados pelo método Bailey (Adaptado de VAVRIK *et al.*, 2002)

2.5.2. Seleção granulométrica para mistura asfáltica pela combinação de agregados por volume

De acordo com CUNHA (2004), os métodos de dosagem de misturas asfálticas são baseados em análises volumétricas, mas para simplificar são combinados por peso. Segundo BERNUCCI *et al.* (2010), a análise realizada por peso é de mais fácil obtenção do que a volumétrica, facilitando assim o processo.

Mas no método Bailey é necessária a escolha do grau de intertravamento do agregado graúdo desejado para a mistura denominada de massa específica escolhida, lembrando que na combinação de agregados deve-se determinar a quantidade e o tamanho dos vazios criados pelos agregados graúdos buscando preenchê-los com agregado miúdo em quantidade apropriada.

FERNANDES JUNIOR *et al.* (2004) ressaltam que muitos métodos de dosagem corrigem a porcentagem passante em peso pela porcentagem passante em volume, quando existem diferenças significativas entre as densidades dos agregados. Aponta que para cada agregado graúdo da mistura deve ser determinada a sua massa específica solta e compactada e, para cada agregado fino, apenas a massa específica compactada.

Para obter uma mistura asfáltica adequada segundo o método Bailey é importante analisar três volumetrias: a massa específica solta (MES), a massa específica compactada (MEC) e a massa específica escolhida (MEE). Na Tabela 12 são descritas as massas específicas consideradas no método Bailey.

Tabela 12 – Massas Específicas utilizadas no método Bailey (CUNHA, 2004)

Massas Específicas	
Massa Específica Solta – MES	É a quantidade de agregado necessária para preencher um dado recipiente sem qualquer tipo de esforço de compactação. Representa a situação de mínimo contato partícula-partícula.
Massa Específica Compactada – MEC	É a quantidade de agregado necessária para preencher um dado recipiente que varia com o diâmetro nominal da mistura através de um esforço de compactação que diminui os vazios e aumenta o contato partícula-partícula.
Massa Específica Escolhida – MEE	É a quantidade que estabelece se a mistura terá um alto contato entre agregados, proporcionando um forte esqueleto de partículas minerais do tipo SMA ou se a mistura será mais densa, cabendo à fração miúda a responsabilidade de suportar o carregamento. A seleção desse grau de intertravamento desejado dos agregados na mistura asfáltica é feita tomando como referência as MES e MEC.

Vale salientar que a MEE deve estar de acordo com as necessidades da mistura e levar em consideração a graduação que se deseja dar a ela, enquanto a MEC é utilizada para fins de cálculo apenas para a escolha do agregado fino.

Quando se deseja dar à mistura certo grau de intertravamento entre o agregado graúdo, como em misturas de graduação graúda e densa é recomendado que a porcentagem esteja entre 95% e 105% da MES. Quando se deseja que o esqueleto mineral seja predominantemente controlado pela estrutura de agregado miúdo, a MEE deve ser inferior a 90%, ou seja mistura de graduação densa. Entre 110% e 125% de MES é possível obter misturas do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA). A Figura 10 mostra um esquema da escolha de massas específicas de acordo com a necessidade da mistura asfáltica em questão.



Figura 10 – Valores percentuais para determinação da massa específica de acordo com a mistura projetada (Adaptado de FERNANDES JUNIOR *et al.*, 2004, e VAVRIK *et al.*, 2002)

Para analisar a mistura combinada dos agregados, avaliando sua compactação, são determinados três parâmetros definidos como: Proporção AG (agregados graúdos), Proporção GAF (graúda dos agregados finos) e proporção FAF (fina dos agregados finos), determinadas a partir das peneiras de controle adotadas pelo método e que foram apresentadas na Tabela 11.

2.5.3. Parâmetros de análise do método Bailey

Uma divisão esquemática de uma mistura de agregados pode ser visualizada na Figura 11, segundo JESUS (2013).

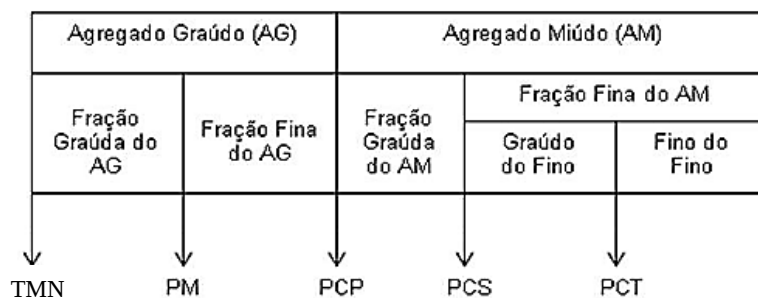


Figura 11 – Representação das proporções AG e AM para uma mistura de agregados pelo método Bailey (JESUS, 2013)

Utilizando as proporções comentadas e recomendações de acordo com o TMN, é possível se analisar a mistura. O AG alto indica maior quantidade de graúdos apresentando, assim, maior dificuldade de compactação em campo, já o AG baixo designa que há menor quantidade de agregados graúdos, havendo alta compactação dos agregados miúdos e sendo mais suscetíveis à segregação. Uma mistura com AG acima

do recomendado não é adequada sob o ponto de vista estrutural. Esses parâmetros são explicados na Tabela 13.

Tabela 13 – Parâmetros (proporções) do Método Bailey

Resumo dos Conceitos dos Parâmetros		
Proporção AG	Indica o comportamento da mistura quanto à compactação das partículas de agregados graúdos e como a porção fina da mistura preenche os vazios deixados pelo agregado graúdo.	$Proporção\ AG = \frac{(\% \text{ passante na PM} - \% \text{ passante na PCP})}{(100\% - \% \text{ passante na PM})}$
Proporção GAF	Indica o comportamento da mistura quanto à compactação da porção graúda do agregado fino e como a porção fina do agregado fino preenche os vazios deixados pela porção graúda do agregado fino.	$Proporção\ GAF = \frac{\% \text{ passante na PCS}}{\% \text{ passante na PCP}}$
Proporção FAF	Indica o comportamento da mistura quanto à compactação da porção fina do agregado fino e o preenchimento dos vazios que estavam na porção fina de agregados da mistura.	$Proporção\ FAF = \frac{\% \text{ passante na PCT}}{\% \text{ passante na PCS}}$

Tomando as massas específicas, é possível encontrar os volumes de vazios na condição solta e na condição compactada, e, se o volume de vazios da fração graúda for maior do que a porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica tem-se um comportamento graúdo da mistura, caso contrário, tem-se um comportamento fino. Essa avaliação quanto ao comportamento da mistura, agregados, pode ser feita por essas proporções.

Deve-se atentar para o fato que se a mistura asfáltica tiver comportamento fino, deve ser refeita sua análise considerando novas peneiras e recalculando-se as proporções.

2.5.4. O método Bailey para camadas de base e sub-base

Como já mencionado, o método Bailey faz uso de dois princípios que são o arranjo de agregados e a definição de agregados graúdos e finos, levando à utilização de volumetria solta e compactada dos materiais para estimar o espaço vazio entre as partículas. Deve-se ter em mente a importância da qualidade dos agregados e o estudo prévio de seu comportamento para evitar o uso de grãos não adequados.

É importante destacar que sempre haverá espaço entre as partículas dos agregados, pois apenas partículas de agregado não são suficientes para o preenchimento de vazios numa mistura de agregados, dependendo de alguns fatores como: graduação dos agregados (graduação contínua, *gap-graded*, SMA, etc), tipo e quantidade de esforço de compactação (pressão estática, impacto ou cisalhamento), forma dos agregados (plana e alongada, cúbico, redondo), textura da superfície dos agregados (microtextura; lisa, áspera) e resistência das partículas.

Não foi encontrada bibliografia de correlação e/ou aplicação na literatura do método Bailey para camadas de base e sub-base. Mas, admitiu-se nesta pesquisa que as análises propostas pelo método também se aplicariam à previsão da qualidade do esqueleto pétreo em relação ao desempenho de deformação permanente para BGS.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Os órgãos rodoviários são responsáveis pela especificação e controle para seleção dos materiais, prescrevendo faixas granulométricas e critérios de qualidade dos grãos em geral por ensaios de caracterização, compactação, abrasão *Los Angeles* e sanidade. O comportamento do material é feito considerando a variação granulométrica enquadrada entre proporções em cada peneira de referência.

Para este trabalho foram escolhidos dois materiais granulares típicos de obras recentes de pavimentos da cidade do Rio de Janeiro, enquadrados em especificações de BGS, sendo britas de granito-gnaisse.

O primeiro material fornecido foi uma mistura de agregados que consiste em uma brita graduada simples (BGS) utilizada na sub-base das obras de um trecho da chamada “TransCarioca”, faixa de tráfego de ônibus do tipo BRT. Segundo a especificação construtiva da obra deveria enquadrar-se na faixa B da ET-DE-P00/008 do DER-SP. Esse material está registrado no laboratório de Geotecnia com o código S=1290 e encontra-se atualmente estocado em bombonas plásticas. O material foi estudado anteriormente por Silva (2014), realizando a construção de um modelo físico de pavimento semirrígido (Tanque-Teste) que reproduziu a seção típica de um trecho rodoviário construído dentro da Cidade Universitária da UFRJ, que fez comparação entre as respostas estruturais calculadas e medidas utilizando os *softwares* AEMC e EFIN3D. Os dados desse trabalho anterior vão servir de base para comparação comportamental da BGS.

O segundo material granular fornecido também é uma BGS britada na pedreira denominada Petra Agregados, situada em Queimados-RJ, usualmente utilizada pela Prefeitura do Rio de Janeiro.

Foi realizada a caracterização das duas amostras de brita graduada por ensaios de massas específicas, angularidade, forma e textura por imagem, granulometria padrão por peneiramento e Granulômetro a Laser, abrasão *Los Angeles*, *Slake Test* e Treton. Os dois materiais foram ensaiados por montagem de quatro curvas granulométricas distintas para amostra 1 e três para amostra 2, sendo três semelhantes para ambos os materiais. Cada

etapa de ensaios de uma curva granulométrica contemplou a realização de vários ensaios de deformação permanente por meio de ensaios triaxiais de carregamento repetido para prever o acomodamento e gerar o modelo de previsão de Guimarães (2009).

As análises dos resultados para cada uma das amostras permitiu verificar a influência da seleção granulométrica para aplicação desse material em camadas de base e sub-base que estão descritas no capítulo 4 desta dissertação.

O planejamento do experimento seguiu o fluxograma resumido indicado na Figura 12 quanto aos ensaios realizados para cada um dos materiais selecionados nesta pesquisa.

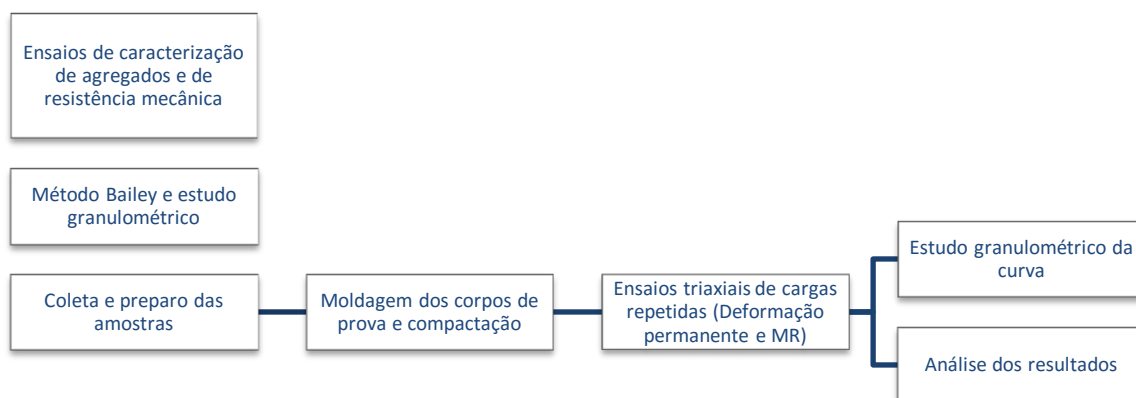


Figura 12 - Etapas do procedimento desta dissertação

Na Tabela 14 está indicada a quantidade total de corpos de provas ensaiados com resultados válidos e apresentados nesta pesquisa. Vale salientar que houve inúmeras repetições de corpos de prova por diferentes motivos: falta de energia, problema no equipamento triaxial de cargas repetidas e problema no compactador, etc.

Tabela 14 – Quantitativo de corpos de provas válidos realizados nesta pesquisa para ambas as amostras

Quantificação	Deformação Permanente	Módulo de Resiliência	Curva de Compactação	IDp	Total
Corpos de Prova (un.)	63	21	37	6	127
Material utilizado (kg)	315	105	185	30	635

3.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS

3.1.1. Massa específica aparente e absorção dos agregados graúdos e finos

Agregados graúdos

Para determinação da massa específica aparente e a absorção do agregado foram usadas as normas do DNER, ME195/97 e ME081/98, respectivamente. Nelas, a amostra deve ser imersa na água por um período de aproximadamente um dia (24 ± 4) h e então é retirada para eliminação das películas visíveis de água utilizando-se um pano absorvente podendo então pesar-se a amostra e encontrar a condição saturada da superfície seca. Daí a amostra volta a ser imersa para uma nova pesagem que corresponderá à leitura do material submerso. Após retirado e colocado em estufa, pesa-se novamente para encontrar a massa do agregado seco.

Por meio das equações (5 e 6) é possível encontrar a densidade aparente do agregado na condição seca e a absorção, respectivamente. Devem ser realizadas no mínimo duas determinações para encontrar o resultado pela média desses valores.

$$G_{ap} = \frac{M_s}{M_h - L} \times 0,9971 \quad (5)$$

Onde,

G_{ap} : massa específica aparente;

M_s : massa do agregado seco em estufa ao ar;

M_h : massa do agregado na condição saturada superfície seca ao ar;

L: leitura na balança correspondente ao agregado submerso;

0,9971: massa específica da água à 25°C.

$$a = \frac{M_h - M_s}{M_s} \times 100 \quad (6)$$

Onde,

a : absorção do agregado (%).

É também possível por meio desse ensaio encontrar a massa específica seca (real) para o agregado pela Equação 7.

$$G_r = \frac{M_s}{M_s - L} \times 0,9971 \quad (7)$$

Onde,

G_r : massa específica seca (real).

Agregados finos

Os agregados finos têm sua massa específica determinada pelo procedimento da norma DNER ME084/95 “Agregado miúdo – determinação da densidade real” como recomendado por BERNUCCI *et. al.* (2010).

Deve-se separar uma porção do agregado fino de aproximadamente 1000 g e então peneirar utilizando as peneiras de aberturas 4,8 mm e 0,075 mm, ou seja, entre #4 e #200, para obter 500 g retida para ensaiar. Essa amostra deve ser levada à estufa e posteriormente ser resfriada em um dessecador. O procedimento deve ser realizado para duas amostras e então encontrada a densidade pela média dos resultados.

Para determinação, pesar um picnômetro de 500 ml vazio, seco e limpo, como também pesá-lo cheio de água, e depois enchê-lo com a amostra para voltar a pesar a massa da amostra junto ao picnômetro. É então preenchido o picnômetro com água destilada até cobrir toda a amostra. A seguir, o picnômetro é aquecido até fervura e agitado para que não haja retenção de ar. Após esfriado, completa-se o picnômetro com a água estando atendo à temperatura de 25 °C para água, seu traço de referência e mantendo o seco por fora para então realizar uma nova pesagem. Tendo todas as pesagens é possível obter a densidade (massa específica) do agregado fino pela Equação 8.

$$G_{25} = \frac{b - a}{(d - a) - (c - b)} \times 0,9971 \quad (8)$$

Onde,

G_{25} : massa específica real do agregado fino a 25 °C;

- a*: massa do picnômetro vazio e seco;
- b*: massa do picnômetro com amostra;
- c*: massa do picnômetro com amostra e água até traço;
- d*: massa do picnômetro cheio de água.

Mistura

Como o material trabalhado é uma mistura composta de mais de uma fração, é possível obter um valor para a massa específica média através da ponderação pela Equação 9.

$$G = \frac{M1 + M2 + \dots + Mn}{\frac{M1}{G1} + \frac{M2}{G2} + \dots + \frac{Mn}{Gn}} = \frac{1}{\frac{\%1}{G1} + \frac{\%2}{G2} + \dots + \frac{\%n}{Gn}} \quad (9)$$

Onde,

G: massa específica média;

G1, G2, ..., Gn: massas específicas das frações (agregados);

M1, M2, ..., Mn: massas das frações (agregados);

%1, %2, ..., %N: porcentagem das massas das frações (agregados).

3.1.2. Angularidade do agregado fino

A determinação da angularidade do agregado fino é de acordo com a norma *AASHTO* T304-96 que é adotada pelo método Superpave, semelhante ao método *ASTM* C 1252 segundo o *SHRP*, procedimento semelhante à norma para a angularidade do agregado graúdo. Para este ensaio foi escolhido o método A que faz uso de uma granulometria conhecida para amostra e determina o percentual de vazios contido diretamente de acordo com a forma e textura do agregado. Segundo a norma, quando a medição se dá em qualquer agregado de granulometria conhecida, o volume vazio fornece uma indicação de angularidade, esfericidade, e textura de superfície do agregado que permite ser comparado com outro agregado fino testado na mesma granulometria. O procedimento descrito a seguir deve ser realizado no mínimo duas vezes para se conseguir pelo valor médio a angularidade do agregado fino.

Primeiramente, preparar amostra de 190 g e então despejá-la totalmente em um funil fechado em sua extremidade com dedo. Quando completamente preenchido o funil, libera-se a amostra para cair livremente sobre um cilindro de 100 ml. Após toda a queda do material, deve-se rasar a parte da amostra que está em excesso, acima do volume do recipiente, com apenas uma passada de espátula e então realizada a pesagem da massa do agregado fino retido no cilindro. O cálculo utilizado é o apresentado na Equação 10.

$$U = \frac{V - (F/G)}{V} \times 100 \quad (10)$$

Onde,

V: volume do cilindro de medição;

F: massa do agregado fino retido no cilindro;

G: densidade aparente seca específica do agregado fino

U: vazios não compactados no material.

Vale salientar que se deve manusear com cuidado a espátula e cilindro após preenchido para não permitir vibração ou causar compactação, procurando, assim, garantir a análise do atrito interno e intertravamento entre as partículas.

3.1.3. Angularidade do agregado graúdo

Para analisar a angularidade da parte graúda da BGS foi utilizado o procedimento da norma *AASHTO* T326-05. Para este ensaio foi escolhido o método A que faz uso de uma granulometria pré-definida para amostra. O teor de vazios é calculado pela diferença entre o volume do cilindro e do agregado que preenche completamente o cilindro dependendo do formato das partículas e textura do agregado graúdo.

O procedimento consiste, primeiramente, em separar granulometricamente a amostra após secada e peneirada, preencher o funil do equipamento com a amostra de agregado e então despeja-la em um cilindro até que esteja completamente cheio. Esse cilindro tem seu volume encontrado e comparado com o volume preenchido pelo agregado nele, sendo para isso necessário determinar a massa do agregado graúdo contido. A seguir está a equação (11) utilizada para determinação.

$$U = \frac{V - (F/G)}{V} \times 100 \quad (11)$$

Onde,

V: volume do cilindro de medição;

F: massa do agregado graúdo retido no cilindro;

G: densidade aparente seca específica do agregado graúdo.

3.1.4. Equivalente de areia

O ensaio é descrito na norma DNER-ME 054/97, como também NBR 12052, e determina a proporção relativa de materiais do tipo argila ou pó em amostras de agregados miúdos, ou seja, a identificação de finos plásticos no agregado miúdo. É importante para materiais naturais visto que alguns agregados contêm materiais que podem torná-los impróprios para utilização em misturas asfálticas ou base dependendo da sua quantidade.

A amostra a ensaiar deve ser constituída de partículas menores do que 4,8 mm medido em volume numa capsula padrão. Esse material selecionado é colocado na proveta com solução padronizada de cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído e deixado em repouso por 20 minutos e então agitado por 30 segundos. O cilindro é completamente preenchido pela solução até a linha demarcada e deixado novamente em repouso por 20 minutos. Finalmente é possível determinar a altura do material floculado em suspensão e com o auxílio de um bastão padronizado também é possível determinar a altura do agregado depositado por sedimentação. Sua determinação é completada pela Equação 12:

$$EA = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (12)$$

Onde,

EA: equivalente de areia;

h_1 : altura do material floculado em suspensão;

h_2 : altura do agregado depositado por sedimentação.

Para a norma ET-DE-P00/008 do DER-SP, o EA deve ser superior a 55% para uso em base.

3.1.5. AIMS 2 - Forma, angularidade e textura

O equipamento utilizado foi o *Aggregate Image Measurement System (AIMS 2)*, até então sem norma, que permite a quantificação de características relacionadas à forma, angularidade e textura superficial de agregados por análises digitais de imagens bi e tridimensionais das partículas de agregados. O equipamento tem um programa computacional acoplado que através do posicionamento dos agregados finos e grossos nas suas respectivas bandejas da plataforma giratória, são avaliadas cada propriedade selecionada.

O *AIMS 2*, segundo PAZOS (2015) é um método muito bom comparado aos demais ensaios realizados para encontrar os mesmos fatores, visto que faz uso de medidas diretas sem que haja interferência do operador. De acordo com TUTUMLUER e PAN (2008), a tecnologia de imagem fornece um meio preciso e objetivo de capturar perfis de forma do agregado e tem sido usado com sucesso nas últimas décadas para quantificar morfologia dos agregados.

O procedimento consiste na colocação do material na bandeja correspondente ao diâmetro médio das partículas separadas por peneiras de forma que não se toquem, visto que o *AIMS 2* faz uso de um algoritmo que identifica as partículas que se tocam, excluindo-as da análise. Após posicionamento e contagem dos grãos (tipicamente de 50 a 100 partículas por peneira grádua) são realizados três ciclos em volta da posição inicial para medir a forma 2D do agregado e angularidade, as dimensões dos agregados, e por último a textura. Para o agregado miúdo só é realizado o primeiro ciclo dos três, fornecendo apenas a medida da forma 2D e angularidade. O processamento é possível para materiais retidos entre as peneiras de 25mm (1”) até 0,075mm (#200), sendo considerado finos os materiais passantes na peneira 4,75mm (#4).

A aquisição de imagem para análise é feita por meio de câmera e microscópio usando um sistema de *back-lighting*, para observação do perfil da partícula e assim medir suas dimensões e angulações das bordas, e *top-lighting*, para capturar imagens de textura e

medir a altura da partícula de agregado graúdo. As imagens adquiridas pelo *back-lighting* são salvas, e os resultados são fornecidos em uma planilha padrão que contém também resumos estatísticos e gráficos.

Podem ser realizados 4 tipos de análises pelo *AIMS 2*, sendo feita a *Stockpile* que fornece as seguintes características: Forma 2D, Angularidade, Textura e Esfericidade. Os limites para análise dessas propriedades estão na Tabela 15.

Tabela 15 - Classificação das características fornecidas pelo *AIMS 2* (Adaptado de AL ROUSAN, 2004)

Propriedades	Classificação				
Esfericidade 0 - 1	achatado/alongado < 0,6	baixa esfericidade 0,6 - 0,7	esfericidade moderada 0,7 - 0,8	alta esfericidade > 0,8	–
Angularidade 0 - 10.000	arredondado < 2100	subarredondado 2100 - 4000	subangular 4000 - 5400	angular > 5400	–
Textura 0 - 1.000	polido < 165	macio 165 - 275	baixa rugosidade 275 - 350	rugosidade moderada 350 - 460	alta rugosidade > 460
Forma 2D 0 - 20	circular < 6,5	semicircular 6,5 - 8,0	semialongado 8,0 - 10,5	alongado > 10,5	–

A Forma 2D é obtida pela quantificação relativa da forma da partícula do agregado por imagens em duas dimensões como o nome indica. Este é o parâmetro relacionado à forma do agregado em si. Seus valores vão de 0 a 20, sendo que o valor zero representa círculo perfeito, e seu cálculo é feito pela Equação 13.

$$Forma\ 2D = \sum_{\theta=0}^{\theta=360-\Delta\theta} \left[\frac{R_{\theta+\Delta\theta}}{R_{\theta}} \right] \quad (13)$$

Onde,

R_{θ} : o raio da partícula no ângulo de θ ;

$\Delta\theta$: diferença incremental no ângulo.

A Angularidade representada pela escala de 0 a 10.000 é encontrada para agregados finos e graúdos, sendo o valor de zero representado para círculo perfeito, ou seja, quanto maior a gradiente, mais angular é a partícula. Sua medida é analisada de acordo com a agudeza dos cantos por imagens 2D feitas de partículas do agregado. Esse parâmetro é encontrado fazendo uso de cálculo da inclinação de vetores de gradiente em pontos de contorno, ao longo das bordas, das partículas (Equação 14).

$$Angularidade = \frac{1}{\frac{n}{3} - 1} \sum_{i=1}^{n-3} |\theta_i - \theta_{i+3}| \quad (14)$$

Onde,

θ : ângulo de orientação dos pontos de borda;

n: número total de pontos;

i i-ésimo: ponto de borda da partícula.

A Textura (Equação 15) será representada na escala de 0 a 1.000, em que o gradiente mais alto indica maior rugosidade. O cálculo para sua obtenção é feito segundo os valores do método de sua quantificação, o *wavelet*, que dá os detalhes da textura nas direções horizontais, verticais e diagonais em três imagens. As imagens são separadas através da média e do desvio padrão dos valores de *pixels*.

$$Textura = \frac{1}{3N} \sum_{i=1}^3 \sum_{j=1}^N \left(D_{i,j}(x, y) \right)^2 \quad (15)$$

Onde,

D: função de decomposição;

n: nível de decomposição da imagem;

N: número total de coeficientes em uma imagem detalhada;

x,y: localização dos coeficientes no domínio transformado;

i: direção da textura (1, 2 ou 3);

j: índice *wavelet*.

A Esfericidade descreve uma média 3D da forma das partículas numa escala de 0 a 1, o qual o valor 1 indica que a partícula tem dimensões iguais, ou seja, cubica (Equação 16).

$$Esfericidade = \sqrt[3]{\frac{d_s d_l}{d_L^2}} \quad (16)$$

Onde,

d_s : menor dimensão da partícula;

d_i : dimensão intermediária da partícula;

d_L : dimensão mais longa da partícula.

As propriedades *Flat & Elongated* (F&L) é a razão entre a maior e menor dimensão da partícula e *Coarse Aggregate Angularity Texture Value* (CAAT) indica o valor angularidade e textura combinados das partículas graúdas $10 \times TX + 0,5 \times GA$.

Depois dos ensaios mecânicos de Abrasão *Los Angeles* e Treton, foi realizado novamente o AIMS 2, porém agora no material desgastado proveniente de cada ensaio que havia sido previamente analisado, como fez ALVES (2014) com intuito de mensurar as possíveis perdas nas propriedades médias de angulosidade e textura dos grãos, separando-o de acordo com as peneiras de leitura do equipamento. Os resultados estão apresentados no próximo capítulo.

Vale salientar que existem outros sistemas de análise por imagem como o próprio *Aggregate Imaging Measurement System* (AIMS), versão anterior à utilizada aqui, dentre outros: *University of Illinois Aggregate Image Analyzer* (UIAIA), *Wipshape*, *Video Imaging System* (VIS), *VDG-40 Videograder*, etc.

3.1.6. Granulometria por peneiramento

O peneiramento tem como função separar um material em diferentes frações de distintos tamanhos. Para obtenção das distribuições granulométricas das BGS, quantificação das porcentagens dos tamanhos das partículas, foi realizado peneiramento com base na NBR NM 248:2003. Esse peneiramento servirá de base para montagem de diferentes curvas granulométricas apresentadas no item 3.9.

O procedimento requer peneiras com tamanhos específicos padronizados e posicionadas em série. A abertura da malha em mm é representada pela sua quantidade de malhas por polegada linear. As peneiras devem estar em estados adequados de conservação e limpas a cada processo de peneiramento.

O peneiramento para encontrar a granulometria foi realizado a seco, com tempo de aproximadamente 10 minutos para cada quantidade colocada no peneirador vibratório e

com peneiras de abertura em mm conforme a ASTM. Por meio do peneiramento foi possível conhecer a distribuição granulométrica do agregado e representar o material em uma curva.

O resultado para a BGS utilizada na obra da TransCarioca (amostra 1) pelo peneiramento mostrou que o material não é totalmente enquadrado na faixa da especificação construtiva comentada. Porém, vale salientar que a porcentagem de material passante na peneira 200 não ultrapassa 2/3 da porcentagem passando na peneira 40, o que cumpre um dos requisitos da especificação, e está também dentro do intervalo de tolerância, sendo possível considerá-lo com enquadramento granulométrico satisfatório. O resultado final da análise granulométrica encontra-se na Tabela 16 e está representado graficamente pela curva granulométrica na Figura 13.

Tabela 16 - Distribuição granulométrica da BGS da amostra 1 deste estudo e a faixa para enquadramento

Peneira		BGS - TransCarioca			ET-DE-P00-008	
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)	% retida média	% retida acumulada	% passante acumulada	Faixa B % Passante	
2"	50,00	0,00	0,00	100,0	100	100
1"	25,40	1,20	1,20	98,8	82	90
3/8"	9,50	24,22	25,40	74,6	60	75
#4	4,75	8,90	34,30	65,7	45	60
#10	2,00	17,32	51,60	48,4	32	45
#40	0,42	23,48	75,10	24,9	22	30
#200	0,08	19,02	94,10	5,9	10	15
Fundo		5,86	100,00	0,0	-	-

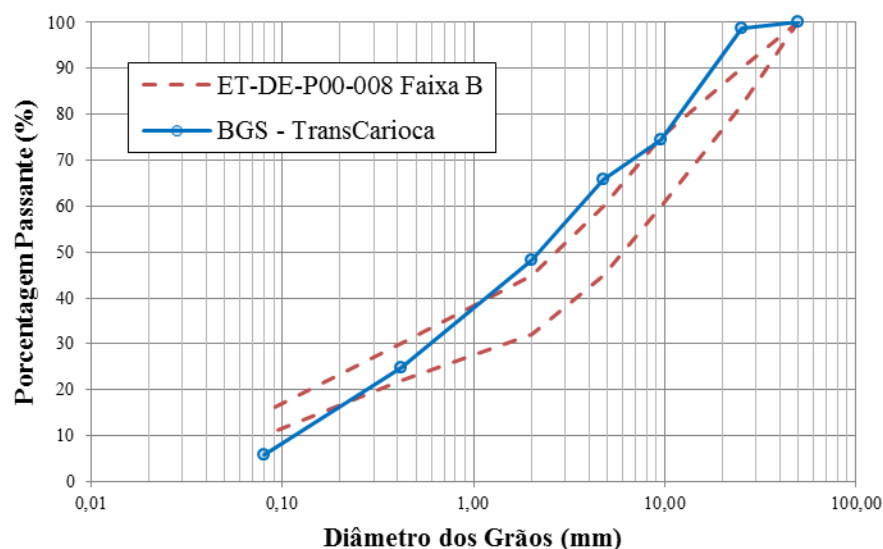


Figura 13 - Distribuição granulométrica da BGS original da amostra 1 deste estudo

Tomando como base a faixa da especificação construtiva para a BGS de um segmento da TransCarioca, a granulometria do material da pedreira Petra (amostra 2) após análise para enquadrar-se resultou na Tabela 17 e está representado graficamente pela curva granulométrica na Figura 14.

Diferentemente da brita graduada disponibilizada da obra da TransCarioca que veio com sua distribuição granulométrica utilizada em campo, a brita graduada proveniente da Petra Agregados foi coletada por fração. As granulometrias da BGS da pedreira Petra encontradas separadamente por meio do peneiramento, Pó de Pedra, Brita 0 e Brita 1, estão respectivamente nas Tabelas 18, 19 e 20.

Tabela 17 - Distribuição granulométrica da BGS da amostra 2 deste estudo e a faixa para enquadramento

Peneira		BGS - Pedreira Petra			ET-DE-P00-008	
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)	% retida média	% retida acumulada	% passante acumulada	Faixa B % Passante	
2"	50,00	0,00	0,00	100,00	100	100
1"	25,40	0,00	0,00	100,00	100	100
3/8"	9,50	29,38	29,38	70,62	60	100
#4	4,75	17,99	47,37	52,63	50	90
#10	2,00	8,82	56,19	43,81	40	75
#40	0,42	18,99	75,18	24,82	25	45
#200	0,08	20,76	95,94	4,06	5	20
Fundo		4,06	100,00	0,00	-	-

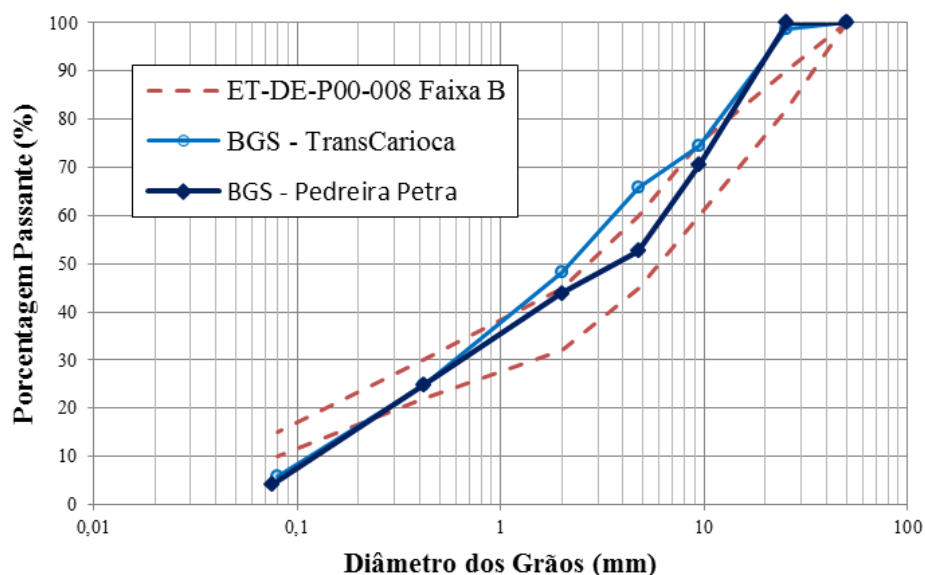


Figura 14 - Distribuição granulométrica da BGS amostra 2 deste estudo proveniente da pedreira Petra Agregados

Tabela 18 – Distribuição granulométrica da fração pó de pedra da amostra 2 deste estudo

Pó de Pedra		% retida	% passante acumulada
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)		
#4	4,80	0,27	99,73
#8	2,40	9,59	90,14
#10	2,00	3,00	87,14
#16	1,20	8,43	78,71
#30	0,60	17,12	61,59
#40	0,43	11,94	49,65
#50	0,30	10,52	39,13
#100	0,15	21,63	17,50
#200	0,08	9,37	8,13
Fundo		8,13	0,00

Tabela 19 – Distribuição granulométrica da fração brita 0 da amostra 2 deste estudo

Brita 0		% retida	% passante acumulada
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)		
1/2"	12,50	0,00	100,00
3/8"	9,50	5,63	94,37
1/4"	6,30	49,42	44,95
#4	4,80	32,45	12,50
Fundo		12,50	0,00

Tabela 20 – Distribuição granulométrica da fração brita 1 da amostra 2 deste estudo

Brita 1		% retida	% passante acumulada
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)		
7/8"	22,4	0,00	100,00
3/4"	19,00	12,57	87,43
1/2"	12,50	57,79	29,64
3/8"	9,50	23,82	5,82
#4	4,80	4,95	0,88
Fundo		0,88	0,00

3.1.7. Granulômetro a Laser

A análise granulométrica da fração fina nesta dissertação também foi realizada pelo Granulômetro a Laser para posteriormente ser utilizada na montagem de duas curvas granulométricas. É um equipamento de análise granulométrica rápida e de boa precisão que determina de forma eficiente a curva granulométrica de uma amostra de sedimento entre as dimensões 0,1 μm e 1000 μm . A técnica utilizada é de difração.

Para realização desse procedimento foi seguido o manual do equipamento. O equipamento deve ser ligado 20 a 30 minutos antes da realização das análises e ainda antes de começar o ensaio deve-se verificar o nível de potência do equipamento pelo *Laser Intensity* (LI > 50%). A quantidade de amostra para realização do ensaio é indicada pelo *software* segundo uma faixa admissível que o operador deve tomar como

base para colocação do material. A quantidade de amostra para ensaio será definida pelo programa com relação ao índice de obscuração necessário no meio dispersante, colocando-se o material até que esteja dentro dos limites requeridos para análise. A faixa de obscuração vai de 10 a 30 %. Segundo LIMA *et al.* (2002), a obscuração é a quantidade correta da concentração do material pela medição da quantidade de luz do laser que foi perdida ao passar pela amostra.

Importante nunca analisar partículas maiores que 1000 μm , sendo aconselhável que o tamanho máximo seja ainda um pouco menor que esse limite superior. O meio dispersor a ser utilizado (água destilada, álcool etílico, acetona, hexametáfosfato de sódio, etc) varia de acordo com o material a ser analisado, e tem como objetivo diminuir a energia da superfície das partículas para poderem ser detectadas por uma luz incidente para ser possível a realização da correlação ao tamanho das partículas.

Para adquirir resultados, o tempo de duração do ciclo é de 3 minutos (três leituras com duração de 1 minuto cada) e a quantidade de ciclos vai depender da repetibilidade de resposta da curva do material. Caso haja variação, deve ser utilizado ultrassom, mais eficiente para partículas maiores, mas que deve ser usado cuidadosamente para não gerar quebra das partículas. Se não houver conhecimento do índice de refração do material, selecionar 1,81 que é considerado neutro pelo *software*.

Segundo a ISO 13320, primeira regulamentação internacional para harmonizar a análise da técnica de *LALLS* (*Low-Angle Laser Light Scattering*) adotada aqui, em que o tamanho da partícula é reportado como um volume de uma esfera de diâmetro equivalente, deve-se escolher Fraunhofer (índice de refração natural) para partículas maiores que 50 μm ($> 0,05 \text{ mm}$) e que sejam pouco transparentes. O Fraunhofer é usado de forma genérica, podendo ser optado para qualquer tipo de material. A técnica de difração fornece uma distribuição granulométrica ponderada pelo volume.

A limpeza nesse equipamento antes, durante e após o ensaio é fundamental e os passos recomendados pelo fabricante devem ser devidamente seguidos.

As amostras utilizadas foram passantes na peneira de abertura 0,075 mm (#200). Foram feitos 3 ciclos para cada amostra e estes apresentaram boa repetibilidade dos resultados, sendo utilizada a curva média de cada uma.

3.2. ABRASÃO *LOS ANGELES*

Esse ensaio foi realizado segundo a NBR NM 51, semelhante ao DNER-ME 035/98, referente à determinação da abrasão *Los Angeles* de agregados graúdos, conforme solicitado pela especificação ET-DE-P00/008 do DER-SP. De acordo com BERNUCCI *et al.* (2010), o material granular deve apresentar habilidade para resistir a quebras, degradação e desintegração, permitindo, assim, avaliar as características de tenacidade, resistência abrasiva e a dureza dos agregados avaliados. Segundo a norma para esse material de base, o desgaste no ensaio de abrasão *Los Angeles* deve ser inferior a 50%.

O procedimento consiste em levar a amostra seca, após anterior lavagem, em frações à um tambor cilíndrico oco de medidas pré-definidas que realiza rotação de 30 a 33rpm. O material encaixou-se melhor na graduação B da norma do ensaio, necessitando assim de 500 rotações, onde dentro do cilindro devia ter toda a amostra referente a essa graduação B e 11 esferas. Ao final após retirar-se o material, lava-lo e peneira-lo, é possível fazer o cálculo da Abrasão pela Equação 17 a seguir:

$$P = \frac{m - m_1}{m} \times 100 \quad (17)$$

Onde,

P: porcentagem de perda por abrasão;

m : massa da amostra seca;

m_1 : massa do material retido na peneira de abertura 1,7mm após abrasão.

3.3. TRETON

O ensaio mecânico conhecido como Treton refere-se à norma DNER ME 399/99 determina a perda ao choque do material pétreo no aparelho Treton. Para isso, usa-se

amostras de material numa granulometria padronizada de tal forma que seu peso seja 50 vezes a massa específica aparente das partículas do agregado a ensaiar.

A amostra deve conter entre 15 e 20 número de partículas do agregado a ensaiar, sendo escolhidas as de forma cúbica, bem angulares e de tamanhos parecidos, passante na peneira de 19,0 mm e retida na peneira de 16,0 mm. As partículas devem ser colocadas no cilindro oco em contato com a face superior do cilindro maciço da aparelhagem para então deixar cair livremente o martelo cilíndrico 10 vezes sobre a amostra de uma altura de 39,37 cm. Após esse procedimento, as partículas que sofreram a carga referente à queda do martelo serão peneiradas e o material retido na peneira de 1,7 mm será pesado.

O resultado para esse ensaio é dado pela média aritmética dos resultados obtidos para no mínimo três ensaios. O resultado da perda ao choque encontrado pela Equação 18 é a relação da diferença entre a massa original da amostra e a massa do material retido na peneira de 1,7 mm e a massa original, isso expresso em porcentagem.

$$T = \frac{M_1 - M_r}{M_1} \times 100 \quad (18)$$

Onde,

T: perda ao choque (Treton);

M_1 : massa original da amostra;

M_r : massa do material retido na peneira de abertura 1,7mm.

O equipamento usado para realização do ensaio pertence ao LEMETRO do Departamento de Geologia da UFRJ.

3.4. SLAKE DURABILITY TEST

O *slake durability test* é um ensaio que mede a estabilidade e durabilidade do solo e rochas brandas quando expostos ao rápido umedecimento e ambiente de serviço. A durabilidade é a resistência da rocha aos processos de alteração e fragmentação. Deve ser realizada em fragmentos de solo seco ao ar ou agregados, submetidos à secagem, umidificação e ação mecânica. O equipamento deve seguir as especificações e

procedimento da norma ASTM D4644–08 *Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks*.

A amostra representativa deve ser composta de 10 fragmentos, aproximadamente equidimensionais, com massa entre 40 a 60 g cada, podendo ser de ocorrência natural ou produzido por quebra com um martelo. A amostra deve estar limpa antes da pesagem e ter o total de 450-550 g. Importante tirar fotografias das amostras nos momentos pertinentes e a medição da temperatura da água, segundo a norma. São o total de dois ciclos onde o choque de cada fragmento entre si e o contato com a água influenciam na desagregação e alteração da rocha (durabilidade).

O índice expresso pela Equação 19 representa o percentual de massa seca de amostra que havia sido retida na peneira 2.00 mm (#10) dos tambores após dois ciclos de secagem na estufa e 10 minutos de imersão em água com ação de rotação e abrasão padrão.

$$I_d(2) = \left[\frac{(W_F - C)}{(B - C)} \right] \times 100 \quad (19)$$

Onde,

$I_d(2)$: *slake durability index* (após segundo ciclo);

W_F : massa do tambor mais amostra seca em estufa retida após o segundo ciclo;

B: massa do tambor mais amostra seca em estufa antes do primeiro ciclo;

C: massa do tambor.

O resultado também é dado classificando por “tipo” de acordo com a observação fotográfica da alteração e fragmentação da rocha.

3.5. PARÂMETROS DO MÉTODO BAILEY PARA SELEÇÃO DA ESTRUTURA GRANULOMÉTRICA

O método Bailey é utilizado para avaliar o intertravamento do esqueleto pétreo a fim de obter uma estrutura adequada de agregados de misturas densas e descontínuas. Esta análise granulométrica para misturas asfálticas está relacionada com a relação dos

vazios, dependendo diretamente das características de compactação de cada fração de agregado componente da mistura com os VAM e com os Vv. Para NASCIMENTO (2008), o intertravamento dos agregados graúdos é o principal fator relacionado à resistência à deformação permanente da mistura asfáltica.

O procedimento de seleção da estrutura granulométrica segue os passos para verificação do intertravamento dos agregados de uma mistura conhecida:

1. Determinação das peneiras de controle da mistura de agregados;
2. Verificação do comportamento da mistura de agregados – se graúdo ou miúdo;
3. Determinação e verificação se a mistura atende aos limites das proporções – AG, GAF e FAF.

Quando o percentual passante na PCP é inferior a 50%, considera-se que o comportamento da mistura asfáltica é governado pelos agregados graúdos. Em contrapartida, quando a quantidade passante é 50% ou mais, os agregados miúdos é que controlam o seu comportamento. Este fato aqui será considerado para base e sub-base sem ligante para verificação do impacto dessa escolha montando uma curva “fina”.

As peneiras de controle do método Bailey de acordo com o TMN para comportamento graúdo e miúdo são respectivamente os das Tabelas 21 e 22.

Tabela 21 - Peneiras de controle do método Bailey de acordo com o tamanho máximo nominal para agregados de comportamento graúdo (VAVRIK *et al.*, 2002)

Peneiras de Controle (mm)	Tamanho Máximo Nominal (mm)					
	37,5	25	19	12,5	9,5	4,75
HS	19	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36
PCP	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS	2,36	1,18	1,18	0,6	0,6	0,3
PCT	0,6	0,3	0,3	0,15	0,15	0,075

Tabela 22 - Peneiras de controle do método Bailey de acordo com o tamanho máximo nominal para agregados de comportamento fino das amostras desta pesquisa

Tamanho Máximo Nominal (mm)	Peneiras de Controle (mm)				
	PCS	HS	PCP (nova)	PCS (nova)	PCT (nova)
25	4,75	2,36	1,18	0,3	0,075

Para os materiais que apresentam comportamento governado pelos agregados graúdos e miúdos, os limites das proporções de agregados estão na Tabela 23.

Tabela 23 - Limites das proporções de agregados para TMN de 25 mm

Proporção/ Parâmetro	Intervalo recomendado - TMN de 25	
	Graúdos	Miúdos
AG	0,70 - 0,85	0,60 - 1,00
GAF	0,35 - 0,50	0,35 – 50
FAF	0,35 - 0,50	0,35 - 50

As composições granulométricas que respeitem esses parâmetros em geral apresentam boa resistência à deformação permanente com elevada estabilidade e durabilidade, para misturas asfálticas. A hipótese deste estudo é verificar se também podem ser usados para material de base e sub-base.

3.6. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E PREPARAÇÃO DE CORPOS DE PROVAS PARA ENSAIOS MECÂNICOS

Pode-se dizer que o ensaio de compactação tem como objetivo a determinação da umidade ótima do material para determinada energia e a determinação do peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{s \text{ max}}$) ou massa específica aparente seca (MEAS) associado à umidade ótima. A execução do ensaio de compactação é feita através da norma NBR 7182/1986 da ABNT.

As amostras foram preparadas conforme a norma citada, primeiramente encontrando-se sua umidade ótima ao realizar o ensaio de compactação e posteriormente homogeneizando-as à essa umidade ótima calculada para, assim, realizar a compactação em cilindro tri-partido. Para isso, cada curva granulométrica do material a ser aplicado tem suas amostras pesando 5 quilogramas. Para preparação da amostra, o material deve estar previamente seco para posterior homogeneização, uma a uma, adicionando-se água a fim de chegar a umidade ótima definida.

Na primeira curva granulométrica estudada, cada porção homogeneizada (amostra) foi guardada em saco plástico fechado e levado à câmara úmida, aberto na data de realização do ensaio triaxial de carga repetida. Para as demais distribuições

granulométricas trabalhadas, as amostras foram sendo moldadas à medida da necessidade de ensaios, realizando toda preparação do material para compactação, como explicado, imediatamente antes da compactação. Ilustração dos passos descritos de homogeneização/mistura das amostras podem ser observados na Figura 15.



Figura 15 - Preparação da amostra (separação da granulometria, colocação da umidade ótima e guarda em saco plástico para câmara úmida)

Para as amostras de materiais granulares (britas) a serem utilizadas para base e sub-base, decidiu-se por utilizar corpos de prova de dimensões 10×20 (cm×cm) com energia equivalente à do ensaio Proctor modificado, conforme especificação da norma da obra de referência. A compactação dos corpos de prova foi realizada por meio de um equipamento mecânico automático apresentado na Figura 16.



Figura 16 – Equipamento de compactação do laboratório de pavimentos da COPPE/UFRJ

3.7. ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARREGAMENTO REPETIDO PARA DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE E DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Após a etapa de compactação os corpos de prova foram imediatamente submetidos aos ensaios triaxiais de cargas repetidas (Figura 17) para medição e estudo da deformação permanente e do módulo de resiliência.

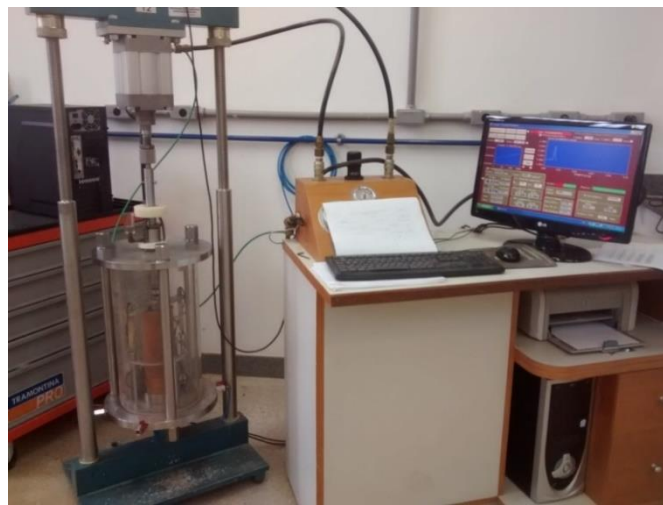


Figura 17 - Equipamento triaxial de cargas repetidas do laboratório de pavimento da COPPE/UFRJ

Foram, então, utilizados os pares de tensões da Tabela 24 para 9 ensaios, permanecendo cada estado de tensão constante ao longo do ensaio para cada corpo de prova. A escolha dos estados de tensões foi feita tomando como base os estados de tensões realizados para análise das deformação permanentes utilizando a teoria do *shakedown* na tese de GUIMARÃES (2009), que estudou a Brita Graduada de Chapecó/SC, e o Manual de Execução de Trechos Monitorados da REDE TEMÁTICA DE ASFALTO (2010). A quantidade mínima de ciclos de aplicação de carga utilizada foi 150.000 golpes com frequências de 1 Hz para as cinco primeiras curvas estudadas e 2 Hz para as duas curvas restantes (Tabela 25). No caso dos MR, os ensaios com 2 Hz foram feito antes dos ensaios com 1 Hz.

Tabela 24- Tensões utilizadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas para deformação permanente nesta pesquisa

Ensaio	Tensão (kPa)		N _{mín}
	σ_d	σ_3	
1	50	50	150.000
2	100		
3	150		
4	80	80	
5	160		
6	240		
7	120	120	
8	240		
9	360		

Tabela 25 – Frequência utilizada para cada ensaio realizado no equipamento triaxial de cargas repetidas

Ensaio	Frequência						
	Amostra 1				Amostra 2		
	Curva 1	Curva 2	Curva 3	Curva 4	Curva 5	Curva 6	Curva 7
DP	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	2 Hz	2 Hz
MR após DP	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 e 2 Hz
MR individuais	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 Hz	1 e 2 Hz

No Brasil ainda não há um padrão nacional para este tipo de estudo da deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas, apenas protocolos de grupos de pesquisa. Muitos trabalhos encontrados na literatura fazem uso de análise da deformação permanente por ensaios de multi-estágios. Na Tabela 26, para comparação, há um quadro resumo com o procedimento do ensaio de deformação permanente que está no Manual da Rede Temática de Asfalto (usado nesta pesquisa) e o procedimento utilizado na Austrália para materiais granulares, AG:PT/T053 *Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions*.

Os procedimentos para realização do ensaio de MR seguiu a norma DNIT 134/2010-ME considerado ensaio padrão ou convencional com condicionamento. Para cada uma das sete curvas foram realizados três corpos de prova de dimensões 10x20 cm compactados na energia equivalente à de Proctor Modificado em moldes tripartidos como para deformação permanente. Estes corpos de prova foram moldados e ensaiados exclusivamente para obtenção do módulo de resiliência da forma convencional.

Também foi possível medir os módulos de resiliência durante os ensaios de deformações permanentes. Contudo, para o caso de MR no ensaio de deformação

permanente, em cada corpo de prova foram medidos MR para um único estado de tensão, havendo apenas variação quanto ao número de ciclos realizados. Em seguida ao ensaio de deformação permanente foram realizados ensaios completos de módulo de resiliência para cada corpo de prova com o mesmo equipamento. O procedimento adotado após o ensaio de DP foi o padrão convencional utilizando período de condicionamento da amostra e posteriormente as tensões apresentadas nas Tabelas 27 e 28.

Tabela 26 – Resumo comparativo entre os procedimentos brasileiro e australiano de ensaio de deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas

<i>Especificação Brasileira</i>	<i>Especificação Australiana</i>
Preparação da amostra	
Compactação dinâmica; Partículas de até 25 mm (10x20); Duas dimensões (10 cm x 20 cm e 15 cm x 30 cm).	Compactação dinâmica; Partículas de até 19 mm; Única dimensão de (10 cm x 20 cm).
Equipamento	
Triaxial de cargas repetidas; Pressão confinante constante; Pressão no sentido axial carregando e descarregando; Medição por 1 tipo de LVDT; Aplicação de carga de 1 s (0,1 s de aplicação e 0,9 s de repouso).	Triaxial de cargas repetidas; Pressão confinante constante; Pressão no sentido axial carregando e descarregando; Medição por 3 diferentes tipos de LVDT; Aplicação de carga de 3 s (1 s de aplicação e 2 s de repouso).
DEFORMAÇÃO PERMANENTE	
Nove diferentes estados de tensões; Para cada estado de tensão no mínimo 150 mil ciclos; Um corpo de prova para cada estado de tensão; Leitura de todos os ciclos, porém não considera 1º ciclo.	Três diferentes estados de tensões segundo a aplicação; Cada estado de tensão é correspondente a 10 mil ciclos; Mesmo corpo de prova para os três estados de tensões; São realizadas 13 leituras ao todo: 1, 5, 10, 20, 50, 100, 200, 250, 500, 1.000, 2.000, 5.000, 10.000, 10.500, 11.000, 12.500, 13.500, 14.500, 15.500, 16.500, 17.500, 18.500, 20.000, 21.000, 22.000, 23.000, 24.000, 25.000, 26.000, 27.000, 28.000, 29.000 e 30.000.

Em outras palavras, os ensaios de módulo de resiliência nesta pesquisa para as granulometrias adotadas foram executados em três condições: analisando as condições durante o ensaio de deformação permanente para um mesmo estado de tensão, após o ensaio de deformação permanente e em três corpos de provas de forma padrão.

O objetivo de fazer diferentes medidas de MR é analisar o comportamento do material após sofrer dano, pois em campo a deflexão continua a existir mesmo com dano, buscando assim verificar se o acomodamento enrijeceu o material em termo de módulo de elasticidade ou não.

Os resultados para os MR podem ser enquadrados pelo modelo (Equação 20) quando plotados em escala log-log.

$$MR = k_1(\sigma_3)^{k_2} \quad (20)$$

Onde,

MR: módulo de resiliência (MPa);

σ_3 é a tensão confinante (MPa);

k_1 e k_2 são os coeficientes da regressão.

A Equação 20 para a determinação do Módulo de Resiliência é aplicada, principalmente, para solos granulares onde o MR aumenta com a tensão de confinamento e varia pouco com a tensão desvio, o que se verificou nos resultados para os materiais desta pesquisa onde o melhor enquadramento ocorreu para essa tensão.

Tabela 27 - Tensões utilizadas na etapa de condicionamento para obtenção do módulo de resiliência

Ensaio	Tensão (kPa)	
	σ_d	σ_3
1	7	7
2	21	
3	315	105

Tabela 28 – Tensões utilizadas em ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência

Ensaio	Tensão (kPa)	
	σ_d	σ_3
1	21	21
2	41	
3	62	
4	34	34
5	69	
6	103	
7	51	51
8	103	
9	155	
10	69	69
11	137	
12	206	
13	103	103
14	206	
15	309	
16	137	137
17	275	
18	412	

SILVA (2014) realizou ensaios completos de módulo de resiliência com amostras coletadas no momento da compactação de base no Tanque-Teste, com o material 1 da presente pesquisa. Para a pesquisa dele, os corpos de prova foram compactados na energia Proctor modificada como neste estudo, porém foram moldados em dimensões 15 x 30 cm, devido a granulometria do material utilizado de diâmetro nominal máximo de 1”.

3.8. MODELO DE PREVISÃO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE E ANÁLISE DO *SHAKEDOWN*

Tomando como base o trabalho de GUIMARÃES (2009), a presente dissertação faz uso do modelo de previsão proposto para deformação permanente desenvolvido pelo autor citado.

A proposição de DAWSON e WELLNER (1999), já citada no capítulo 2, foi a escolhida para a interpretação dos resultados obtidos após plotagem dos resultados dos ensaios para identificação dos três níveis de comportamento:

- Nível A: Nomeado como Acomodamento Plástico ou *Shakedown*, é quando a resposta se torna apenas elástica após certo período finito de aplicações de carga pós-compactação, cessando o acréscimo de deformação permanente. A deformação permanente acumulada (total) é pequena nesse nível.
- Nível B: Corresponde a uma resposta intermediária entre os níveis A e C. A taxa de deformação permanente nos primeiros ciclos é elevada ocorrendo o acomodamento no decorrer das sucessivas aplicações de carga, nas quais as deformações permanentes tendem à tornarem-se constante.
- Nível C: É o domínio conhecido como Colapso, pois ocorrem sucessivos incrementos de deformação permanente a cada ciclo podendo o material chegar à ruptura por cisalhamento ou atingir níveis de deformação que o deixa impróprio para uso na pavimentação como a formação de ATR excessivos. A resposta desse nível é sempre plástica e a taxa de deformação, que depende do nível de carregamento, é mais lenta em comparação com os níveis A e B.

3.9. CURVAS GRANULOMÉTRICAS ESCOLHIDAS

Nesta pesquisa, o desenvolvimento da parte experimental resultou em avaliação de 7 curvas granulométricas:

- Amostra 1 - 4 variações de curvas granulométricas distintas montadas com os agregados correspondentes ao material da BGS TransCarioca: C1, C2, C3 e C4.
- Amostra 2 - As curvas C5, C6 e C7 têm as mesmas distribuições que as C2, C3 e C4, respectivamente, porém foram feitas com os agregados da BGS da pedreira Petra.

As variações das curvas foram analisadas no decorrer da pesquisa utilizando o método Bailey. A cada análise de uma das curvas granulométricas ensaiadas, a partir dos resultados dos ensaios de deformação permanente fez-se a definição da próxima curva. Foram montadas curvas com maior quantidade de finos para estudar a influência dessa variação, segundo a densidade máxima e seguindo um critério de empacotamento.

As curvas de compactação como de todo material granular britado foram de difícil definição, mas estão apresentadas para cada uma das curvas granulométricas no Anexo I. Foram realizadas interpolações e utilização de duas tangentes para obtenção da umidade ótima.

Para cada curva, ao final do ensaio de compactação ou triaxial, os materiais restantes dos 5 kg preparados que não foram utilizados no CP e o material que não foi necessário para encher o molde foram coletados e colocados em estufa para determinação da umidade. Após a realização dos ensaios de deformação permanente e MR, os CPs foram destorroados e levados à estufa para determinação da umidade final do ensaio respectivo. As umidades referentes às amostras antes, medida em capsulas com resto da moldagem, e após ensaios no equipamento triaxial de cargas repetidas, pesagem do corpo de prova, estão nas tabelas do Anexo II.

O corpo de prova após ser retirado do equipamento triaxial de cargas repetidas é levado ainda úmido para pesagem e então realizado o destorroamento. Ao final do destorroamento, o material voltou a ser pesado para verificação se houve perda de

umidade e então levado à estufa. Durante o destorroamento era observado se houve quebra de grãos durante o ensaio de deformação permanente. Todo esse material levado à estufa foi posteriormente peneirado para estudo de sua granulometria pela variação de porcentagem do material retido nas peneiras.

Curva Granulométrica 1 – C1

A primeira curva granulométrica estudada é a própria distribuição granulométrica do material utilizado na obra, porém neste caso houve a necessidade de retirar material maior do que 25,4 mm, em função das dimensões dos corpos de prova (10x20cm), o que foi possível por ter apenas 1,20% de retenção. A curva está apresentada na Tabela 29 e na Figura 18. A MEAS foi igual a 2,268 g/cm³ para a umidade ótima de 5,8%.

Tabela 29 – Distribuição da curva granulométrica 1 deste estudo

Peneira		% retida	% passante acumulada	ET-DE-P00-008 Faixa B % Passante	
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)				
2"	50,00	0,0	100,0	100	100
1"	25,40	0,0	100,0	82	90
3/8"	9,50	24,5	75,5	60	75
#4	4,75	9,0	66,5	45	60
#10	2,00	17,5	48,9	32	45
#40	0,42	23,8	25,2	22	30
#200	0,08	19,3	5,9	10	15
Fundo		5,9	0,0	-	-

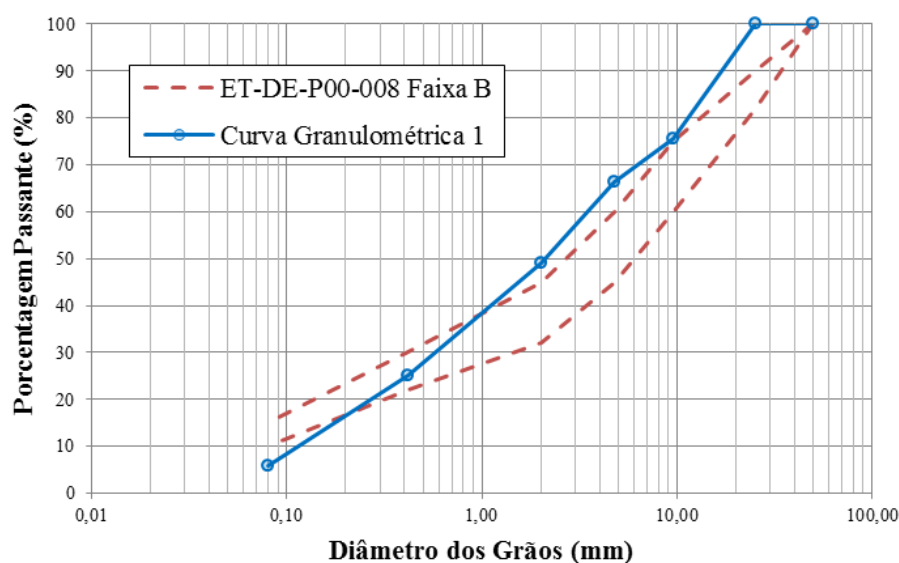


Figura 18 - Curva granulométrica 1 deste estudo

Curva Granulométrica 2 – C2

A segunda curva granulométrica foi montada tomando como base a Curva de Fuller. De acordo com BERNUCCI *et al.* (2010), essa curva é a mais conhecida para propor a granulometria de densidade máxima do material em determinada faixa granulométrica, sendo graficamente a abscissa representada pela expressão mostrada mais adiante e pelo “tamanho da peneira” elevado à potência de 0,45.

A Curva de Fuller propõe a graduação ideal para atingir a densidade máxima. Sua ideia é conhecida desde 1907 quando se desenvolveu um estudo para dosagem de concretos a partir de misturas de agregados com diferentes composições granulométricas em busca da maior compacidade do agregado a fim de possibilitar o aumento da resistência mecânica.

Busca-se uma compacidade elevada que implica diretamente na redução do volume de vazios e um bom embricamento. Granulometricamente falando, uma mistura é considerada densa ou bem graduada quanto mais próxima for da linha de densidade máxima apresentando bom intertravamento e baixa permeabilidade, o que é esperado para BGS.

Para montagem da curva de Fuller (linha de densidade máxima) pode ser usada a seguinte Equação 21:

$$P = 100. \left(\frac{d}{D} \right)^n \quad (21)$$

Onde,

P: porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro d ;

d : diâmetro da peneira em questão;

D : tamanho máximo do agregado (TMN – tamanho de peneira maior que a primeira peneira que retém mais que 10% de material).

A C2 está apresentada na Tabela 30 e Figuras 19 e 20 e foi encontrada pela linha de Fuller montada com abscissa “Abertura da peneira (mm)^{0,45}”. A MEAS foi igual a 2,288 g/cm³ para a umidade ótima de 4,9%.

Tabela 30 - Distribuição da curva granulométrica 2 deste estudo

Peneira		% retida	% passante acumulada	ET-DE-P00-008	
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)			Faixa B % Passante	
2"	50,00	0,00	100,00	100	100
1"	25,40	0,00	100,00	82	90
3/8"	9,50	36,00	64,00	60	75
#4	4,75	17,00	47,00	45	60
#10	2,00	15,00	32,00	32	45
#40	0,42	17,00	15,00	22	30
#200	0,08	8,00	7,00	10	15
Fundo		7,00	-	-	-

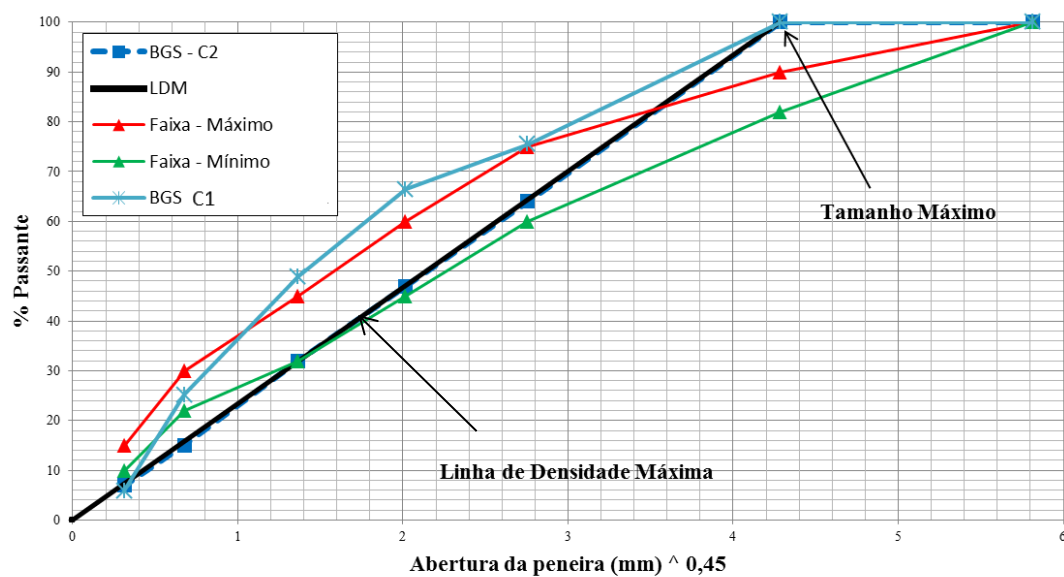


Figura 19 - Linha de Fuller e determinação da C2 deste estudo

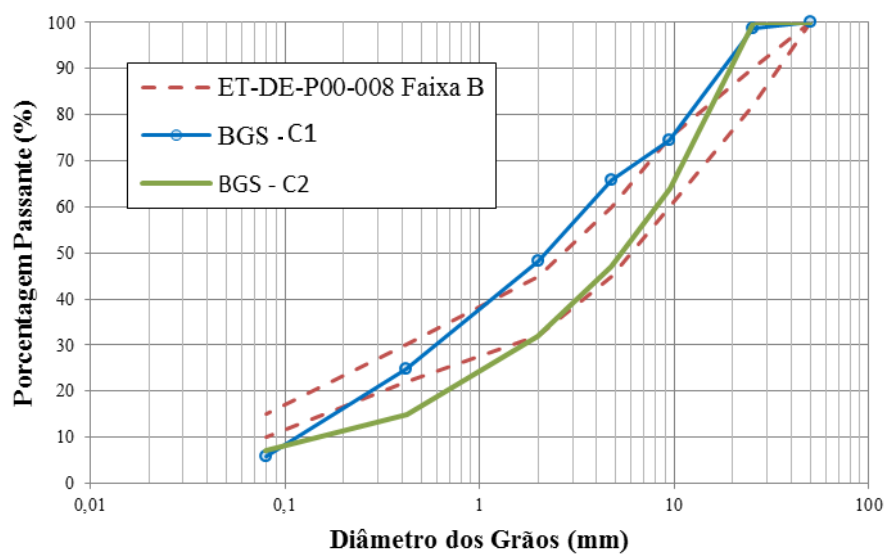


Figura 20 - Curva granulométrica 2 deste estudo na escala tradicional

Curva Granulométrica 3 – C3

A terceira curva granulométrica estudada tem sua distribuição granulométrica baseada no Método Bailey que tem o objetivo de escolher uma estrutura adequada de agregados de misturas asfálticas densas e descontínuas. Com o mesmo objetivo da seleção da estrutura com o intuito do maior intertravamento dos agregados graúdos, para base e sub-base, assim como para misturas, foram realizadas análises segundo três parâmetros.

Foram observados três parâmetros definidos como: Proporção AG (agregados graúdos), Proporção GAF (graúda dos agregados finos) e proporção FAF (fina dos agregados finos), determinadas a partir das peneiras de controle adotadas pelo método para tamanho nominal máximo adotado de 25,4 mm. Foram montadas diferentes curvas que se enquadrassem nos limites desses parâmetros para comportamento fino e graúdo.

Ao final, optou-se por adotar uma granulometria segundo os parâmetros de comportamento fino para o material, a fim de estudar uma curva com mais finos para ampliar a faixa de análise da pesquisa com uma mistura que tivesse tendência a ter comportamento pior, já que para misturas asfálticas quando há comportamento fino, deve ser refeita a análise granulométrica, peneiras e proporções.

Suas condições de moldagem foram de MEAS igual a 2,111 g/cm³ e umidade ótima de 7% para energia modificada. A distribuição da curva granulométrica está na Tabela 31 e Figura 21.

Tabela 31 - Distribuição da curva granulométrica 3 desta pesquisa

Peneira		% retida	% passante acumulada	ET-DE-P00-008	
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)			Faixa B	
				% Passante	
2"	50,00	0,00	100,00	100	100
1"	25,40	0,00	100,00	100	100
3/8"	9,50	8,00	92,00	60	100
#4	4,75	7,00	85,00	50	90
#10	2,00	10,00	75,00	40	75
#40	0,42	38,00	37,00	25	45
#200	0,08	26,00	11,00	5	20
Fundo		11,00	-	-	-

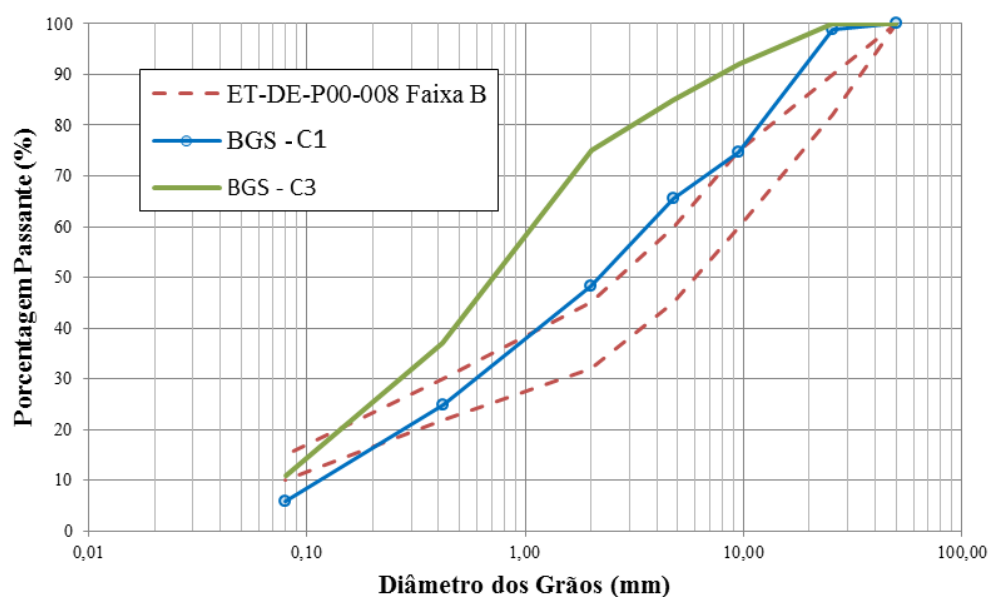


Figura 21 - Curva granulométrica 3 deste estudo

Para determinação foram utilizados os valores especificados nas Tabelas 32 e 33 considerando comportamento fino de 85% passante na PCS 4,75 mm (#4) e 64,35% passante na PCS nova de 1,18 mm (#16) para esse tipo de comportamento.

Tabela 32 - Peneiras de controle pelo Método Bailey para comportamento fino da BGS 1 deste estudo

PENEIRAS DE CONTROLE	NMPS	% passante
	25 = 1"	
PCP	4,75 = #4	85,00
PM	2,36 = #8	77,65
PCP nova	1,18 = #16	64,35
PCS nova	0,3 = #50	31,42
PCT nova	0,075 = #200	11,00

Tabela 33 – Enquadramento da BGS 1 deste estudo nos limites para comportamento fino de PCS 1,18 mm

Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação
AG	0,60	0,60 - 1,00	OK
GAf	0,49	0,35 - 0,50	OK
FAf	0,35	0,35 - 0,50	OK

Curva Granulométrica 4 – C4

A quarta curva granulométrica foi montada com o objetivo de atingir a máxima densidade de empacotamento dos agregados finos. Para isso, o modelo utilizado para

montar a curva foi o Modelo de Alfred, também conhecido como Modelo de Andreasen Modificado, e aplicado para cerâmica e concreto.

O modelo de Alfred foi escolhido por ser um aperfeiçoamento dos modelos de Andreasen e de Furnas. Esse modelo, diferente do de Andreasen considerado teórico, leva em conta o diâmetro mínimo do material, e sua Equação 22 é considerada o modelo de empacotamento de partículas mais adequado no caso de sistemas reais, ou seja, aplicados e não somente simulado.

$$CPFT (\%) = 100 \left(\frac{D^q - D_s^q}{D_L^q - D_s^q} \right) \quad (22)$$

Onde,

CPFT: porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro D;

DL: diâmetro da maior partícula;

DS: diâmetro da menor partícula;

q: o módulo ou coeficiente de distribuição.

Utilizou-se $q=0,37$ por ser o mais indicado para encontrar a curva de Alfred com a máxima compacidade da fase agregado. Esse valor foi encontrado a partir de simulação numérica computacional analisando partículas esféricas. Para distribuições infinitas, $q \leq 0,37$ propicia o empacotamento máximo. Segundo PEREIRA (2010), tem sido aceito que a maior densidade teórica pelo modelo é conduzida pelo coeficiente $q=0,37$.

A Figura 22 representa a curva de Alfred obtida com $D_s = 0,479 \mu\text{m}$, diâmetro mínimo encontrado usando o Granulômetro a Laser, e $D_L = 25400 \mu\text{m}$. A Figura 23 é a curva granulométrica 4 considerada para o estudo, descrita também na Tabela 34.

Os resultados para MEAS e umidade ótima foram $2,296 \text{ g/cm}^3$ e $5,4\%$.

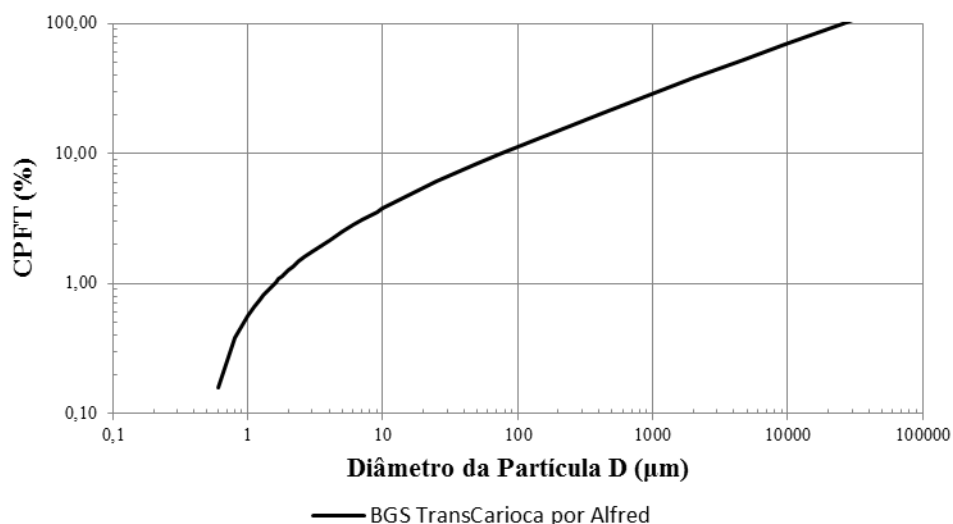


Figura 22 – Distribuição granulométrica pelo modelo de Alfred para BGS 1 deste estudo

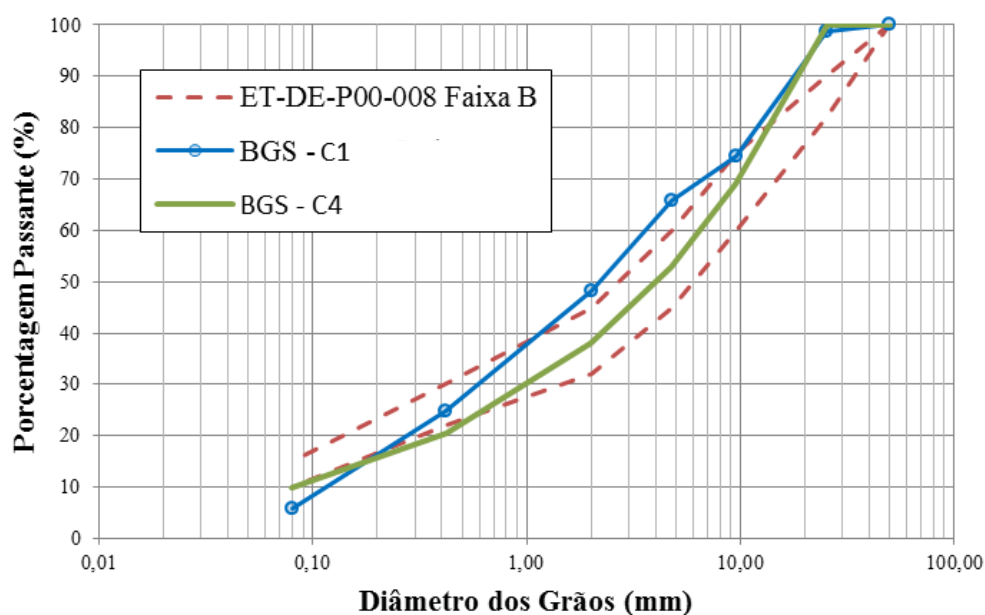


Figura 23 - Curva granulométrica 4 deste estudo

Tabela 34 - Distribuição da curva granulométrica 4 deste estudo

Peneira		% retida	% passante acumulada	ET-DE-P00-008 Faixa B	
ASTM	Abertura da malha peneira (mm)			% Passante	
2"	50,00	0,00	100,00	100	100
1"	25,40	0,00	100,00	100	100
3/8"	9,50	31,06	68,94	60	100
#4	4,75	16,01	52,94	50	90
#10	2,00	15,00	37,94	40	75
#40	0,42	17,44	20,50	25	45
#200	0,08	10,52	9,98	5	20
Fundo		9,98	-	-	-

Curva Granulométrica 5 – C5

A curva granulométrica 5 foi montada com os agregados da amostra 2 desta pesquisa (pedreira Petra) e tem a mesma distribuição da C2 representadas na Figura 20 e Tabela 30, tomada como base a curva de Fuller. A C5 é referente à BGS da pedreira Petra e neste caso, a MEAS é 2,223 g/cm³ e 5% de umidade ótima.

Curva Granulométrica 6 – C6

A distribuição granulométrica é a mesma da C3 (Tabela 31 e Figura 21), visto que o material BGS da amostra 2 deste estudo também se enquadrar nos mesmos limites quando realizado o mesmo procedimento de análise do método Bailey anteriormente aplicado (Tabelas 35 e 36).

Tabela 35 - Peneiras de controle pelo Método Bailey para comportamento fino da BGS da amostra 2 deste estudo

PENEIRAS DE CONTROLE	NMPS	% passante
	25 = 1"	
PCP	4,75 = #4	85,00
PM	2,36 = #8	80,44
PCP nova	1,18 = #16	66,49
PCS nova	0,3 = #50	26,07
PCT nova	0,075 = #200	11,00

Tabela 36 - Enquadramento da BGS da amostra 2 nos limites para comportamento fino de PCS 1,18 mm

Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação
AG	0,71	0,60 - 1,00	OK
GAf	0,39	0,35 - 0,50	OK
FAf	0,42	0,35 - 0,50	OK

Para essa distribuição aplicada à BGS da pedreira Petra, a MEAS resultou em 2,025g/cm³ e umidade ótima de 7,5%.

Curva Granulométrica 7 – C7

Apesar da C7 ter a mesma distribuição granulométrica da C4 que foi montada para a BGS da amostra 1, pouca foi a diferença entre as curvas após ensaio no Granulômetro a

Laser identificar o diâmetro mínimo de $0,417\ \mu\text{m}$ da BGS da pedraira Petra. As curvas granulométricas definidas para as duas amostras segundo o modelo de Alfred resultaram em distribuições semelhantes devido a mínima diferença entre seus diâmetros mínimos.

Logo, foi possível utilizar a mesma distribuição, sendo os resultados da compactação para esta composição com os agregados da pedraira Petra de 2,244 e 5,7% de MEAS e umidade ótima, respectivamente.

Na Figura 24 estão representadas as mudanças que ocorrem na distribuição granulométrica pelo método de Alfred, que foi utilizado para determinar a distribuição granulométrica das C4 e C7, devido à diferença no diâmetro mínimo.

É possível observar que no Modelo de Alfred a curva granulométrica varia pouco com pequena diferença no diâmetro mínimo em μm , o que reforçou a ideia de utilização da mesma granulometria para as amostras. Porém, quando há aumento de aproximadamente $10^2\ \mu\text{m}$ no tamanho do diâmetro mínimo, a distribuição granulométrica resulta em menor quantidade de material abaixo da peneira de $0,075\text{mm}$ (#200).

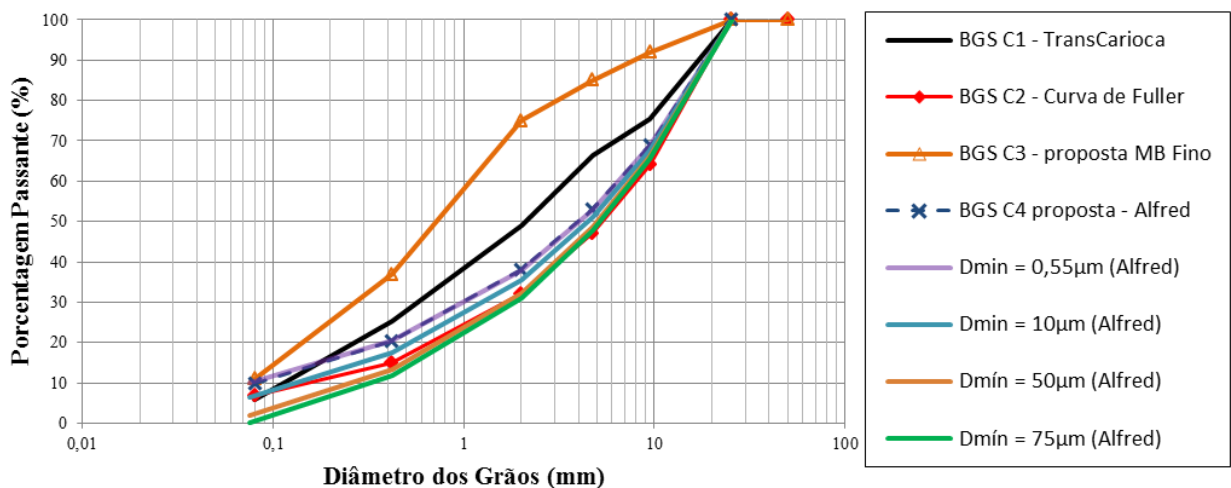


Figura 24 – Curvas granulometricas utilizadas nesta pesquisa e distribuições granulométricas obtidas pelo modelo de Alfred para diferentes diâmetros mínimos

3.10. ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO PROCTOR

O Índice de Degradação Proctor (IDp) tem como objetivo, segundo a norma DNER-ME 398/99, determinar o índice de degradação após compactação utilizando agregados naturais ou britados a uma granulometria padrão feita no cilindro Proctor Modificado com quantidade de camadas e golpes determinadas.

Para adaptar a quantidade de material das duas amostras ainda disponíveis e deixar mais perto da realidade granulométrica dos materiais utilizados nesta pesquisa, foram modificadas as quantidades passantes da granulometria padrão normatizada. Para compatibilizar esse índice com os ensaios realizados foram utilizados também a energia modificada e foi utilizado o mesmo cilindro usado para preparação dos corpos de provas que foram ensaiados no equipamento triaxial de cargas repetidas.

O objetivo dessa análise nesta pesquisa é verificar onde ocorreram maiores quebras: se na compactação ou durante o ensaio triaxial de cargas repetidas. Para isso, após os ensaios de deformação permanente e módulos de resiliência após DP, respectivamente ensaiados no mesmo corpo de prova, todos os corpos de provas foram destorroados e peneirados, e com esses resultados foi possível analisar a sua degradação final.

Então, para realização desse índice nesta pesquisa foram preparados três corpos de prova para cada brita graduada em cilindros tripartidos 10x20 cm na umidade ótima e as compactações foram à energia Proctor modificada.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

São apresentados os resultados obtidos referentes à caracterização dos dois materiais britados utilizado neste estudo: ensaios convencionais de caracterização, ensaios mecânicos e *AIMS* 2. Também estão sendo apresentados os resultados desse material relativo às diferentes composições granulométricas ensaiadas no equipamento triaxial de cargas repetidas quanto à deformação permanente e ao módulo de resiliência.

Discussões são apresentadas quanto à influência da frequência, das propriedades das partículas, dos índices de vazios, da degradação do material e densidade nos ensaios triaxiais de deformação permanente.

Os parâmetros do Modelo de Guimarães (2009) foram encontrados para cada curva granulométrica testada.

4.1. CARACTERIZAÇÃO DAS BRITAS UTILIZADAS

4.1.1. Ensaio convencionais

Seguindo a metodologia descrita no capítulo 3 da presente dissertação, foram encontrados os valores dos ensaios convencionais para amostras originais da Amostra 1 e para amostras com as frações misturadas da Amostra 2, distribuições granulométricas nas Figuras 13 e 14, apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 - Resultados dos ensaios convencionais para as britas graduadas utilizadas nesta pesquisa

Propriedades	Amostra 1		Amostra 2	
	Agregado gráudo	Agregado fino	Agregado gráudo	Agregado fino
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,62	2,70	2,64	2,60
Massa específica média aparente (g/cm ³)	2,67		2,61	
Absorção (%)	0,8	-	0,5	-
Angularidade (%)	45,9	46,7	45,1	44,7
Equivalente de areia (%)	68		71	

O valor do Equivalente de Areia (EA) para a brita graduada da amostra 1 atendeu o requisito da norma ET-DE-P00/008 do DER/SP (superior a 55%), bem como da amostra 2. A amostra 1 apresentou maior grau de absorção que a amostra 2 e quanto a angularidade, a amostra 1 apresentou maior porcentagem de vazios não compactados no material, que apesar de próximos da amostra 2, infere que a amostra 1 possui maior angularidade nas suas partículas.

Os valores das angularidades também foram obtidos segundo o sistema *AIMS 2* e estão mostrados nas Tabelas 40 e 41 e comentados no item 4.1.3.

4.1.2. Ensaios mecânicos

As duas amostras de brita utilizadas nesta pesquisa apresentaram os valores de abrasão *Los Angeles* mostrados na Tabela 38. Nesta tabela também estão apresentados os resultados referente aos ensaios *Slake Durability Test* e Treton da Amostra 1. Estes dois ensaios não foram realizados para Amostra 2, pois os equipamentos estavam indisponíveis e também pressupõe-se que os resultados seriam muito próximos ao da Amostra 1.

Tabela 38 - Resultados dos ensaios mecânicos para as britas graduadas utilizadas

Ensaios mecânicos	Amostra 1	Amostra 2
<i>Abrasão Los Angeles</i>	41%	43%
<i>Slake Durability Test</i>	99,5%	-
Treton	24%	-

Abrasão *Los Angeles*

A porcentagem de perda por abrasão da brita da amostra 1 foi 41%, ou seja, seu desgaste no ensaio de abrasão *Los Angeles* foi inferior a 50% conforme a norma ET-DE-P00/008 do DER/SP para material a ser utilizado na camada de base e sub-base de brita graduada.

Para brita da amostra 2 o valor de 43% também se encaixa na norma citada, e se assemelha com o resultado da outra brita. Ambos os resultados estão em concordância com as especificações brasileiras para uso de agregados em camadas de base, pois

segundo BERNUCCI *et al.* (2010), os valores limitantes para abrasão *Los Angeles* são comumente entre 40 e 55%.

Slake Durability Test

O resultado do *slake durability test* é Tipo I para o material proveniente da obra da Amostra 1, que permaneceu praticamente inalterada, como observado nas fotografias mostradas na Figura 25. Quanto ao índice obtido, 99,5%, existem critérios de durabilidade propostos para esse ensaio, sendo eles o da Tabela 39 por GAMBLE (1971, *apud* LUZIA, 2008). Com base nessa classificação, o material tem durabilidade muito alta, ou seja, excelente material quanto ao desgaste em meio úmido. O resultado está coerente com o tipo de rocha de origem.

Tabela 39 - Critério de durabilidade do *Slake Test* segundo GAMBLE (LUZIA, 2008)

Id2 (%) Material retido	Durabilidade
> 98	Muito alta
98 - 95	Alta
95 - 85	Média alta
85 - 60	Média baixa
60 - 30	Baixa
< 30	Muito baixa



Figura 25 - Resultado do segundo ciclo do *slake test* para brita da amostra 1 deste estudo, fotos antes e depois

Treton

Pelo ensaio de Treton foi possível observar que ocorreu perda ao choque de 24% para a amostra 1. Comparando-se esse valor com o obtido no ensaio LA, 41 %, o menor valor é coerente, visto que, segundo ALVES (2014), o tipo de esforço realizado pelo aparelho de impacto Treton é de menor agressividade do que o de abrasão *Los Angeles*, fazendo com que a perda por impacto do soquete seja menor.

Os valores encontrados estão dentro do valor limite para essa característica mecânica do agregado $T \leq 60\%$.

4.1.3. AIMS 2

Os resultados do material desta pesquisa pela análise no AIMS 2, para a caracterização de propriedades como forma, angularidade e textura, estão todos apresentados na Tabela 40 e nas Figuras 29, 30, 31, 32, 33 e 34 para o material da amostra 1 e na Tabela 41 e nas Figuras 35, 36 e 37 para o material da amostra 2 desta pesquisa.

As Figuras 26, 27 e 28 mostram os resultados para caracterização de ambos os materiais segundo as mesmas propriedades. Deve-se atentar que algumas propriedades são obtidas somente para agregados graúdos ou somente para agregados miúdos, como por exemplo no caso da propriedade Forma 2D.

Os valores apresentados nas Tabelas 40 e 41 são obtidos a partir de uma média ponderada dos valores para os diferentes tamanhos analisados no AIMS 2.

As porcentagens de partículas lamelares para ambas as britas foram menores que 10% como solicitado na especificação técnica ET-DE-P00/008 do DER-SP usada como referência.

Pela Tabela 40 conclui-se que a brita da amostra 1 tem forma subarredondada, rugosidade moderada e baixa esfericidade, apresentando grande porcentagem de partículas cúbicas. Também é possível observar que após os ensaios mecânicos houve aumento da angularidade e esfericidade, e diminuição da textura devido ao desgaste no ensaio *Los Angeles* e quebras ocorridas no ensaio do Treton.

Tabela 40 - Resultados para a análise da amostra 1 deste estudo no AIMS 2

Propriedades do AIMS 2	Amostra 1	Antes LA	Pós LA	Antes Treton	Pós Treton
Forma 2D (fino)	8,11	-	8,31	-	8,46
F&E 5:1	0,5%	0%	0%	0%	0%
F&E 3:1	7,9%	21,2%	0,2%	6,7%	0,7%
F&E 2:1	53,9%	76,4%	10,7%	60,0%	33,3%
Angularidade	3335,6	2786,9	3171,8	2876,9	3660,4
Textura graúdo	389,3	449,6	333,3	438,0	287,5
Esfericidade	0,69	0,66	0,77	0,70	0,73
Angularidade agregado fino	3368,0	-	3190,0	-	4391,5
Angularidade agregado graúdo	2944,4	2786,9	2450,1	2876,9	3143,6
Angularidade - Textura do agregado graúdo	5549,7	6165,5	4612,2	5818,9	4452,0

Ainda observando os resultados na Tabela 40, é perceptível que a variação de aumento da angularidade foi maior no Treton, e a esfericidade teve um aumento maior após o ensaio de abrasão *Los Angeles*. Esse fato corrobora o objetivo a que cada ensaio é aplicado, abrasão LA exerce influência maior no desgaste das partículas e o Treton encarrega-se mais da fragmentação.

As variações pertinentes aos ensaios mecânicos para brita da amostra 1 estão apresentadas nos gráficos das Figuras 29, 30, 31, 32, 33 e 34.

Pela Tabela 41 é possível identificar as características da brita da amostra 2: forma subarredondada, rugosidade moderada e baixa esfericidade. Após o ensaio de abrasão *Los Angeles*, as partículas apresentaram aumento na angularidade, mas que não mudou de classificação, bem como aumento na esfericidade. A textura, no entanto, apresentou menores valores após o desgaste, passando de alta rugosidade para rugosidade moderada.

Tabela 41 - Resultados para a análise da brita da amostra 2 deste estudo no AIMS 2

Propriedades do AIMS 2	BGS – Petra	Antes LA	Pós LA
Forma 2D (fino)	8,07	-	7,86
F&E 5:1	1,8%	0,9%	0%
F&E 3:1	18,4%	19,4%	0,5%
F&E 2:1	62,3%	58,3%	16,9%
Angularidade	3188,7	2631,3	2774,7
Textura gráudo	435,6	515,6	397,8
Esfericidade	0,66	0,66	0,76
Angularidade agregado fino	3176,8	-	2786,1
Angularidade agregado gráudo	2723,9	2631,3	2290,1
Angularidade - Textura do agregado gráudo	6378,4	6942,6	5369,9

Nas Figuras 35, 36 e 37 estão graficados os valores referentes à angularidade, textura e esfericidade da brita da amostra 2 antes e após o ensaio de abrasão *Los Angeles*.

Pelos gráficos das Figuras 26, 27 e 28, é possível observar a distribuição das partículas das amostras 1 e 2 nas classificações quanto à angularidade, textura e esfericidade. Nota-se que apresentaram, em sua maioria, forma subarredondada, rugosidade moderada e baixa esfericidade, como analisado nos valores mostrados nas Tabelas 40 e 41. Porém é perceptível apenas pelo gráfico que a fração da peneira de abertura 4,75mm da amostra 2 é mais achatada e alongada que as demais. Pode-se dizer que as frações correspondentes nas diferentes amostras foram próximas.

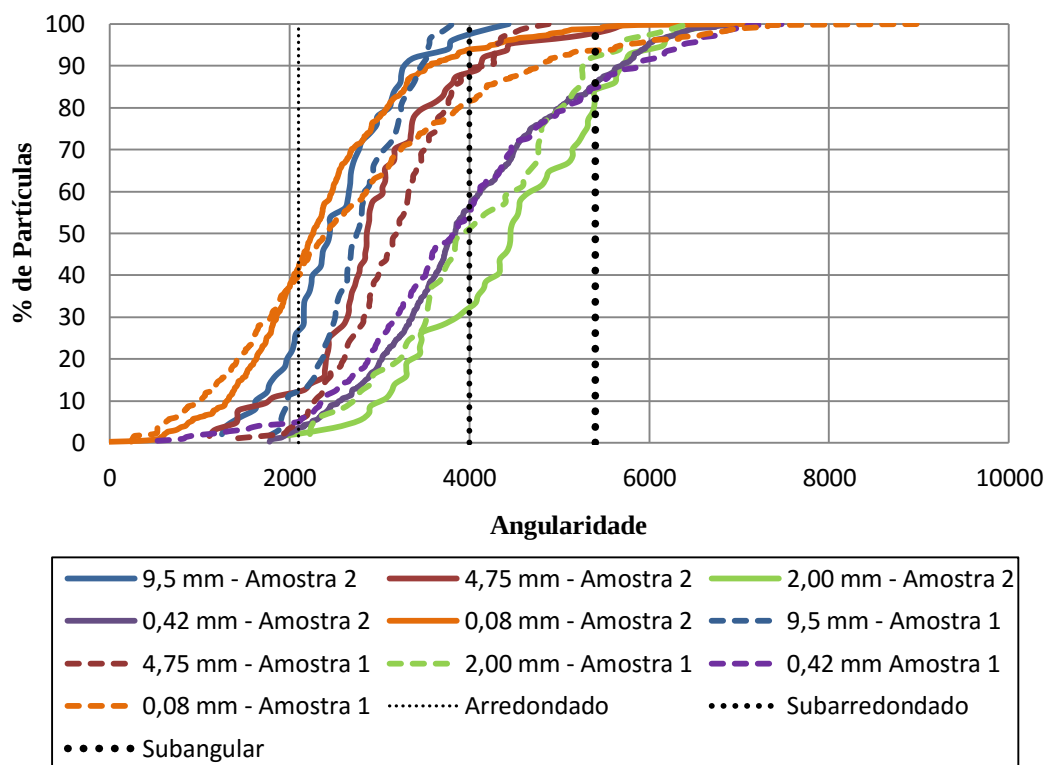


Figura 26 - Resultados obtidos da angularidade para as amostras 1 e 2 deste estudo

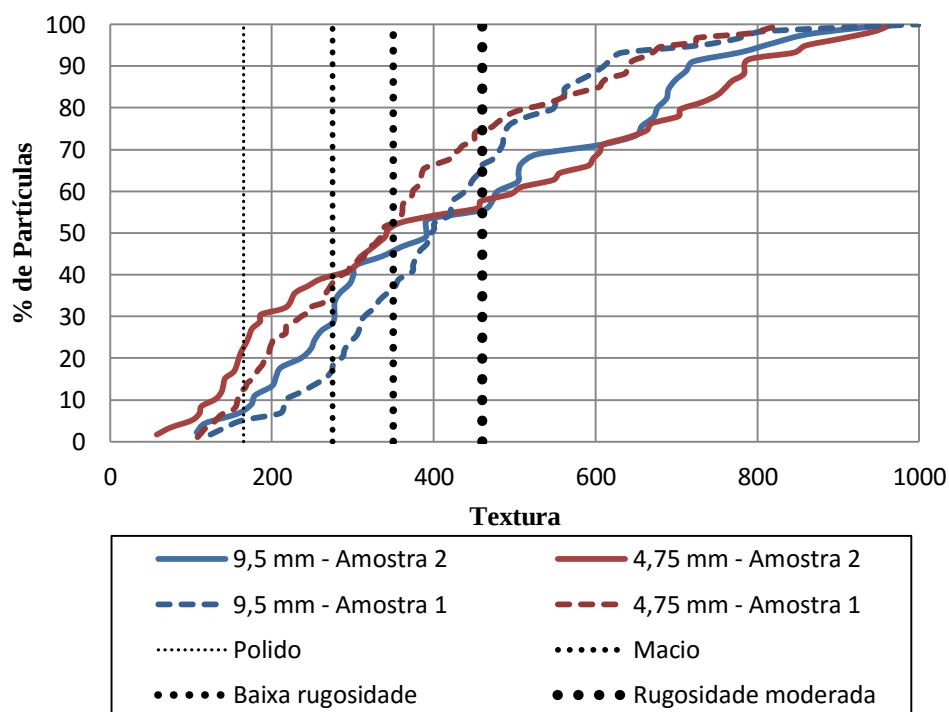


Figura 27 - Resultados obtidos da textura, apenas grãos, as amostras 1 e 2 deste estudo

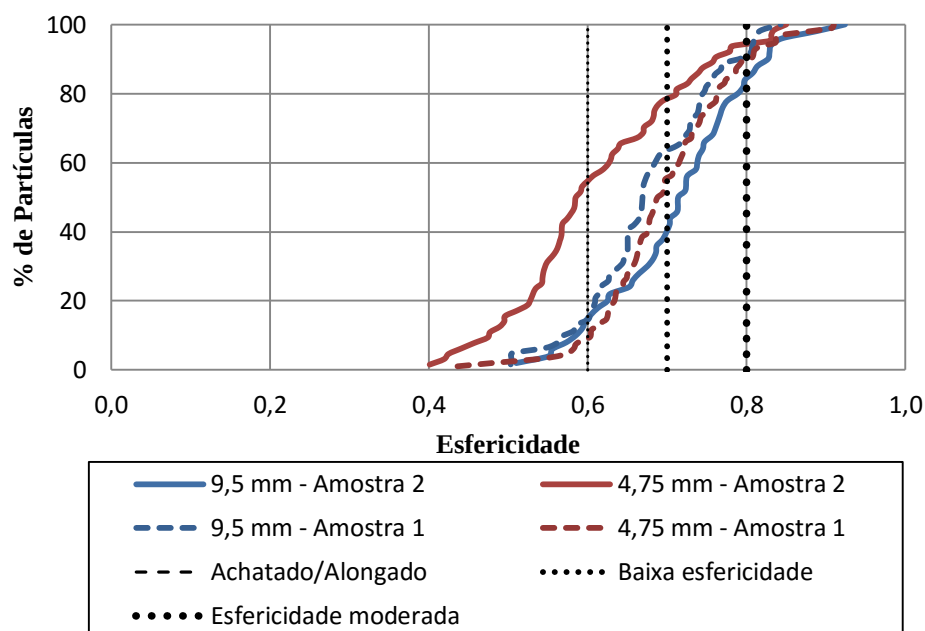


Figura 28 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas grãos, para as amostras 1 e 2 deste estudo

É possível observar pelas Figuras 29, 30 e 31, referente ao ensaio Treton, que houve aumento na angularidade e diminuição na textura após o ensaio, passando de rugosidade moderada para baixa rugosidade, e aumento na esfericidade. Observou-se também que a esfericidade resultante para a fração mais graúda após o ensaio, 12,5mm, aproximou-se da esfericidade da amostra 1 antes da realização do ensaio.

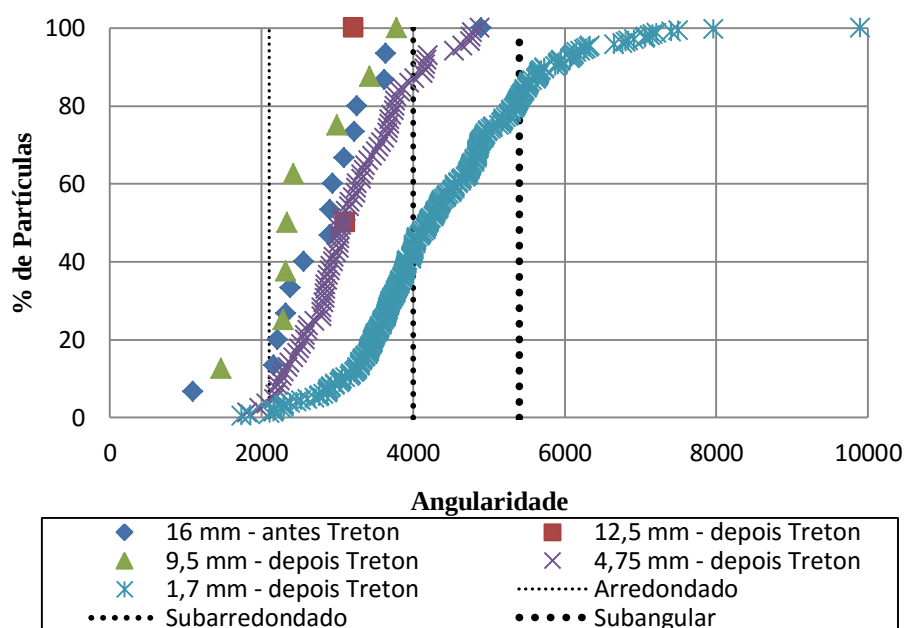


Figura 29 - Resultados obtidos da angularidade, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio Treton para brita da amostra 1 deste estudo

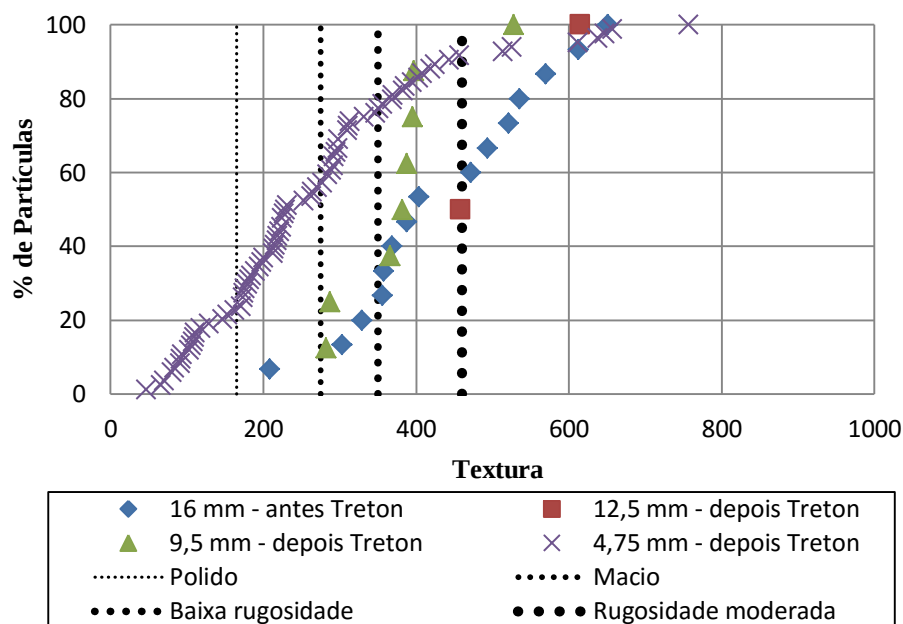


Figura 30 – Resultados obtidos da textura, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio Treton para brita da amostra 1 deste estudo

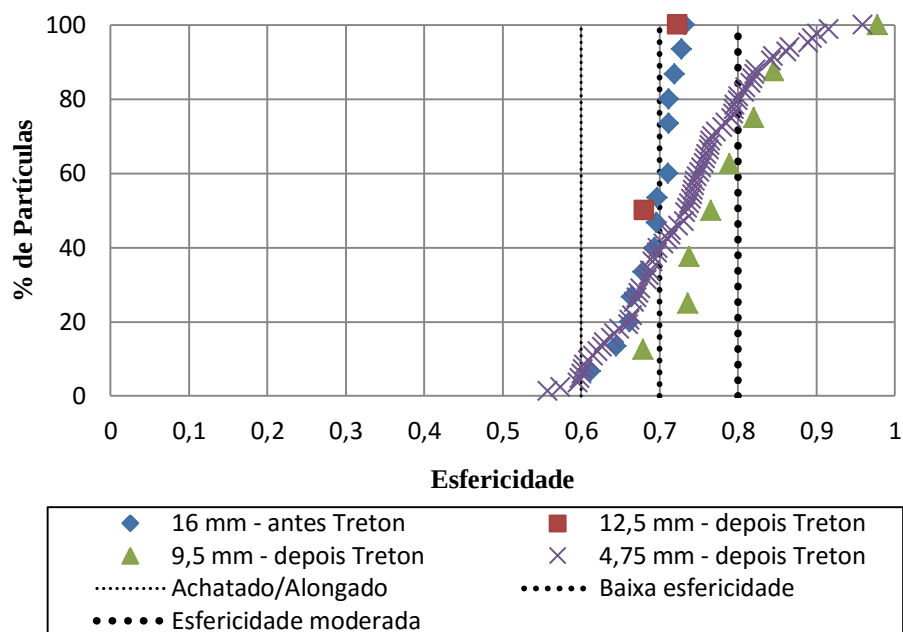


Figura 31 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio Treton para brita da amostra 1 deste estudo

Quanto aos ensaios de abrasão *Los Angeles*, nas Figura 32, 33, 34, 35, 36 e 37, é possível observar a mesma tendência das partículas para ambas as amostras: diminuição na angularidade, diminuição na textura e aumento na esfericidade após ensaios. A amostra 1 apresentou angularidades próximas antes e após LA, enquanto as texturas afastaram-se modificando-se para superfícies mais lisas, principalmente as frações de

4,75 mm. As partículas após o ensaio (12,5mm, 9,5mm, e 4,75mm) apresentaram esfericidade praticamente idênticas. Essas variações das propriedades da amostra 1 foram muito semelhantes aos resultados da amostra 2, porém a esfericidade na amostra 2 antes do ensaio era menor para a fração 9,5mm comparada a 12,5mm.

Pode-se concluir que o polimento no ensaio de abrasão *Los Angeles* foi considerável, tanto que as partículas passaram da classificação rugosidade moderada para baixa rugosidade, aumentou a esfericidade de baixa para moderada na amostra 1, e diminuiu a textura de alta rugosidade para rugosidade moderada e esfericidade de baixa para moderada na amostra 2. No entanto, o polimento não foi significativo para as frações mais graúdas, visto que apesar das frações menores se apresentarem mais angulosas antes de sofrer o esforço mecânico, as variações foram mais evidentes nessas frações devido à quebra ocorrida nas frações maiores durante o ensaio que passaram a compor esta fração ainda com textura rugosa proveniente da quebra.

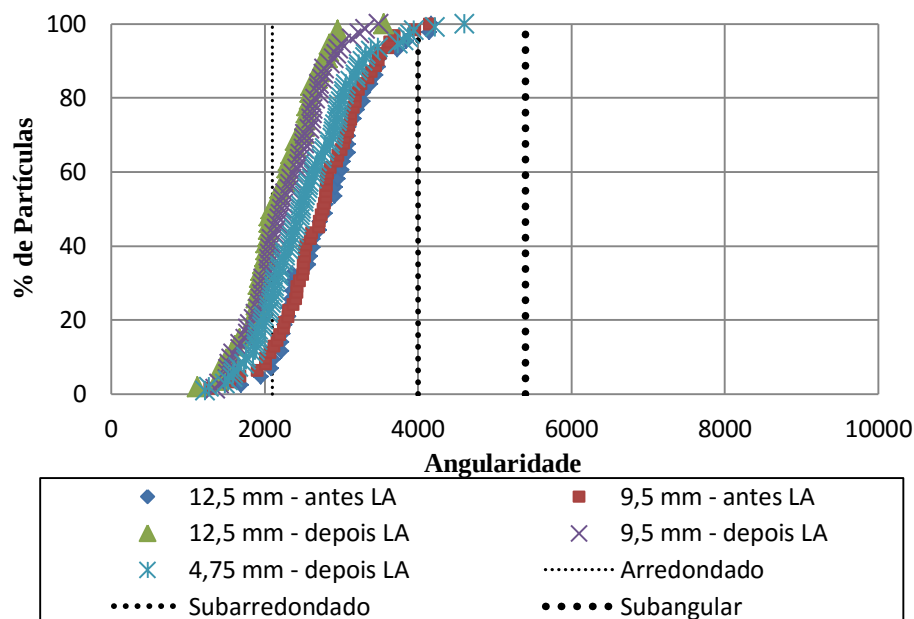


Figura 32 - Resultados obtidos da angularidade, apenas graúdos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão *Los Angeles* para brita da amostra 1 deste estudo

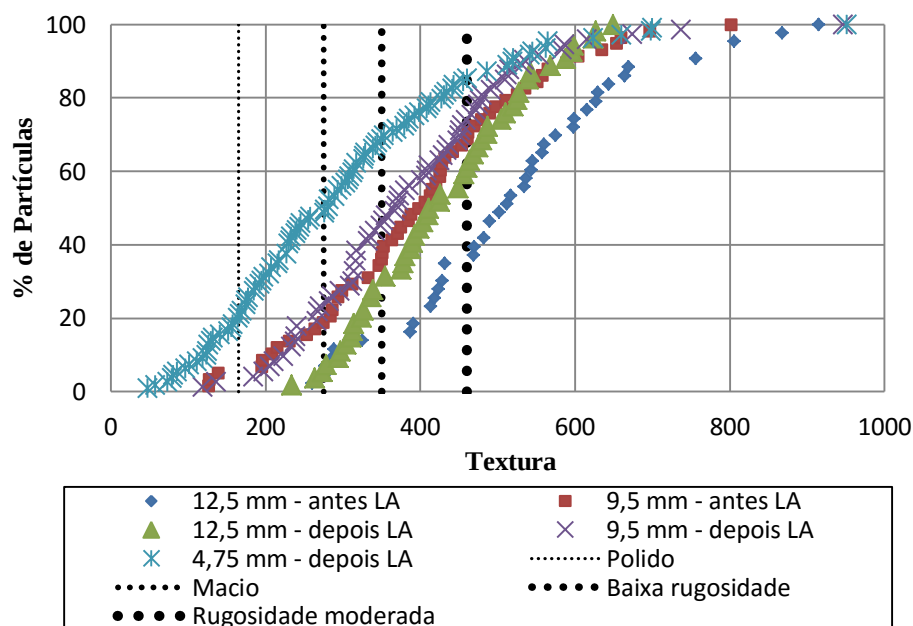


Figura 33 - Resultados obtidos da textura, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão Los Angeles para brita da amostra 1 deste estudo

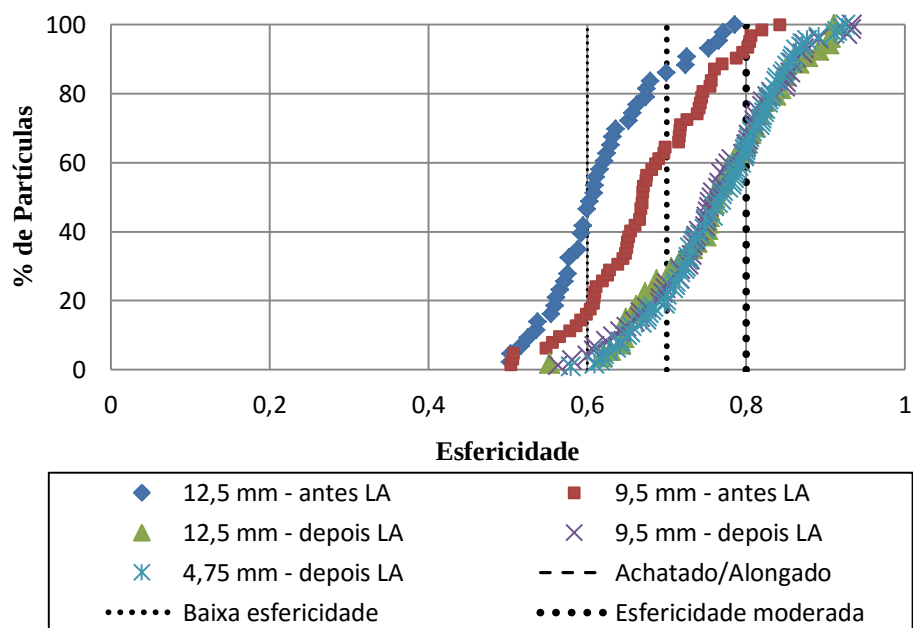


Figura 34 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão Los Angeles para brita da amostra 1 deste estudo

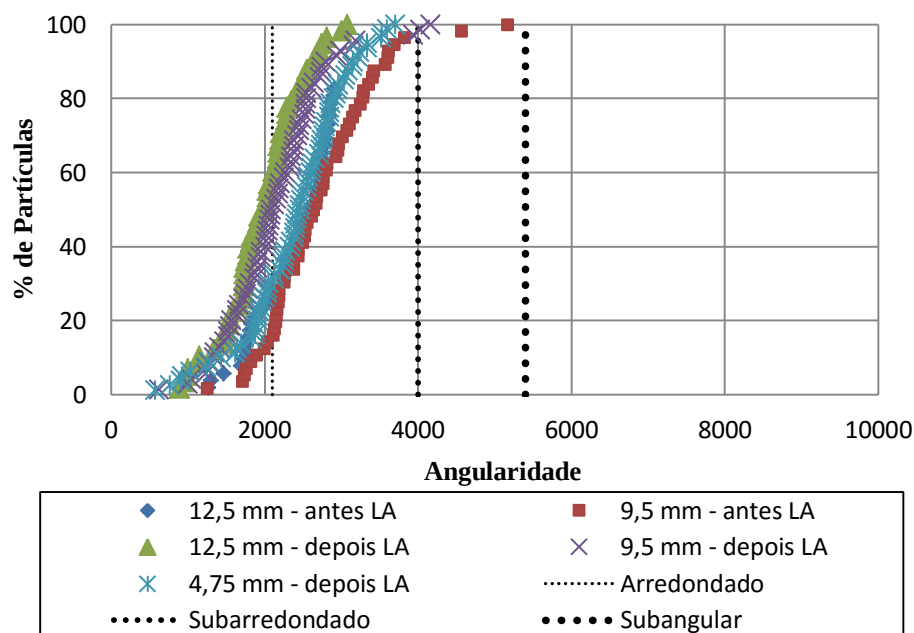


Figura 35 - Resultados obtidos da angularidade, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão *Los Angeles* para brita da amostra 2 deste estudo

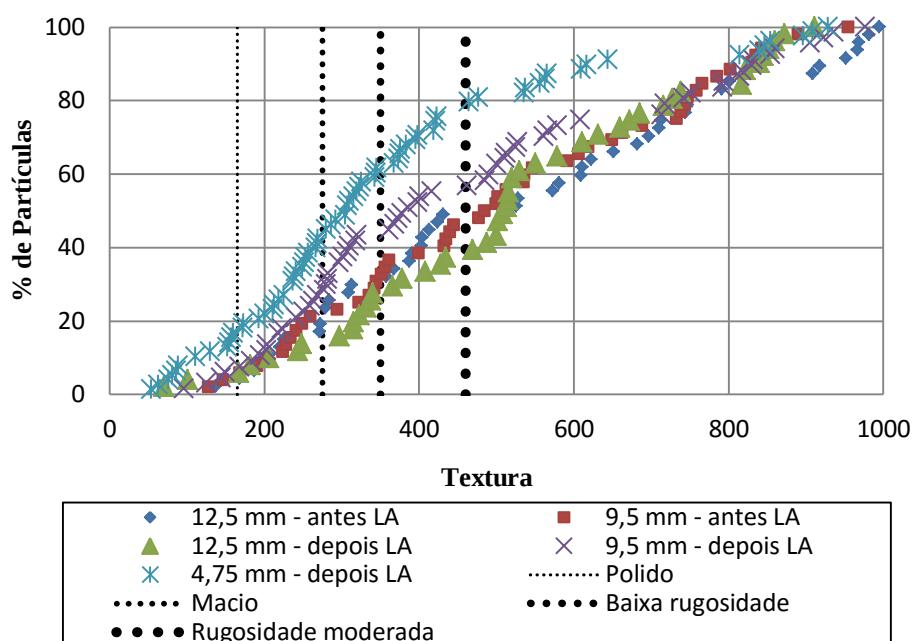


Figura 36 - Resultados obtidos da textura, apenas grãos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão *Los Angeles* para brita da amostra 2 deste estudo

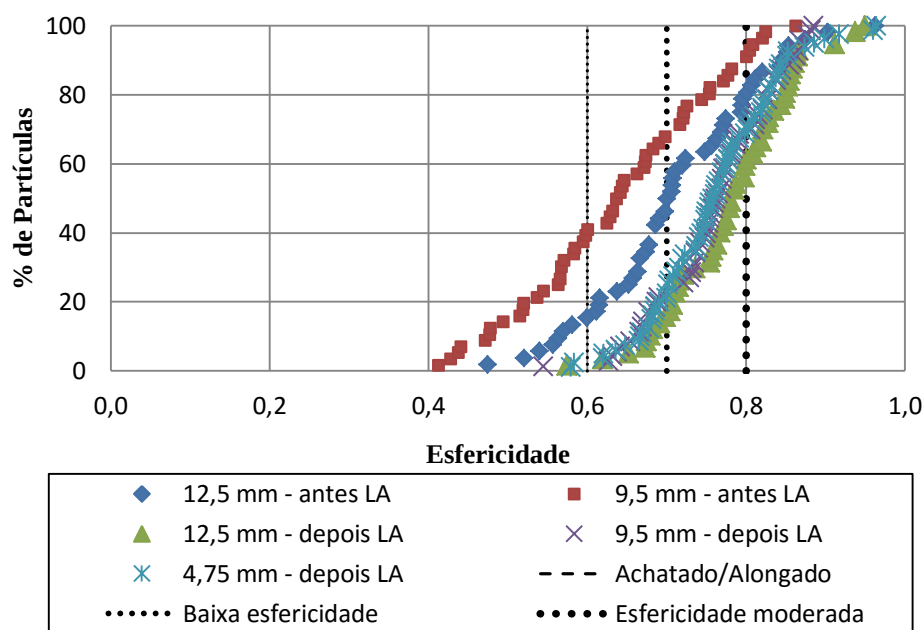


Figura 37 - Resultados obtidos da forma (esfericidade), apenas graúdos, pelo sistema AIMS 2 antes e depois do ensaio de abrasão Los Angeles para brita da amostra 2 deste estudo

É possível concluir após todas as análises que apesar de estarem os valores dos resultados para ambas as amostras de britas graduadas dentro de um mesmo limite quanto às classificações (subarredondada, rugosidade moderada e esfericidade baixa), elas diferem sim visualmente principalmente quanto a forma, e este fato não foi identificado pelo AIMS 2 porque a propriedade da Forma 2D só avalia as partículas miúdas.

4.2. RESULTADOS NO EQUIPAMENTO TRIAXIAL PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C1

Os ensaios conduzidos com essa curva granulométrica tiveram os respectivos estados de tensão, frequência e número de aplicação de cargas apresentados na Tabela 42.

Os corpos de prova foram moldados na energia Proctor Modificada e na umidade ótima de 5,8%.

Nas Figuras 38, 39, 40, 41 e 42 são apresentados os resultados de DP obtidos nos ensaios triaxiais de deformação permanente para C1 em estudo. Já a Figura 43 é a

plotagem do gráfico para pesquisa de ocorrência do *shakedown* segundo o modelo de Dawson e Wellner.

Tabela 42 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a brita da amostra 1 na C1 deste estudo

Ensaio	Tensão (kPa)		N	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	50	50	161.000	1
2	100		246.000	
3	150		160.000	
4	80	80	233.376	
5	160		167.000	
6	240		154.100	
7	120	120	160.000	
8	240		155.000	
9	360		236.000	

4.2.1. Análise da Deformação Permanente Total

É possível observar pelos gráficos das Figuras 38 e 39 que as deformações permanentes foram acumuladas mais rapidamente nos primeiros ciclos, variando esse acréscimo na taxa de crescimento de acordo com a aplicação de carga de cada ensaio. Posteriormente, a taxa de crescimento de deformação permanente diminuiu consideravelmente. Segundo GUIMARÃES (2009), todas as curvas que encontrou para Brita Graduada de Chapecó descreveram elevada taxa de crescimento nos ciclos iniciais para deformações permanentes acumuladas e da mesma forma apresentaram uma taxa bem menor de crescimento após determinado número de ciclos.

Outro comentário que pode ser feito é sobre a variação das deformações permanentes terem tendência a ser nula após certa quantidade de aplicações de carga. Em alguns ensaios (1, 2, 4 e 7) houve tendência da taxa ser nula com o acréscimo dos ciclos de carregamento, porém como também observou GUIMARÃES (2009), a taxa de acréscimo pode não chegar a se tornar nula apesar de diminuir bastante, como para os outros ensaios não citados.

Para melhor visualização, os valores de deformação permanente totais após 150 mil ciclos de ensaio, quantidade mínima recomendada pela Rede Temática de Asfalto, estão apresentados na Tabela 43.

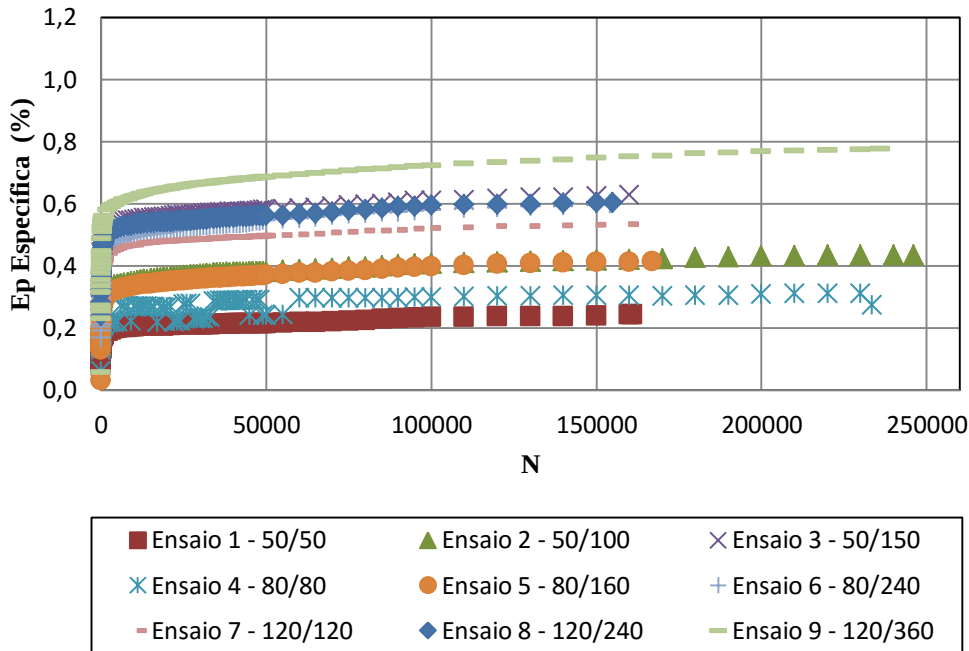


Figura 38 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a C1 deste estudo

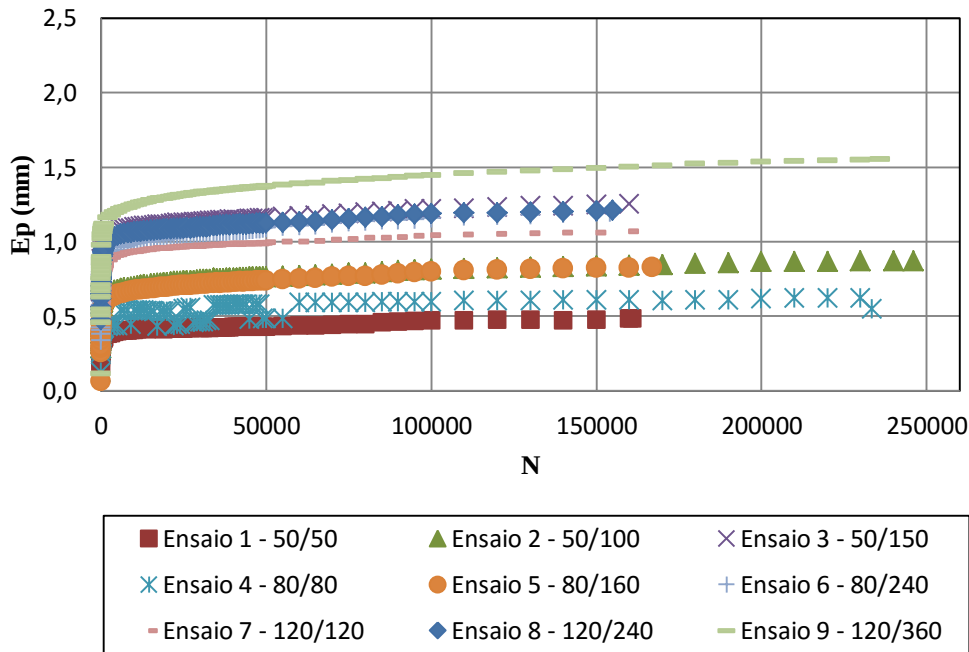


Figura 39 - Deformação Permanente Total para C1 deste estudo

De acordo com os valores obtidos para 150 mil ciclos, as maiores deformações permanentes acumuladas, considerando valores acima de 1 mm, foram aquelas referentes aos três ensaios de tensão confinante 120 kPa e os ensaios com razão de tensão 3, ou seja, os ensaios 3, 6, 7, 8 e 9. A mesma tendência ocorreu com as deformações permanentes específicas, por consequência. Considerando o ATR típico de 12,5 mm usual para deformações permanentes em projetos de rodovias de alto volume de tráfego, segundo GUIMARÃES (2009), os valores encontrados são baixos, embora se refiram à contribuição desta camada somente, e considerando uma espessura de 20 cm total deste material.

Tabela 43 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a curva C1 (amostra 1)

CURVA 1				
Ensaio	Tensão (kPa)		N = 150.000	
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)	ϵ_p (%)
1	50	50	0,478	0,24
2	100		0,835	0,42
3	150		1,247	0,62
4	80	80	0,609	0,30
5	160		0,822	0,41
6	240		1,196	0,60
7	120	120	1,062	0,53
8	240		1,206	0,60
9	360		1,494	0,75

Vale salientar examinando a tabela que as deformações permanentes acumuladas são maiores para tensões confinantes menores e para maiores tensões desvios. Essa informação quanto à influência da tensão desvio pode ser melhor visualizada nas Figuras 40, 41 e 42 onde é possível afirmar que a brita da amostra 1 nesta distribuição granulométrica (C1) é mais susceptível às deformações permanentes com o aumento da razão de tensões σ_d/σ_3 .

Pode-se observar que o aumento das deformações permanentes foi maior em conformidade com o aumento da tensão desvio para uma mesma tensão confinante. O ensaio 2 apresentou uma variação percentual de 74,69% (0,357 mm) comparada ao ensaio 1 e o ensaio 3 deformou 0,412 mm a mais que o ensaio 2, 160,88% a mais que o ensaio 1. De certa forma, o aumento foi proporcional à razão de tensão, o que também ocorreu para os demais ensaios dessa curva.

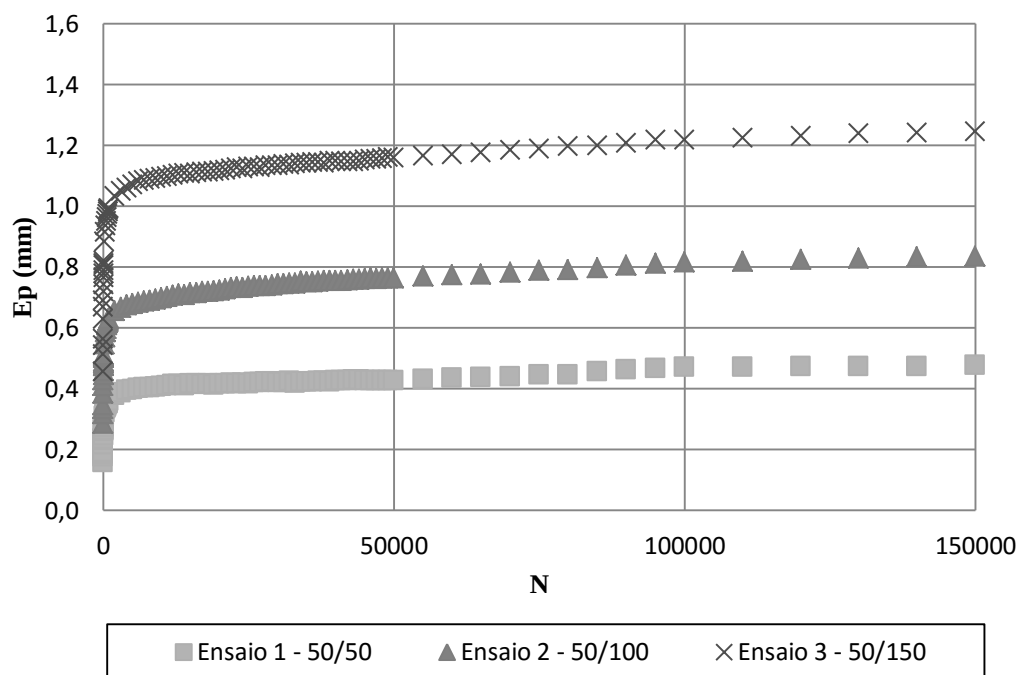


Figura 40 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C1

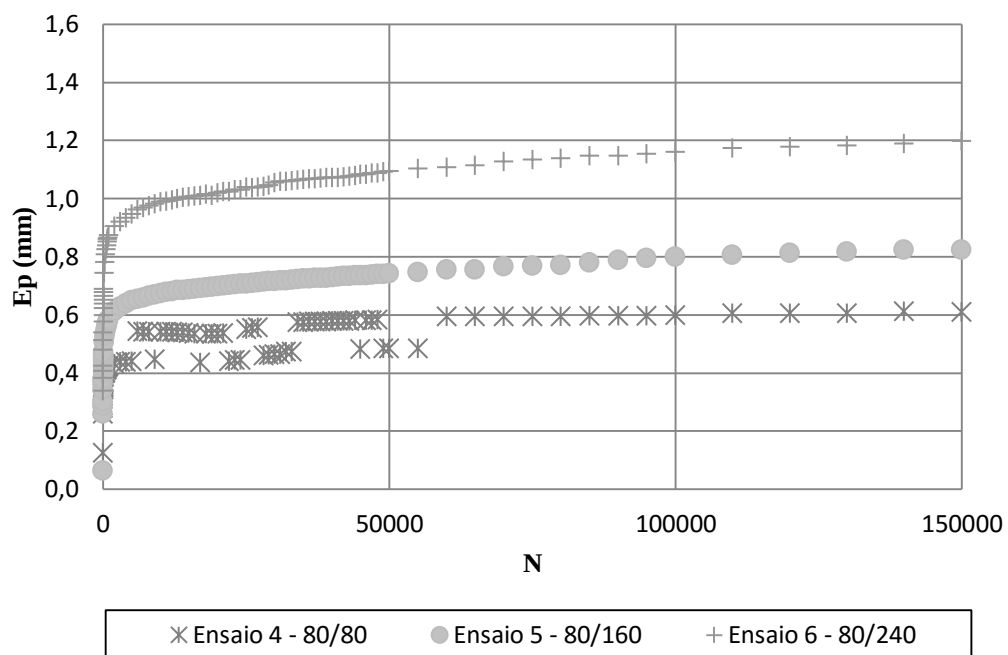


Figura 41 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C1

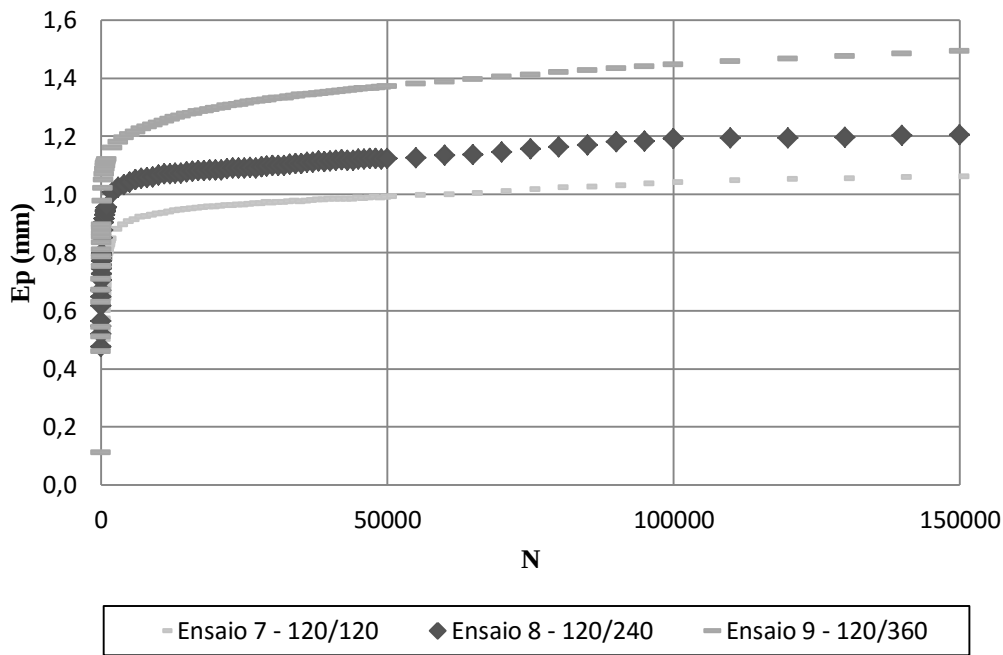


Figura 42 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C1

Outro fator relevante é que o aumento de deformação permanente acumulada é maior da razão de tensão 2 para a razão de tensão 3. Além disso, a razão de tensão 1 apresentou as mais baixas taxas de acréscimo de deformação permanente ao longo do ensaio após a etapa de aumento acelerado.

4.2.2. Análise do *Shakedown*

O gráfico na Figura 43 está representado segundo o modelo de Dawson e Wellner (1999), e as análises foram feitas de acordo com os níveis (A, B, C e AB) propostos por WERKMEISTER *et al.* (2001) e GUIMARÃES (2009) explicados nos Capítulos 2 e 3.

Os valores neste gráfico confirmam a tendência de acomodamento ao longo do período de carregamento que também foi possível de visualizar nas Figuras 38 e 39. Em outras palavras, as formas das curvas obtidas indicam que o nível de comportamento do material para essa distribuição é do tipo A (acomodamento plástico ou *Shakedown*).

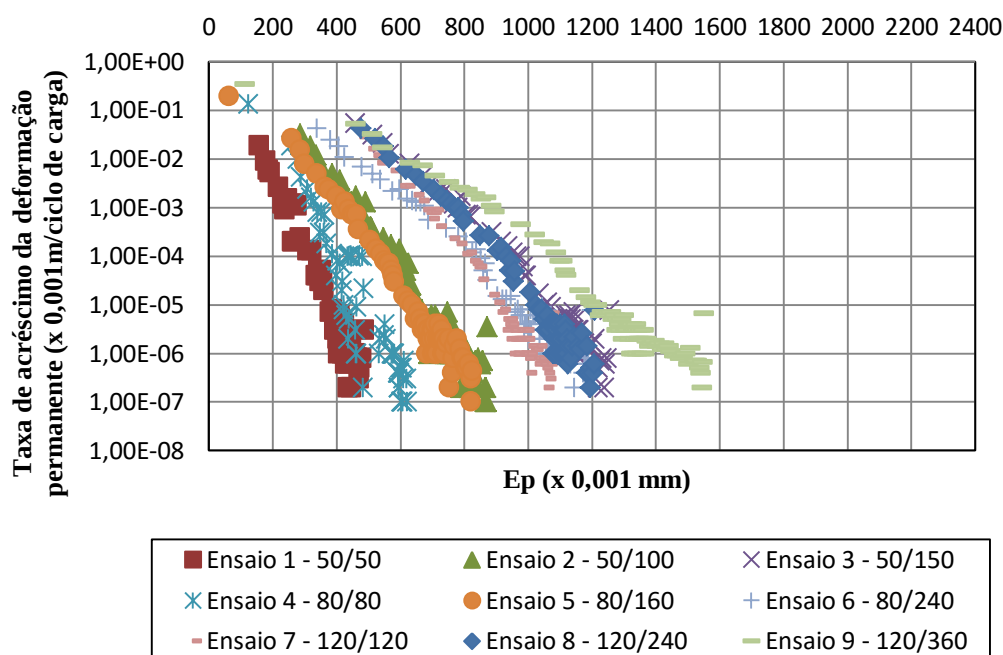


Figura 43 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* da C1 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner.

Outro fator que sustenta este enquadramento, é que as taxas de acréscimo atingiram valores na ordem de 10^{-7} para alguns dos ensaios como propôs WERKMEISTER (2003) para o nível A. Os ensaios que não chegaram a esse valor, apresentaram taxas de acréscimo entre 10^{-6} e 10^{-7} (x 0,001 m) por ciclo de aplicação de carga, próximos do limite. Uma hipótese para os ensaios não terem alcançado o limite desejado é que para estes seriam necessários mais ciclos de aplicação de carga.

4.2.3. Análise da Deformação Elástica e Módulo de Resiliência

Outra análise que pode ser feita com dados do ensaio triaxial de deformação permanente é pertinente às deformações elásticas ao longo de sua realização. Na Figura 44 é observada tendência das deformações elásticas diminuírem com o número de aplicação de ciclos para todos os ensaios dessa granulometria C1, com exceção do ensaio 4 para o qual não foi possível obter os valores da parte elástica.

Resultados semelhantes foram encontrados por GUIMARÃES (2001, 2009), em muitos materiais analisados pelo autor: rápidos decréscimos iniciais de deformações elásticas e posterior valores praticamente constantes.

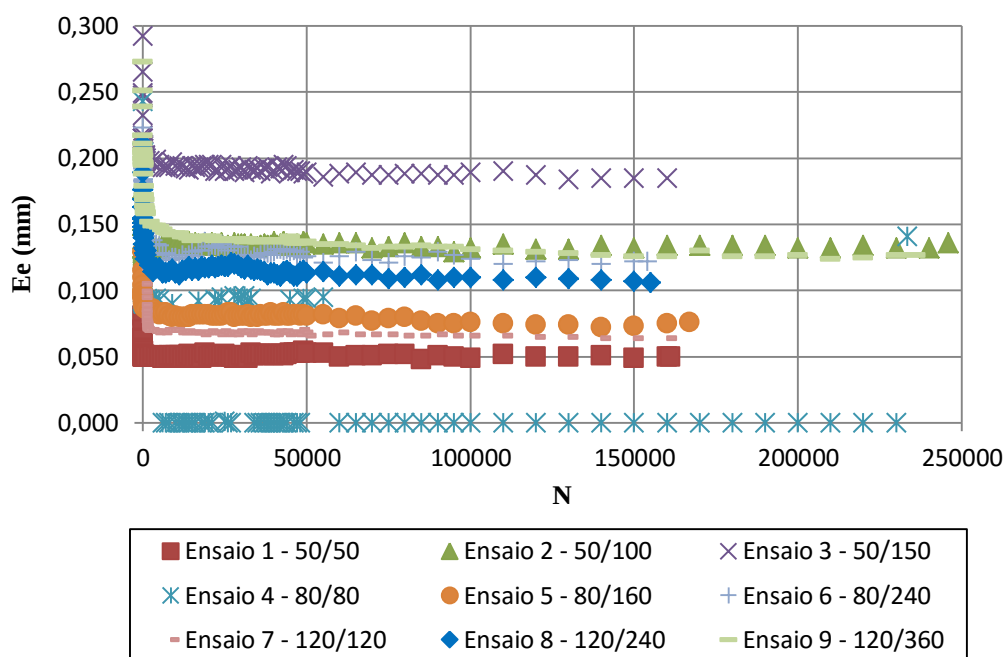


Figura 44 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C1 deste estudo

O menor nível de deformação elástica encontrada foi para o ensaio 1 de menores tensões aplicadas, porém não foi possível visualizar um padrão de comportamento devido aos três diferentes estados de tensões.

A Figura 45 apresenta os valores dos módulos de resiliência ao longo do carregamento do ensaio de deformação permanente, onde em cada corpo de prova as tensões são constantes durante os ciclos de aplicações de carga.

O módulo de resiliência para a amostra 1 arranjada na curva C1, aumentou bastante com o aumento da tensão confinante de 50 kPa para 80 e 120 kPa, no entanto não foi possível identificar nenhum padrão entre os ensaios.

Após o ensaio de deformação permanente, em cada corpo de prova foi realizado o ensaio de módulo de resiliência completo, incluindo condicionamento. Os resultados para cada corpo de prova podem ser representados por dois gráficos em escala logarítmica (log-log) com a relação MR pelas tensões confinante e desvio.

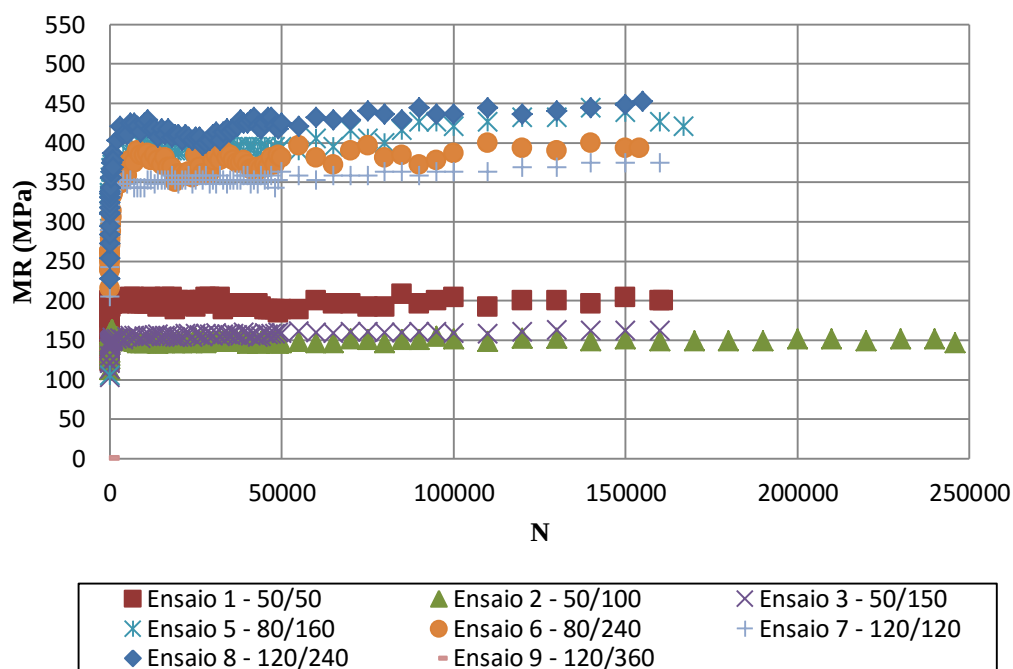


Figura 45 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C1 deste estudo

Os valores do MR pela tensão confinante resultam num melhor enquadramento por ser um material granular e os coeficientes para esse modelo ($MR = k_1 \cdot (\sigma_3)^{k_2}$) estão representados na Tabela 44.

Há uma tendência de crescimento do MR após DP com as razões de tensões. Os módulos de resiliência após o ensaio de deformação permanente, com exceção para os ensaios 80/240 e 120/240, foram menores que os MR encontrados de maneira convencional. O comportamento dessa brita para essa distribuição granulométrica foi semelhante ao comportamento da Brita Graduada de Chapecó analisada por GUIMARÃES (2009), que também não apresentou enrijecimento após as aplicações de cargas no ensaio de deformação permanente.

Tabela 44 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C1

Ensaio	MR = $k_1(\sigma_3)^{k_2}$		
	Depois da DP		
	k₁	k₂	R²
50/50	916	0,48	0,573
100/50	892	0,44	0,377
150/50	1227	0,55	0,479
80/80	846	0,47	0,428
160/80	1053	0,39	0,677
240/80	1868	0,69	0,904
120/120	896	0,43	0,464
240/120	1197	0,57	0,507
360/120	1641	0,57	0,860
Média:	1171	0,51	0,585
MR convencional			
Média:	1298	0,57	0,966
k₁ 1329	1283	0,56	0,955
k₂ 0,58	1406	0,58	0,967

4.2.4. Análise Granulométrica

No gráfico da Figura 46 estão representadas as distribuições granulométricas dos corpos de prova após os ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial.

A maioria dos ensaios resultou em maior quantidade de material fino, ou seja, pode-se perceber que houve variação do tamanho das partículas durante as aplicações de carga, por quebra ou abrasão.

Na Tabela 45 são mostradas as distribuições granulométricas, porcentagens passantes, do material ensaiado e a diferença por peneira comparada à curva granulométrica C1 inicial, lembrando que todos os corpos de prova foram montados com as quantidades de grãos em cada peneira pesados individualmente. Os valores negativos significam que houve um acréscimo na quantidade passante e valores positivos significam que passou menos material por aquela peneira.

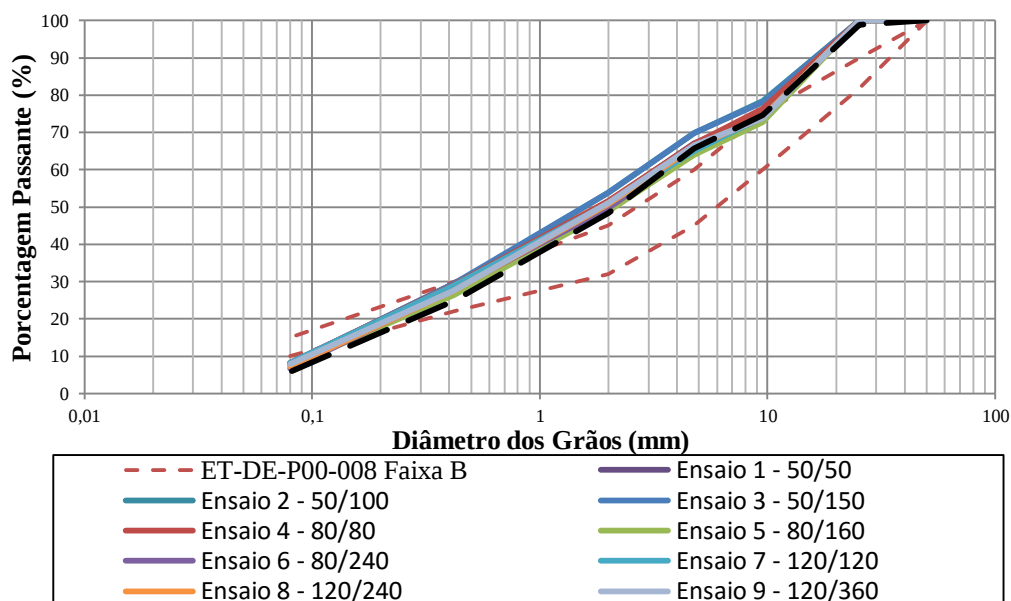


Figura 46 – Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C1 desta pesquisa

Tabela 45 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C1 desta pesquisa

% passante							
Peneiras	C1	50/50		50/100		50/150	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	75,5	74,8	0,7	78,4	-2,9	78,0	-2,5
#4	66,5	67,1	-0,6	69,9	-3,4	69,9	-3,4
#10	48,9	51,4	-2,5	53,9	-5,0	53,8	-4,9
#40	25,2	29,5	-4,3	29,2	-4,0	29,6	-4,4
#200	5,9	7,9	-2,0	8,2	-2,3	8,0	-2,1
Peneiras	C1	80/80		80/160		80/240	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	75,5	76,4	-0,9	72,8	2,7	73,9	1,6
#4	66,5	67,0	-0,5	64,0	2,5	65,5	1,0
#10	48,9	51,6	-2,7	48,9	0,0	49,8	-0,9
#40	25,2	29,2	-4,0	26,5	-1,3	27,9	-2,7
#200	5,9	8,3	-2,4	7,3	-1,4	6,8	-0,9
Peneiras	C1	120/120		120/240		120/360	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	75,5	74,1	1,4	74,1	1,4	73,8	1,7
#4	66,5	65,1	1,4	66,1	0,4	66,5	0,0
#10	48,9	51,0	-2,1	50,7	-1,8	51,2	-2,3
#40	25,2	29,1	-3,9	27,6	-2,4	27,6	-2,4
#200	5,9	8,2	-2,3	7,2	-1,3	7,8	-1,9

*Quando a diferença é positiva significa que houve aumento de partículas retidas nessa peneira.

Pode-se observar que houve um aumento de materiais passantes para maioria das peneiras em relação aos diferentes estados de tensões utilizados, como mostrado no gráfico com as curvas resultantes após os corpos de provas serem ensaiados.

A variação da quantidade de partículas passantes pode ser devido ao empacotamento e as forças aplicadas nos contatos entre grãos, e uma parcela pode ser pela variação da quantidade de material que foi colocado de cada peneira no corpo de prova devido ao operador, apesar de haver sido realizada o peneiramento e o fracionamento.

Analisando a Tabela 45, as peneiras que apresentaram maiores quantidades de materiais passantes foram as de abertura #10 (2,00 mm), #40 (0,425 mm) e #200 (0,075 mm). A peneira que reteve menos material foi a peneira #10.

4.3. RESULTADOS PARA CURVA GRANULOMÉTRICA C2

Seguem na Tabela 46, os estados de tensão, frequência e número de aplicação de cargas utilizados nos ensaios conduzidos com a curva granulométrica C2 deste estudo.

Tabela 46- Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a brita da amostra 1 na granulometria C2 deste estudo

Ensaio	Tensão (kPa)		N	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	50	50	160.000	1
2	100		160.000	
3	150		236.000	
4	80	80	165.000	
5	160		237.000	
6	240		161.000	
7	120	120	239.000	
8	240		200.000	
9	360		158.000	

Os corpos de prova foram moldados na energia Proctor Modificada e com umidade ótima de 4,9%.

Seus resultados quanto às deformações permanentes estão apresentados nas Figuras 47 referente à deformação permanente específica, 48 referente à deformação permanente

acumulada, 49 com as taxas de acréscimo de deformação permanente, e nas Figuras 50 e 51 com o gráfico quanto à deformação elástica e com o referente aos módulos de resiliência no decorrer do ensaio de deformação permanente, respectivamente.

4.3.1. Análise da Deformação Permanente Total

As deformações permanentes cresceram rapidamente nos primeiros ciclos aplicados nos corpos de provas. Esse comportamento foi semelhante para todos os ensaios dessa curva 2 como mostrado nas Figuras 47 e 48. Da mesma forma que para C1, depois de determinado número de ciclos de carregamento, as deformações permanentes tenderam a se estabilizar, diminuindo a taxa de acréscimo que em alguns ensaios se anula.

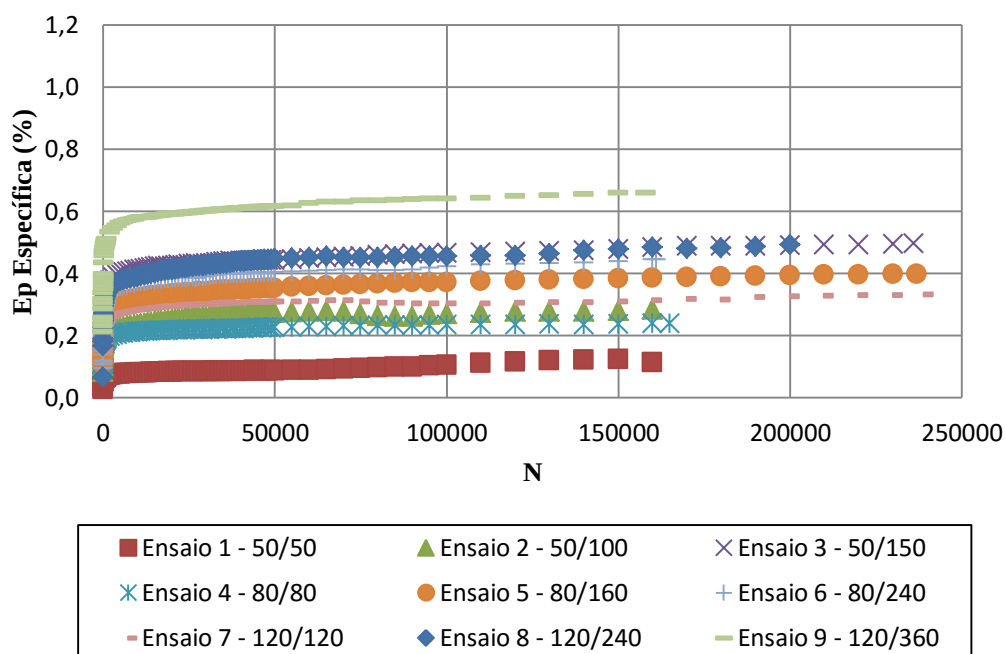


Figura 47 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a C2 deste estudo

Observando as curvas nas Figuras 47 e 48, nota-se que os ensaios apresentaram tendência ao acomodamento mais evidente comparado aos resultados da C1, e menores deformações permanentes acumuladas para todos os ensaios e menores taxas de acréscimo de deformações permanentes.

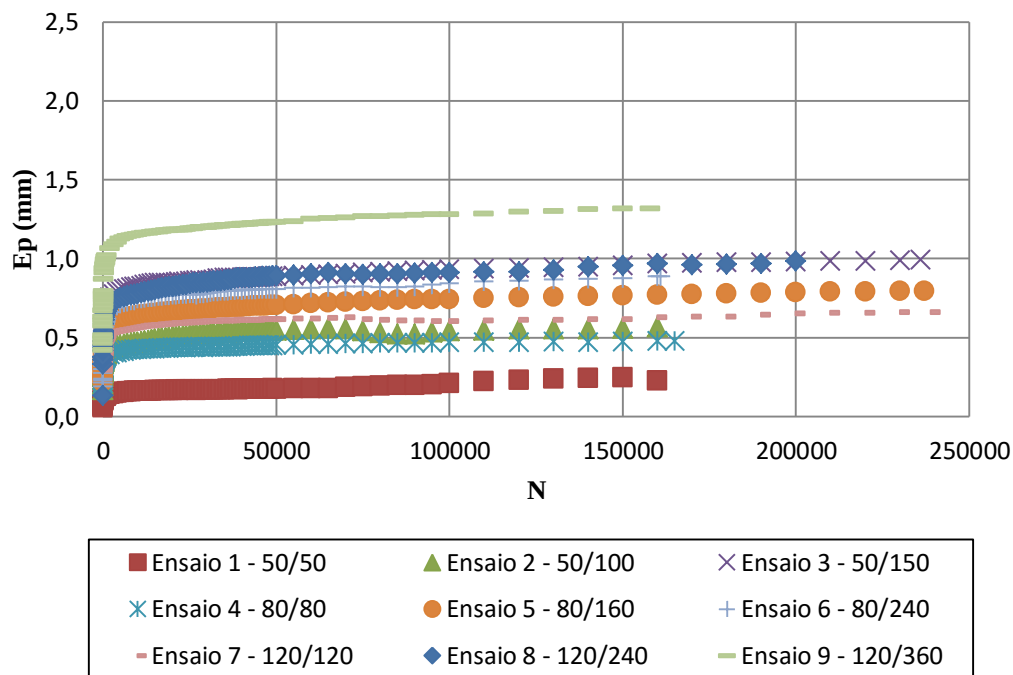


Figura 48 - Deformação Permanente Total para C2 deste estudo

Analisando os valores de deformações permanentes totais em 150 mil ciclos de carregamento para cada corpo de prova, apresentados na Tabela 47, vê-se que as DP crescem com o aumento da razão de tensão. Neste arranjo granulométrico, o único ensaio que resultou em deformação permanente acumulada maior que 1 mm foi o ensaio 9 no qual foram aplicadas as maiores tensões confinante e desvio.

Tabela 47 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C2

CURVA 2				
Ensaio	Tensão (kPa)		N = 150.000	
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)	ϵ_p (%)
1	50	50	0,245	0,12
2	100		0,561	0,28
3	150		0,957	0,48
4	80	80	0,472	0,24
5	160		0,768	0,38
6	240		0,876	0,44
7	120	120	0,616	0,31
8	240		0,956	0,48
9	360		1,317	0,66

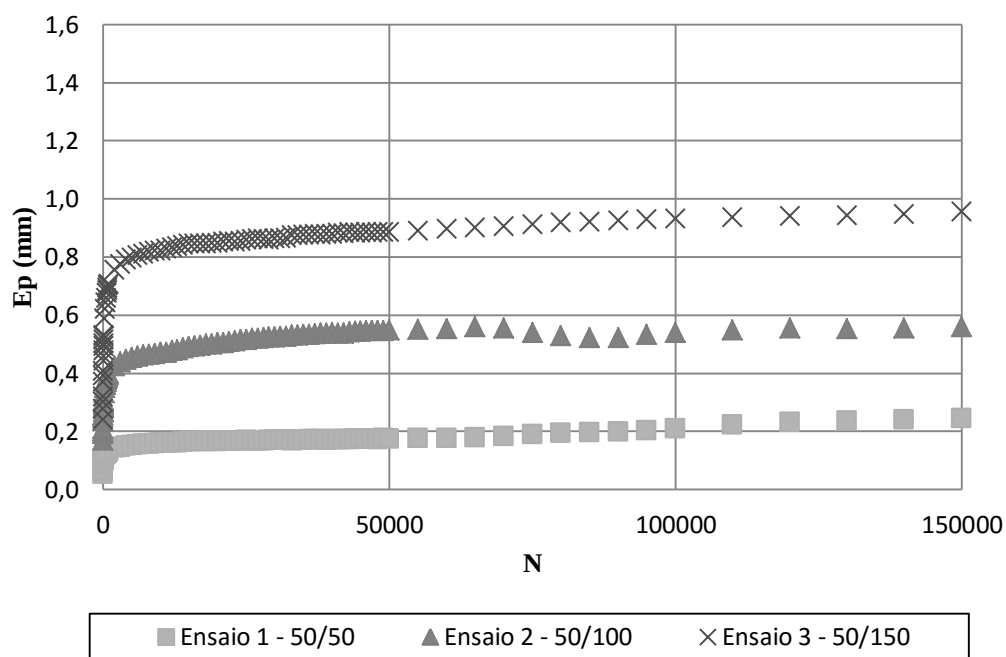


Figura 49 – Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C2

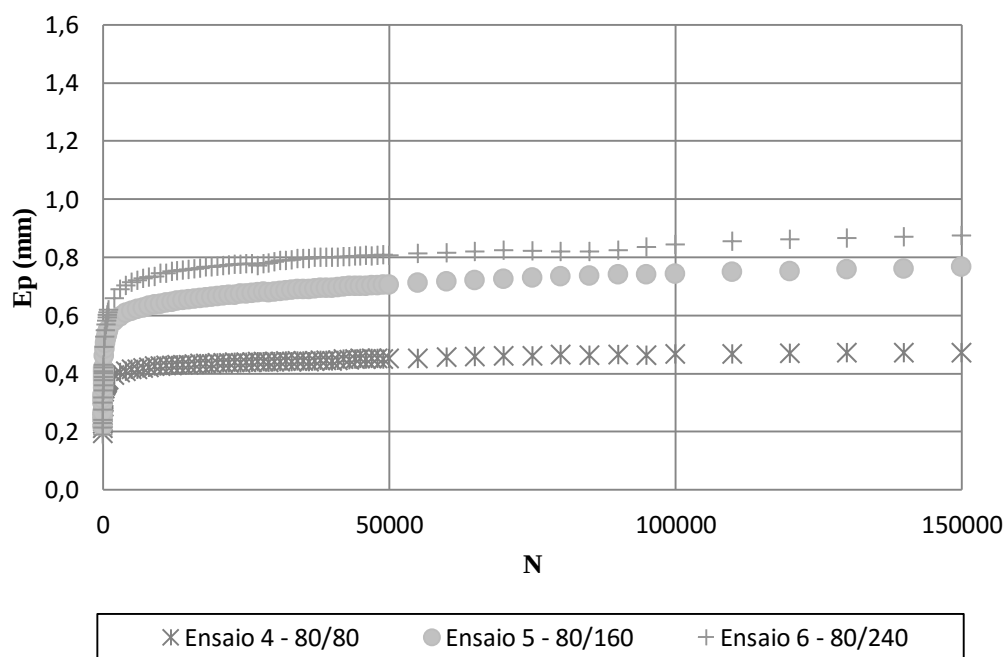


Figura 50 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C2

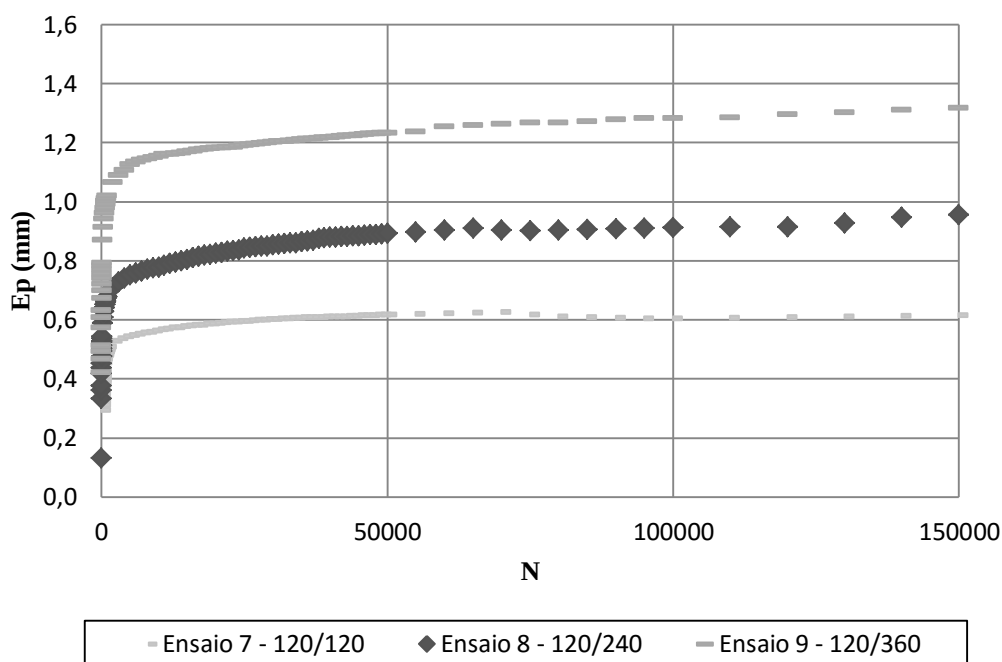


Figura 51 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C2

Diferente da curva 1, os ensaios cresceram com a razão de tensão com valores mais expressivos como é possível ver nas Figuras 49, 50 e 51. No entanto, o ensaio 6 de razão de tensão 3 para a tensão confinante de 80 kPa cresceu pouco comparado aos demais: apenas 0,108 mm (14,1%) a mais que o ensaio 5 enquanto os outros ensaios cresceram mais de 0,300 mm para as mesmas tensões confinantes com diferentes razões de tensões.

Da mesma forma que para curva 1, os ensaios que tiveram razão de tensão 1 apresentaram as mais baixas taxas de acréscimo de deformação permanente ao longo do ensaio após a etapa de aumento acelerado. Porém, o ensaio 8 não mostrou a tendência vista na curva 1 de maior aumento da deformação permanente acumulada para as razões de tensão 2 e 3.

4.3.2. Análise do *Shakedown*

Todos os ensaios para a curva C2, observada a Figuras 52, apresentaram taxa de acréscimo de deformação permanente acima de 10^{-6} , inclusive com menores deformações permanentes totais para todos os nove ensaios realizados comparados aos da curva C1.

Também é possível perceber pelas formas das curvas dos gráficos de deformação permanente que apesar de não ter atingido a taxa de 10^{-7} (x 0,001m/ciclo de carga), está ocorrendo uma tendência de taxa de deformação permanente de acomodamento do material. Para chegar a esse estado talvez fossem necessários maior quantidade de golpes aplicados.

Considerando os valores das taxas, os ensaios mostrados na Figura 52 representam um comportamento do tipo B, porém, considerando que o número de ciclos de carga não tenha sido suficiente para atingir o nível A, pode-se supor que este arranjo granulométrico pode ser de um material com acomodamento plástico.

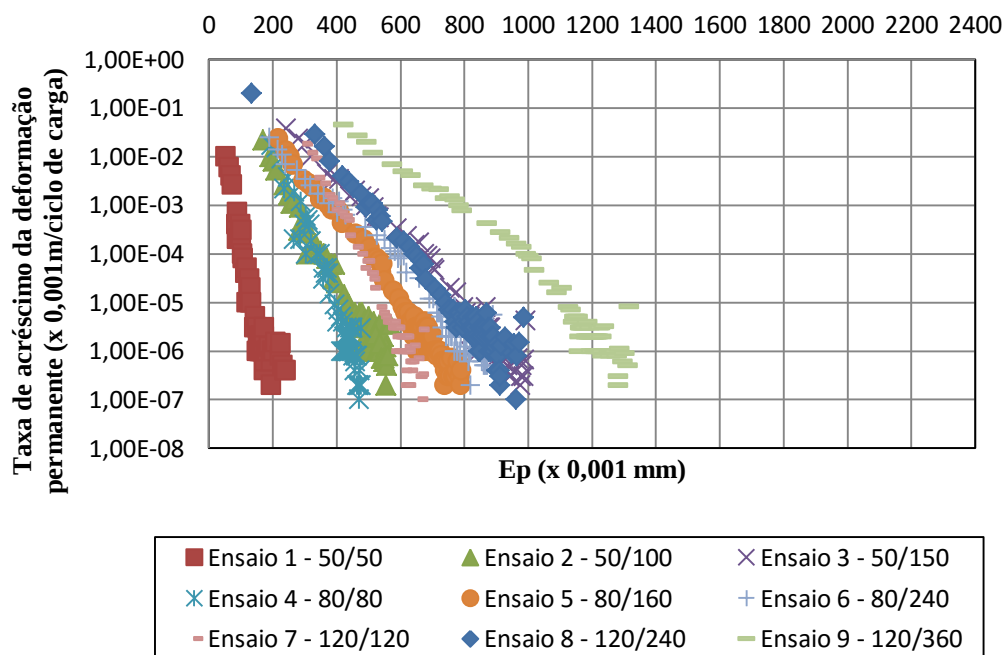


Figura 52 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* da C2 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner

4.3.3. Análise da Deformação Elástica e Módulo de Resiliência

Na Figura 53 são apresentadas as variações das deformações elásticas, ou resilientes, no decorrer das aplicações de cargas referentes aos nove ensaios realizados de deformações permanentes para a C2.

As curvas obtidas têm formas similares para todos os estados de tensões utilizados: tendência de decréscimo rápido nos ciclos iniciais, em geral, seguida de valor constante à medida que se aumentava o número de aplicação de cargas.

Ao se analisar o gráfico da Figura 53, observa-se que o maior nível de deformação elástica foi o do ensaio 3 ($\sigma_d = 150$ kPa e $\sigma_3 = 50$ kPa) de razão de tensão 3 e o menor referente ao ensaio 1 ($\sigma_d = 50$ kPa e $\sigma_3 = 50$ kPa) de razão de tensão 1, as menores tensões aplicadas neste estudo. Ou seja, a C2 apresentou para os mesmos estados de tensões os maiores e menores níveis de comportamento das deformações elásticas. Porém não foi possível ainda identificar um padrão geral.

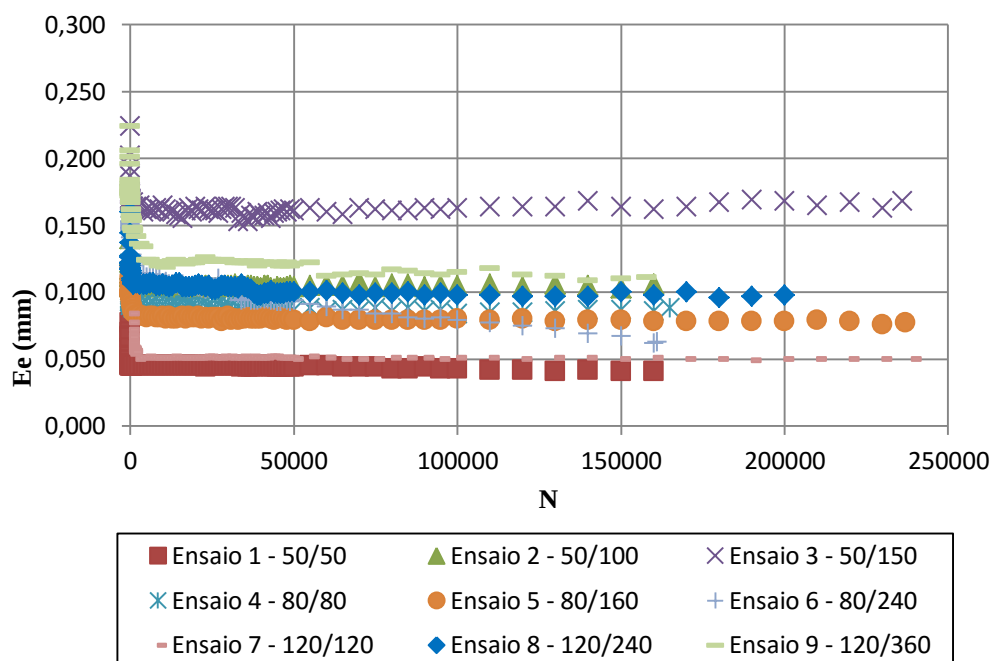


Figura 53 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C2 deste estudo

A Figura 54 apresenta os valores obtidos de módulo de resiliência considerando os valores de deformações elásticas específicas durante os ensaios de deformação permanente em cada corpo de prova.

Com exceção do ensaio 6 que teve seu módulo de resiliência aumentado consideravelmente sem apresentar sinal de acomodamento de rigidez do material, os demais ensaios tiveram constância de módulo após determinada quantidade de ciclos de carregamento aplicados. Os maiores módulos obtidos durante o ensaio de deformação

permanente foram para os ensaios com razão de tensão 2 e 3 para 80 kPa e todos para a tensão confinante de 120 kPa.

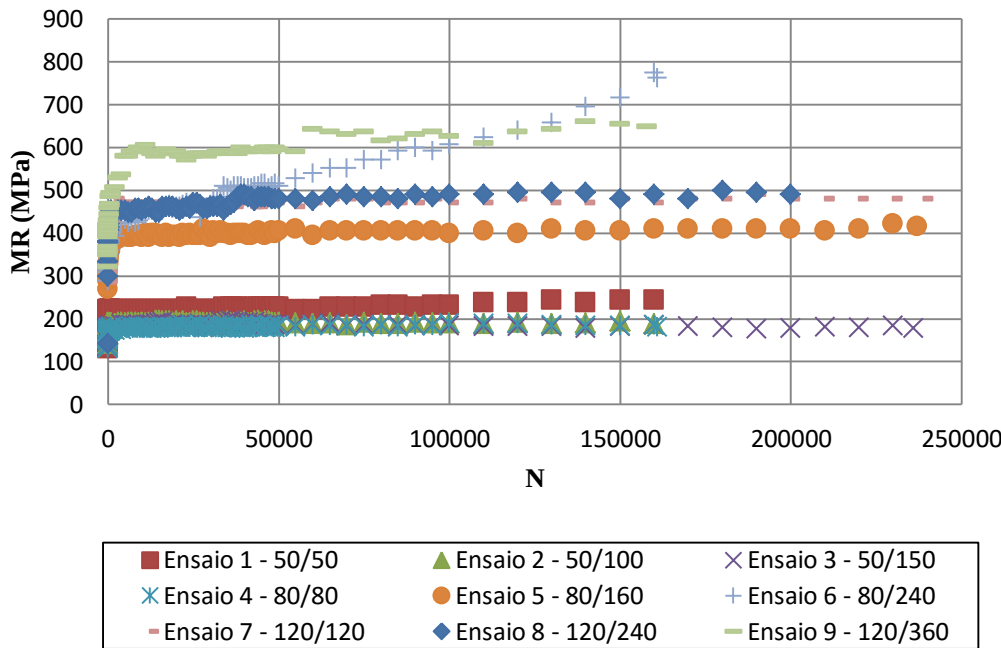


Figura 54 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C2 deste estudo

Na Tabela 48 estão os resultados referentes aos módulos de resiliência realizados de acordo com a norma após cada corpo de prova ter sido submetido ao ensaio de deformação permanente.

Tabela 48 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da C2			
Ensaio	MR = k ₁ (σ ₃) ^{k₂}		
	Depois da DP		
	k ₁	k ₂	R ²
50/50	515	0,23	0,089
100/50	690	0,31	0,190
150/50	796	0,34	0,159
80/80	1009	0,55	0,623
160/80	1326	0,49	0,782
240/80	1368	0,32	0,326
120/120	2636	0,83	0,834
240/120	1072	0,48	0,325
360/120	1227	0,39	0,579
Média:	1182	0,44	0,434
MR convencional			
Média:	1179	0,54	0,916
k ₁ 1176	1216	0,53	0,958
k ₂ 0,51	1133	0,45	0,853

Os coeficientes mostrados na Tabela 48 são função da tensão confinante e indicam que para a curva C2 também apareceu a tendência de crescimento do MR com as razões de tensões que ocorreu para os ensaios da C1. No entanto, os módulos após os ensaios de deformações permanentes das tensões confinantes de 120 kPa apresentaram MR da razão de tensão 1 maior que as de razão de tensões 2 e 3.

Como pode ser observado na Tabela 48, o módulo de resiliência médio dos MRs tradicionais foi menor que a média para os ensaios realizados após os ensaios de deformações permanentes. Esse resultado foi diferente do encontrado para a Brita Graduada de Chapecó por GUIMARÃES (2009) e C1. Pode-se dizer que neste caso a rigidez do material aumentou após ser submetido à longo período de aplicações de cargas.

4.3.4. Análise Granulométrica

Para a C2, as distribuições granulométricas dos corpos de prova após ensaio de deformação permanente e MR estão apresentadas no gráfico da Figura 55 e Tabela 49.

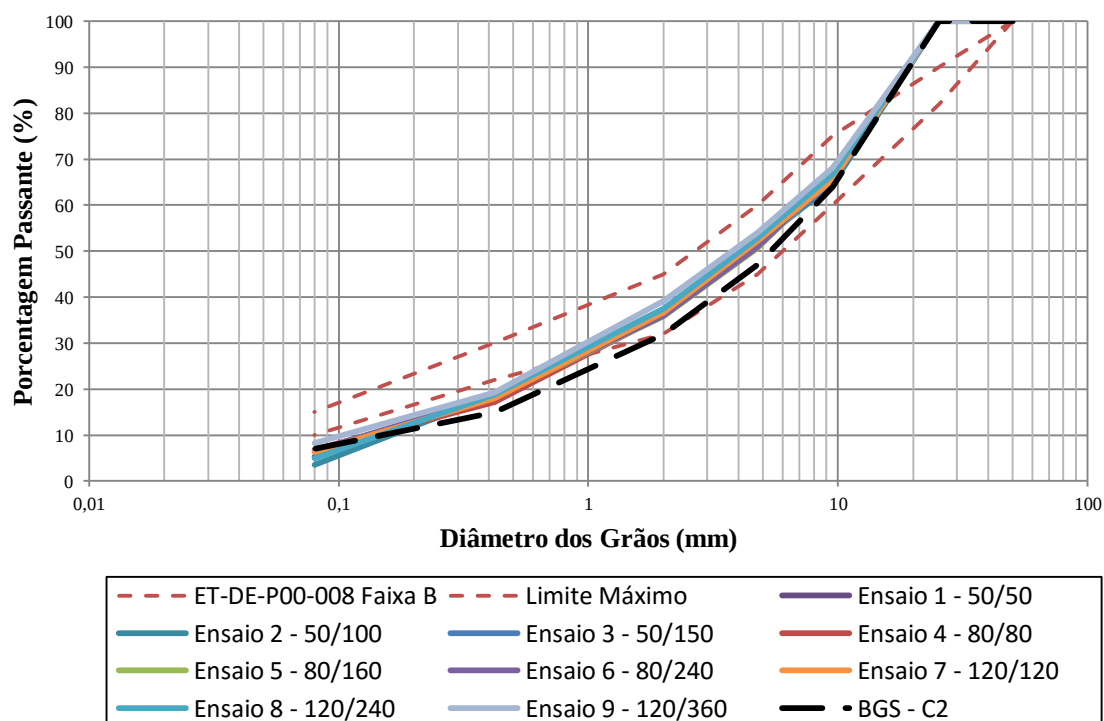


Figura 55 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C2 desta pesquisa

Os resultados indicam que houve acréscimo na quantidade de finos, porém diminuiu a quantidade de material abaixo da peneira #200 (0,075 mm), com exceção do corpo de prova correspondente ao estado de tensão $\sigma_d = 360$ kPa e $\sigma_3 = 120$ kPa.

Tabela 49 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C2 desta pesquisa

% passante							
Peneiras	C2	50/50		50/100		50/150	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	64,0	66,9	-2,9	64,6	-0,6	65,1	-1,1
#4	47,0	52,6	-5,6	51,7	-4,7	51,5	-4,5
#10	32,0	36,2	-4,2	37,3	-5,3	36,5	-4,5
#40	15,0	17,8	-2,8	18,7	-3,7	18,2	-3,2
#200	7,0	5,3	1,7	3,6	3,4	5,1	1,9
Peneiras	C2	80/80		80/160		80/240	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	64,0	66,8	-2,8	67,0	-3,0	67,0	-3,0
#4	47,0	51,7	-4,7	53,7	-6,7	52,8	-5,8
#10	32,0	36,1	-4,1	37,1	-5,1	37,0	-5,0
#40	15,0	17,2	-2,2	17,4	-2,4	17,9	-2,9
#200	7,0	6,8	0,2	4,3	2,7	4,1	2,9
Peneiras	C2	120/120		120/240		120/360	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	65,5	66,7	-1,2	66,7	-1,2	68,1	-2,6
#4	52,1	52,8	-0,7	52,8	-0,7	53,9	-1,8
#10	36,7	37,5	-0,8	37,5	-0,8	39,2	-2,5
#40	18,0	18,9	-0,9	18,9	-0,9	19,2	-1,2
#200	6,3	5,0	1,4	5,0	1,4	8,2	-1,9

*Quando a diferença é positiva significa que houve aumento de partículas retidas nessa peneira.

O fato da maioria das peneiras reterem menos material após peneiramento dos corpos de provas ensaiados é devido à granulometria utilizada, gráuda o suficiente para haver contato entre as partículas maiores e quebra quando aplicadas as tensões durante o ensaio. Já o aumento da quantidade retida entre as peneiras de abertura 40 (0,425 mm) e 200 (0,075 mm) é consequência também das quebras, mas que não foram suficientes para as partículas tornarem-se menores que 0,075 mm.

Observando a Tabela 49 vê-se que os maiores aumentos de materiais passantes ocorreram para as peneiras #4 (4,75 mm) e #10 (2,00 mm).

4.4. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C3

As informações dos estados de tensões, frequência e número de aplicações utilizados nos corpos de prova para os ensaios de deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas estão mostradas na Tabela 50.

Tabela 50 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 1 na granulometria C3 deste estudo

Ensaio	Tensão (kPa)		N	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	50	50	152.000	1
2	100		230.000	
3	150		237.780	
4	80	80	162.760	
5	160		159.200	
6	240		167.000	
7	120	120	153.000	
8	240		235.000	
9	360		220.000	

As moldagens dos corpos de prova foram feitas à umidade ótima de 7,0 % e na energia Proctor Modificada.

Os resultados referentes aos ensaios no equipamento triaxiais serão divididos quanto à deformação permanente, estudo do *shakedown*, deformação elástica, módulo de resiliência e granulometria após ensaios.

4.4.1. Análise da Deformação Permanente Total

Nas Figuras 53 e 57 estão os resultados das deformações permanentes acumuladas e as taxas de acréscimo das deformações permanentes, respectivamente.

Estudando esses gráficos é possível afirmar que os ensaios resultaram em deformações permanentes acumuladas consideravelmente altas comparadas às curvas 1, 2 e 4, todas com agregados da amostra 1, havendo para todos os ensaios grande aumento de deformações permanentes nos ciclos iniciais, característica vista em todas as demais curvas.

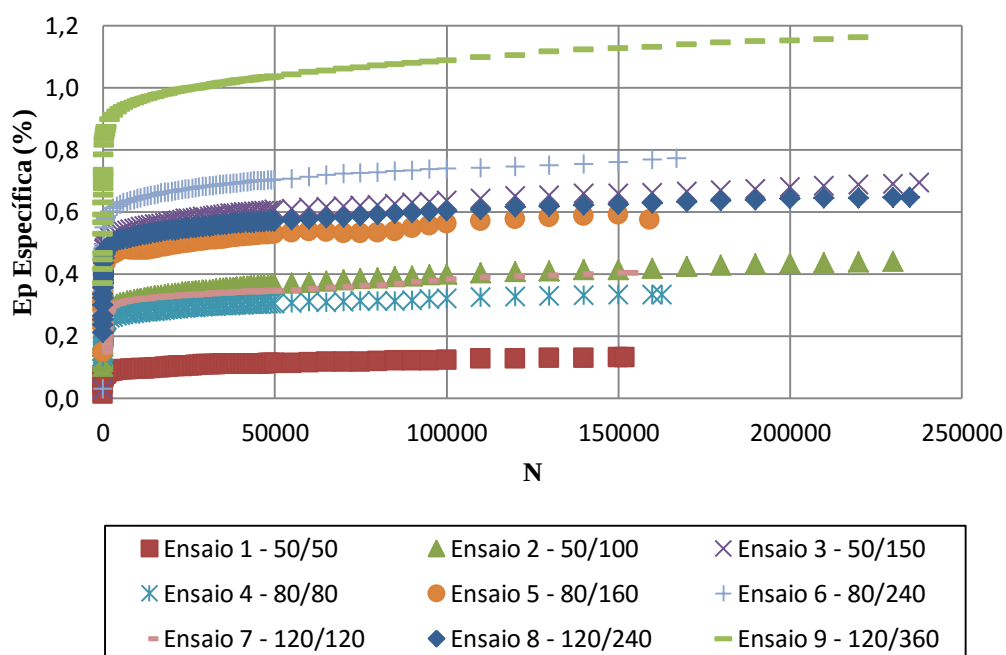


Figura 56 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a C3 deste estudo

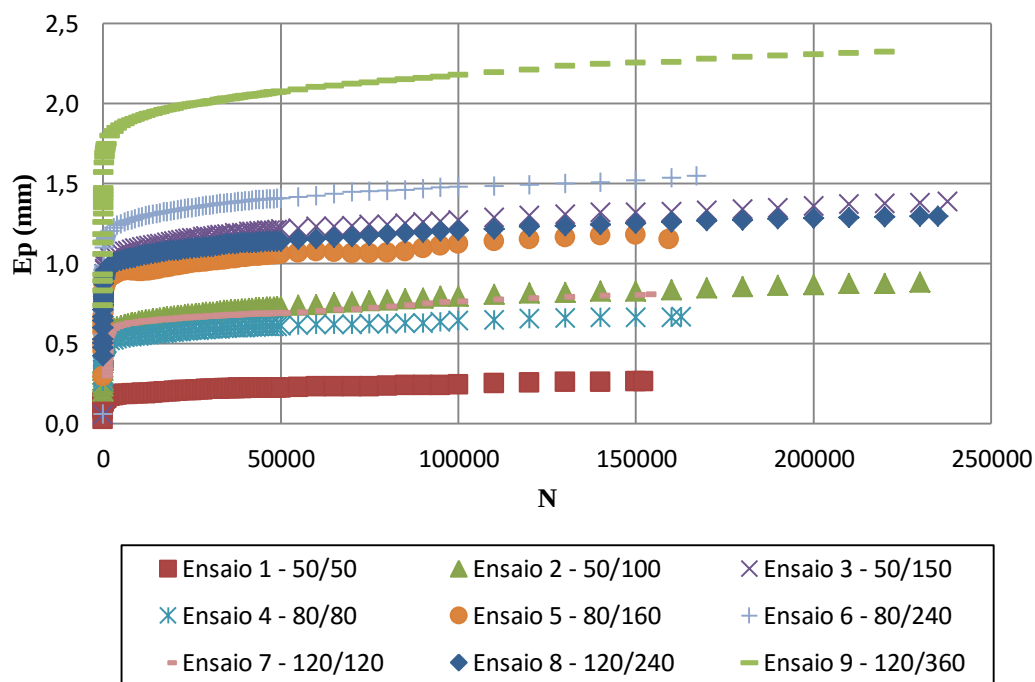


Figura 57 - Variação da Deformação Permanente Total com N para a C3 deste estudo

Neste arranjo granulométrico C3, o único ensaio que indica acomodamento é o referente às tensões confinante e desvio de 50 kPa.

Já o estudo da influência das razões de tensões foi feito observando as Figuras 58, 59 e 60, e a Tabela 51 para 150 mil ciclos: houve aumento das deformações permanentes acumuladas com o aumento das razões de tensões.

As deformações permanentes acumuladas durante os 150.000 primeiros ciclos de carregamentos foram notavelmente maiores que às das curvas C1 e C2.

Tabela 51 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C3

CURVA 3				
Ensaio	Tensão (kPa)		N = 150.000	
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)	ϵ_p (%)
1	50	50	0,263	0,13
2	100		0,830	0,42
3	150		1,320	0,66
4	80	80	0,666	0,33
5	160		1,181	0,59
6	240		1,519	0,76
7	120	120	0,806	0,40
8	240		1,250	0,63
9	360		2,256	1,13

Na Figura 58 é possível observar um aumento das deformações permanentes proporcionalmente ao aumento das tensões desvio e com o aumento da razão de tensão de 1, 2 e 3. No entanto, para 80 kPa, Figura 59, a diferença de deformação permanente acumulada diminuiu entre as razões de tensões 3 e 2. Já na Figura 60 observa-se grande aumento da DP para razão de tensão de 3.

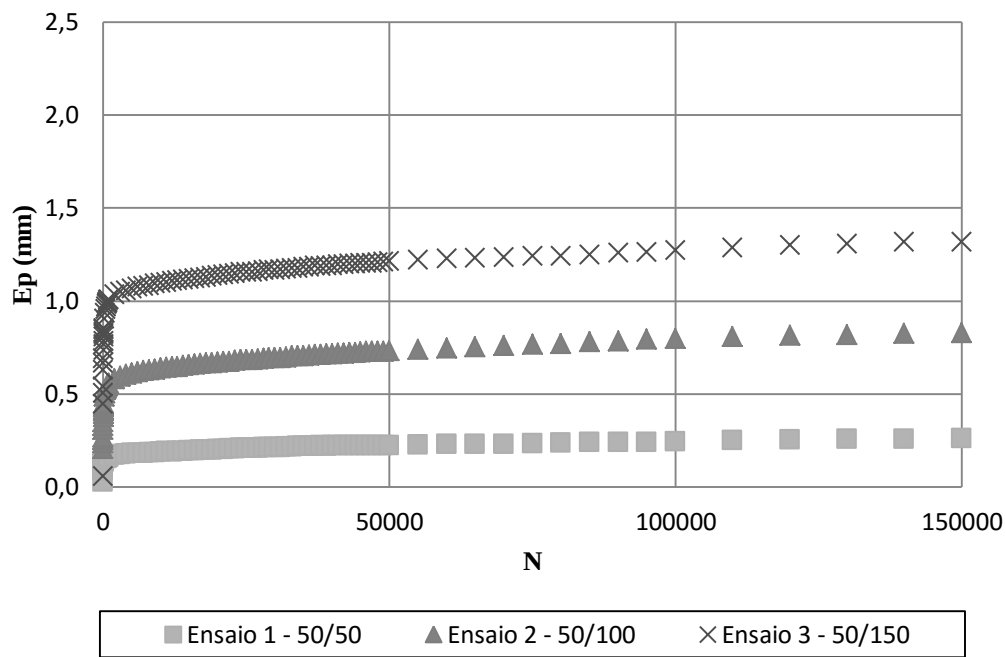


Figura 58 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C3

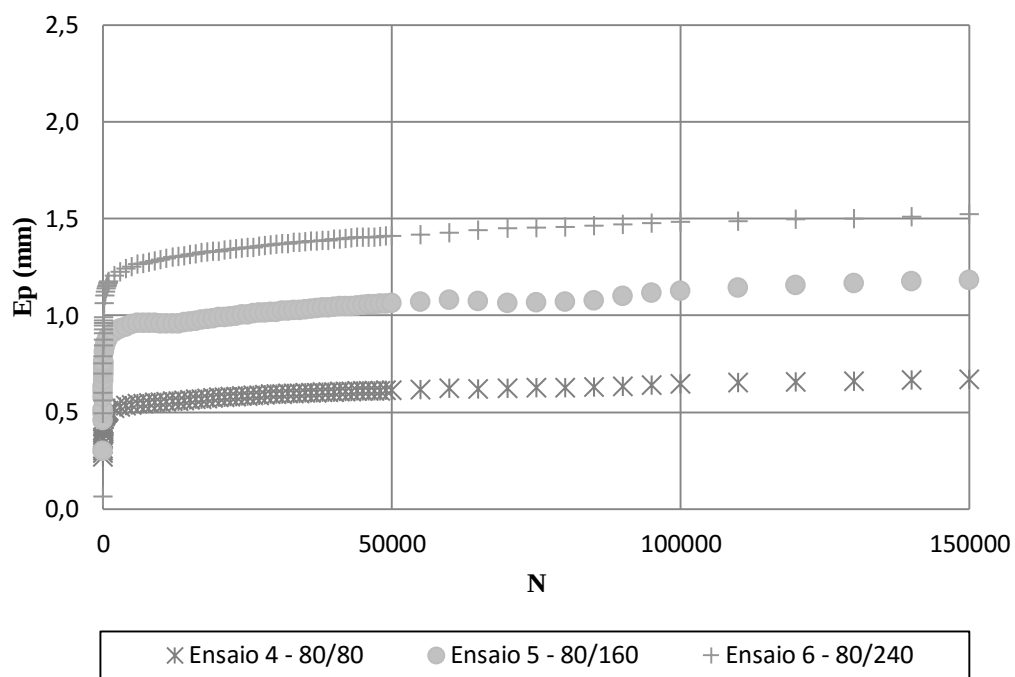


Figura 59 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C3

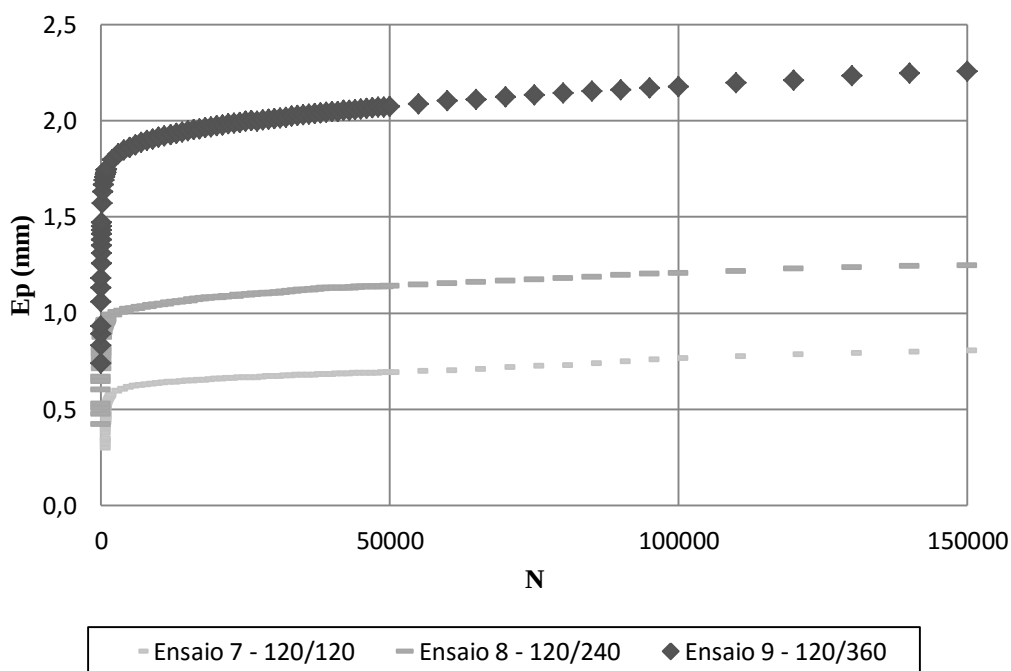


Figura 60 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C3

De modo geral, para curva C3 o aumento das deformações permanentes acumuladas cresceu conforme a razão de tensões aumentou, como ocorreu para as curvas C1 e C2. Porém, o acréscimo dessas deformações não foi proporcional ao aumento das tensões, para 4 ensaios: nos casos das tensões confinantes 50 e 80 kPa, em que a deformação permanente acumulada teve diferença de 0,567 mm (215,6 %) da tensão desvio 50 para 100 kPa e diferença de 0,490 mm (59 %) entre as tensões desvios 100 e 150 kPa, bem como o acréscimo da tensão desvio 80 kPa para 160 kPa que foi 0,515 mm (77,3 %) e o acréscimo desta para tensão desvio 240 kPa que foi de apenas 0,338 mm (28,6 %).

4.4.2. Análise do *Shakedown*

Pelo modelo de Dawson e Wellner utilizado para analisar os resultados dos ensaios de deformação permanente, Figura 61, é possível notar que todas as curvas atingiram a taxa de acréscimo de 10^{-6} e no outro formato de gráfico, Figura 57, mostraram formas de acomodamento plástico. Talvez a maioria das curvas pudessem alcançar o valor de taxa de acréscimo de 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de carga), pois a maioria chegou bem próximo.

Para essa curva granulométrica C3 com brita proveniente da Amostra 1, a análise do *Shakedown* indica nível B de comportamento, isto é, há escoamento plástico. Vale salientar que possivelmente os ensaios, com exceção do nono, poderiam chegar ao *Shakedown* caso tivessem sido submetidos a maiores aplicações de ciclos de carga.

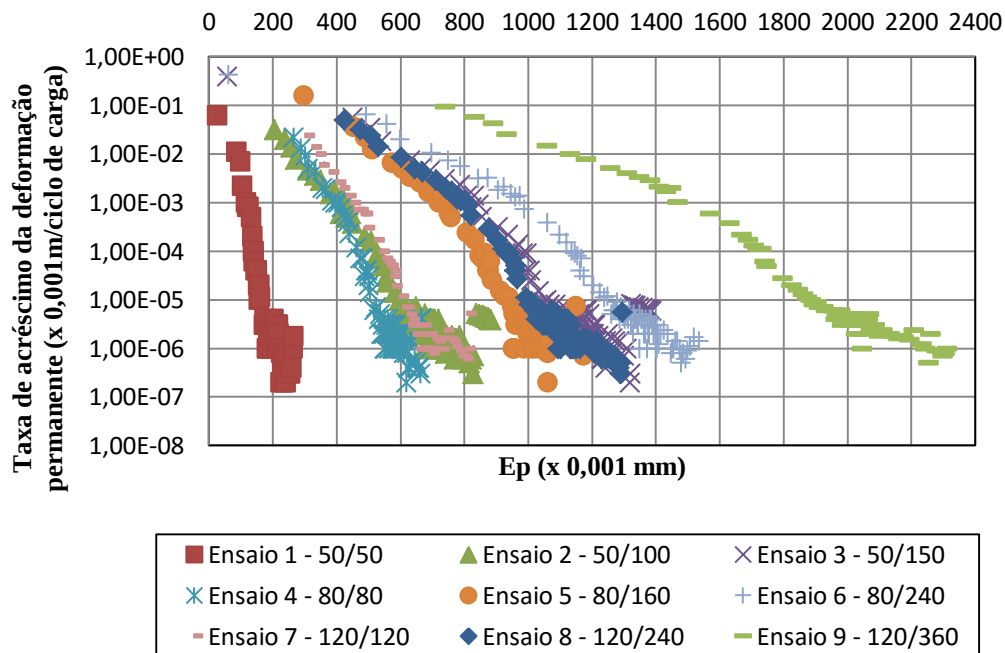


Figura 61 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* da C3 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner

4.4.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência

Os resultados das deformações elásticas ao longo dos ensaios triaxiais de deformações permanentes realizados para C3 estão apresentados na Figura 62.

Os pares de tensões utilizados para os nove ensaios foram semelhantes para as curvas C1 e C2, porém para esta curva C3 a tendência de crescimento das curvas no gráfico foi diferente quanto às tensões aplicadas e os níveis de deformações resilientes (mm) resultantes.

Em todos os ensaios fica evidenciado o rápido decréscimo das deformações elásticas nas aplicações iniciais de cargas N e posterior constância após determinados números de ciclos. Neste caso, o ensaio 1 ($\sigma_d = 50$ kPa e $\sigma_d = 50$ kPa) apresentou o menor nível

de deformação elástica e o ensaio 9 ($\sigma_d = 120$ kPa e $\sigma_d = 360$ kPa) apresentou o maior nível.

Para a C3, as deformações elásticas mostraram forte influência do estado de tensões, apresentando decréscimo maior para os ensaios com as menores razões de tensões e menor tensão confinante. Os maiores níveis de deformações elásticas foram encontrados para os ensaios com as maiores razões de tensões. A ordem de decréscimo apresentada a partir das maiores deformações elásticas é: Ensaio 9, Ensaio 8, Ensaio 6, Ensaio 3, Ensaio 8, Ensaio 5, Ensaio 2, Ensaio 7, Ensaio 4 e Ensaio 1.

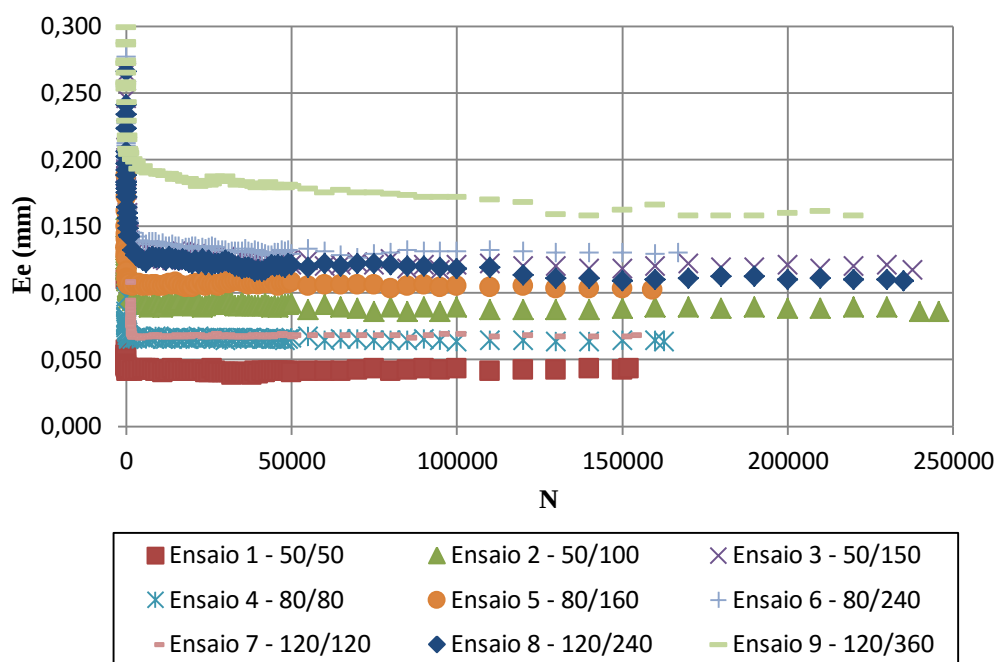


Figura 62 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C3 deste estudo

Os módulos de resiliência encontrados durante os ensaios de deformações permanentes estão apresentados na Figura 63. É notável que os quatro primeiros ensaios apresentaram MR bem próximos, enquanto os demais apresentaram módulos mais altos. Todavia, todos mostraram um padrão de valor quanto às razões de tensões: quanto maior a razão de tensão para determinada tensão confinante, maior o módulo de resiliência, ou melhor, o material enrijece mais com o aumento da tensão desvio.

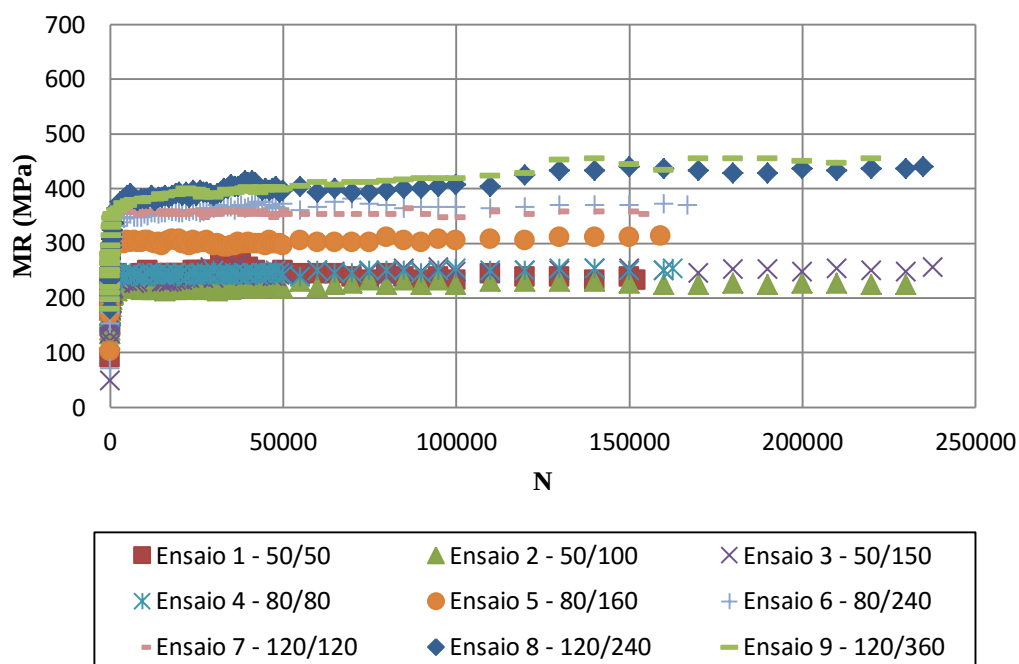


Figura 63 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C3 deste estudo

Os coeficientes dos módulos de resiliência realizados nos corpos de provas que sofreram solicitação dos ensaios de deformação permanente estão na Tabela 52. Também nessa tabela estão os coeficientes em relação aos ensaios tradicionais de módulo resiliência, em que foram realizados três ensaios com três corpos de provas distintos. Ambos os valores são em função da tensão confinante, com melhor enquadramento.

Dessa Tabela 52 é possível notar que os módulos após longo período de carregamento (mínimo 150 mil ciclos) para essa curva não seguiu o padrão de aumento de rigidez com o aumento das tensões. Mas é possível concluir que a média dos módulos após os ensaios de deformações permanentes foi maior, indicando assim que há aumento na rigidez do material com essa distribuição granulométrica C3 após muitas solicitações.

Tabela 52 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da C3

Ensaio	MR = $k_1(\sigma_3)^{k_2}$		
	Depois da DP		
	k1	k2	R²
50/50	935	0,51	0,972
100/50	926	0,50	0,928
150/50	2101	0,76	0,951
80/80	1221	0,61	0,961
160/80	968	0,43	0,649
240/80	1513	0,59	0,816
120/120	690	0,32	0,488
240/120	975	0,43	0,616
360/120	825	0,39	0,463
Média:	1128	0,50	0,760
MR convencional			
Média:	663	0,36	0,816
k1 711	704	0,26	0,622
k2 0,35	797	0,44	0,896

4.4.4. Análise Granulométrica

A partir da Figura 64 que mostra as novas distribuições granulométricas nos corpos de prova após terem sofrido solicitações no ensaio triaxial, conclui-se que houve pequeno aumento dos materiais finos para a maioria dos ensaios. Já quanto às partículas graúdas em maiores quantidades retidas pode ter sido proveniente de erros na montagem dos corpos de prova.

A observação da Tabela 53 permite analisar melhor a variação granulométrica ocorrida para cada corpo de prova. Com exceção das peneiras granulométricas #40 e #200 que mostraram maior quantidade de materiais passantes para a maioria dos ensaios realizados, as demais peneiras apresentaram acréscimo de materiais retidos.

Vale salientar que a distribuição granulométrica utilizada para montagem dos corpos de prova foi a mais fina utilizada para estudo nesta pesquisa.

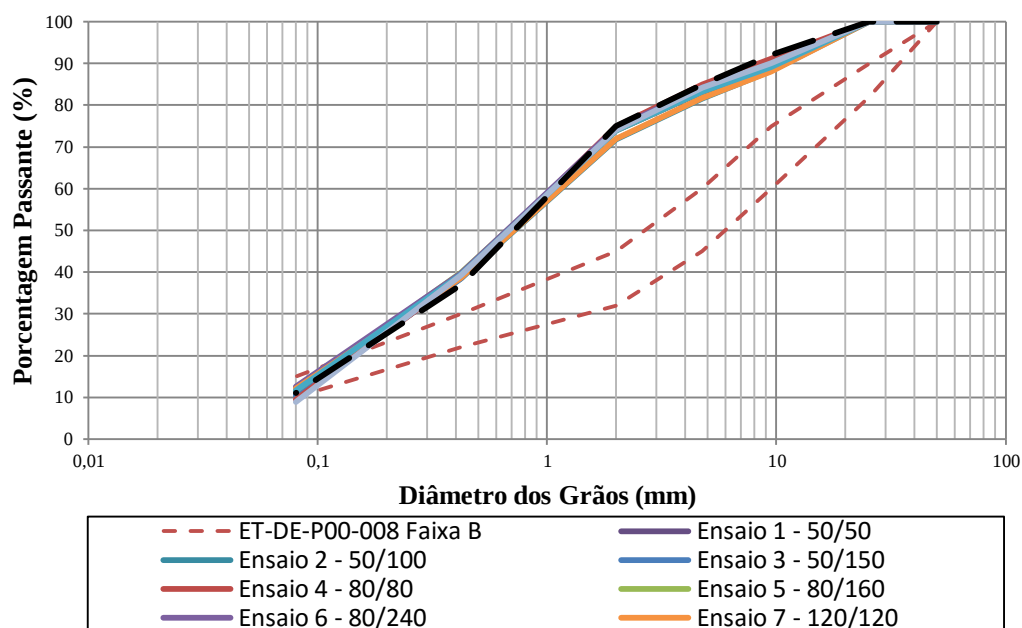


Figura 64 - Diferentes composições granulométricas dos CPs após ensaios no equipamento triaxial para C3 desta pesquisa

Tabela 53 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C3 desta pesquisa

% passante							
Peneiras	C3	50/50		50/100		50/150	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	92,0	88,6	3,4	88,1	3,9	90,3	1,7
#4	85,0	83,2	1,8	81,6	3,4	84,3	0,7
#10	75,0	73,9	1,1	71,7	3,3	74,5	0,5
#40	37,0	39,0	-2,0	38,5	-1,5	38,6	-1,6
#200	11,0	11,3	-0,3	10,4	0,6	10,4	0,6
Peneiras	C3	80/80		80/160		80/240	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	92,0	91,1	0,9	89,5	2,5	90,0	2,0
#4	85,0	85,0	0,0	83,2	1,8	84,2	0,8
#10	75,0	74,9	0,1	74,0	1,0	74,6	0,4
#40	37,0	38,8	-1,8	39,9	-2,9	39,7	-2,7
#200	11,0	9,4	1,6	11,7	-0,7	12,5	-1,5
Peneiras	C3	120/120		120/240		120/360	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	92,0	88,1	3,9	89,1	2,9	90,0	2,0
#4	85,0	81,8	3,2	83,3	1,7	84,2	0,8
#10	75,0	71,9	3,1	74,0	1,0	74,1	0,9
#40	37,0	38,7	-1,7	39,3	-2,3	39,3	-2,3
#200	11,0	12,1	-1,1	11,7	-0,7	8,8	2,2

*Quando a diferença é positiva significa que houve aumento de partículas retidas nessa peneira.

Uma explicação para o aumento da quantidade de materiais retidos na maioria das peneiras dá-se ao fato da colocação nos corpos de prova pelo operador, por outro lado, o não aumento de materiais passantes na maioria das peneiras se dá por conta da grande quantidade de finos existentes, o que impede contatos partícula-partícula das partículas com maiores dimensões diminuindo assim a quebra para esse arranjo do material.

4.5. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C4

Os valores das tensões, as quantidades de ciclos aplicadas e a frequência utilizada para cada ensaio dessa curva no equipamento triaxial de cargas repetidas estão apresentados na Tabela 54, sendo os corpos de prova compactados com 5,4 % de umidade ótima e energia Proctor Modificada.

Assim como as demais curvas, a curva C4 cumpriu os 150 mil ciclos mínimos recomendados pela Rede Temática de Asfalto, e as análises estão apresentadas na seguinte ordem: análise da deformação permanente total; análise do *shakedown*; análise do módulo de resiliência; e análise granulométrica.

Tabela 54 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da Amostra 1 na granulometria C4 deste estudo

Ensaio	Tensão (kPa)		N	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	50	50	160.000	1
2	100		171.000	
3	150		153.000	
4	80	80	164.912	
5	160		150.000	
6	240		248.700	
7	120	120	235.000	
8	240		247.950	
9	360		162.000	

4.5.1. Análise da Deformação Permanente Total

Nas Figuras 65 e 66 são apresentados todos os resultados dos ensaios de deformação permanente. Nesses gráficos observa-se que as representações dos ensaios tendem a se

tornar linear para um grande número de ciclos apesar da alta taxa de acréscimo de deformações permanentes iniciais.

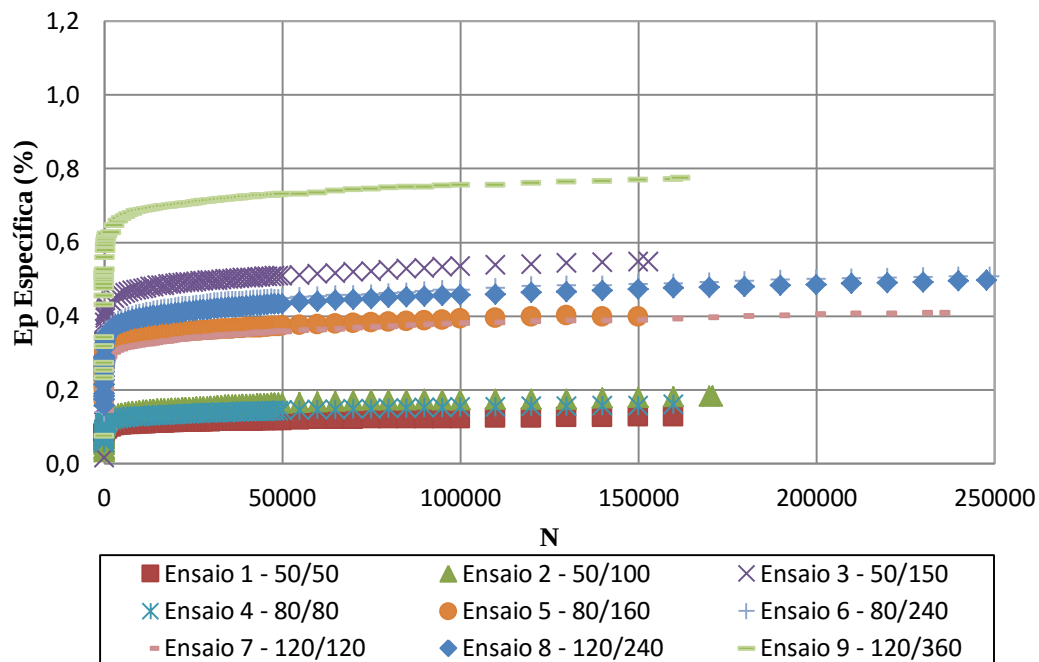


Figura 65 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita na granulometria C4 deste estudo

As porcentagens das deformações específicas dos corpos de prova mostradas na Figura 65 são consideradas baixas para uma situação de campo onde fosse adotada uma base com essa granulometria desse material e 20 cm de espessura.

Na Figura 66 a maior deformação permanente acumulada foi referente ao ensaio 9 que resultou num deslocamento total de 1,550 mm, utilizando as maiores tensões: confinante de 120 kPa e desvio de 360 kPa.

Em todos os ensaios se observa clara tendência de acomodamento da deformação permanente à medida que aumentou os ciclos de carregamento (N).

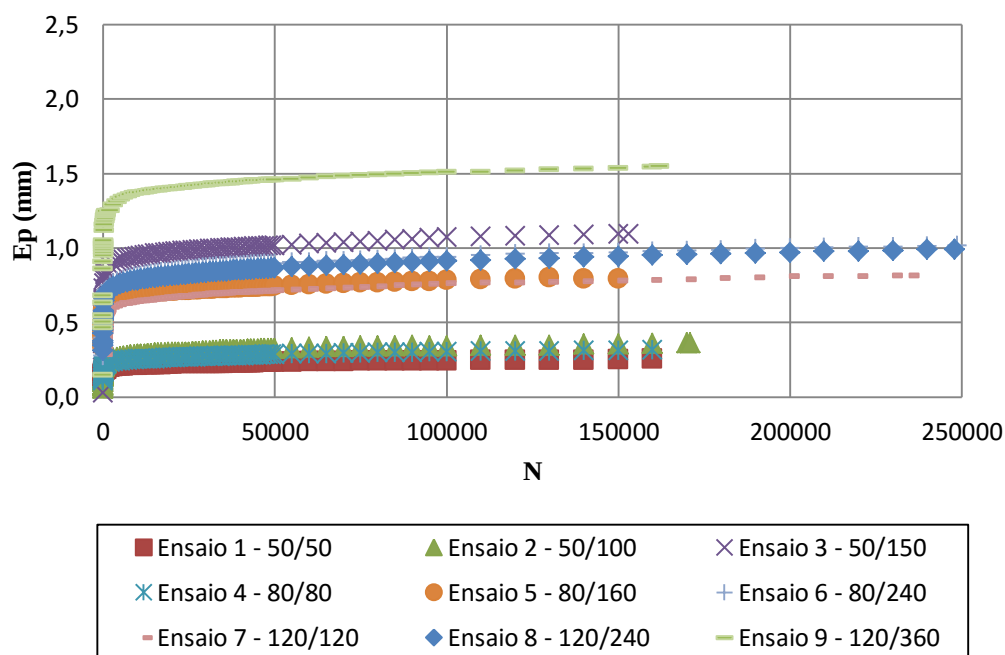


Figura 66 - Deformação Permanente Total para BGS na granulometria C4 deste estudo

Os ensaios apresentados nas Figuras 67, 68 e 69 correspondem a níveis de tensões confinantes semelhantes em cada gráfico, 50 kPa, 80 kPa e 120 kPa, respectivamente, e com tensões desvios variando em razões de tensões 1, 2 e 3, para 150 mil ciclos de carga. A Tabela 55 especifica esses valores.

Tabela 55 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a amostra 1 na granulometria C4

CURVA 4				
Ensaio	Tensão (kPa)		N = 150.000	
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)	ϵ_p (%)
1	50	50	0,253	0,13
2	100		0,357	0,18
3	150		1,093	0,55
4	80	80	0,314	0,16
5	160		0,794	0,40
6	240		0,972	0,49
7	120	120	0,779	0,39
8	240		0,944	0,47
9	360		1,539	0,77

Nas Figuras 67, 68 e 69 é visível que o padrão permaneceu o mesmo quanto às razões de tensões: aumento das deformações permanentes acumuladas com o aumento da razão

de tensões. Porém, as deformações permanentes acumuladas não cresceram de modo uniforme.

No caso do ensaio 3, referente a tensão confinante de 50 kPa, a deformação permanente acumulada em 150 mil ciclos foi considerada bem elevada se comparada à mesma razão de tensão para $\sigma_3 = 80$ kPa. Houve acréscimo de 0,736 mm (206,16 %) do ensaio 2 para o ensaio 3, sendo que o 2 havia aumentado apenas 0,104 mm (41,11 %) em relação ao ensaio 1, isto é, nessa sequência de ensaios a deformação permanente variou de 0,253 a 1,093mm (332,02 %).

Considerando a segunda sequência de ensaios com $\sigma_3 = 80$ kPa, verifica-se que o acréscimo da deformação permanente acumulada da razão de tensão 1 para 2, foi de 152,9% (0,480 mm), superior à diferença entre os ensaios 5 e 6 que foi de 22,42% (0,178mm).

Já as curvas relativas aos ensaios de tensão confinante de 120 kPa mostraram tendência semelhante aos resultados da $\sigma_3 = 50$ kPa dessa C4 observada na Figura 69. Comparando-se os ensaios 9 com 8 e 8 com 7, tem-se, respectivamente, 63,03% (0,595 mm) e 21,18% (0,165 mm) de diferença.

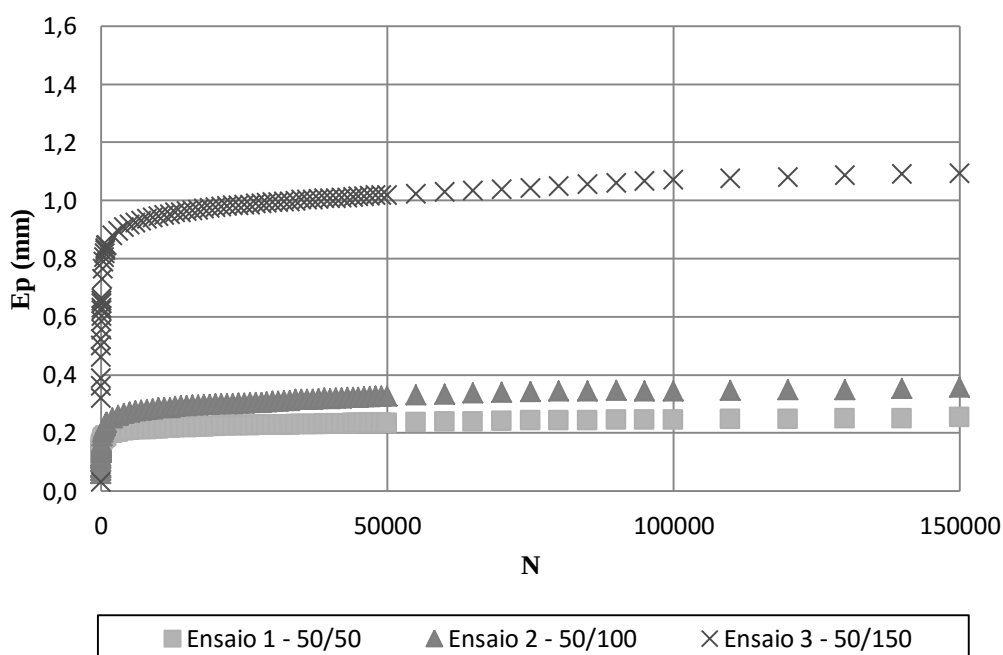


Figura 67 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da granulometria C4 da amostra 1

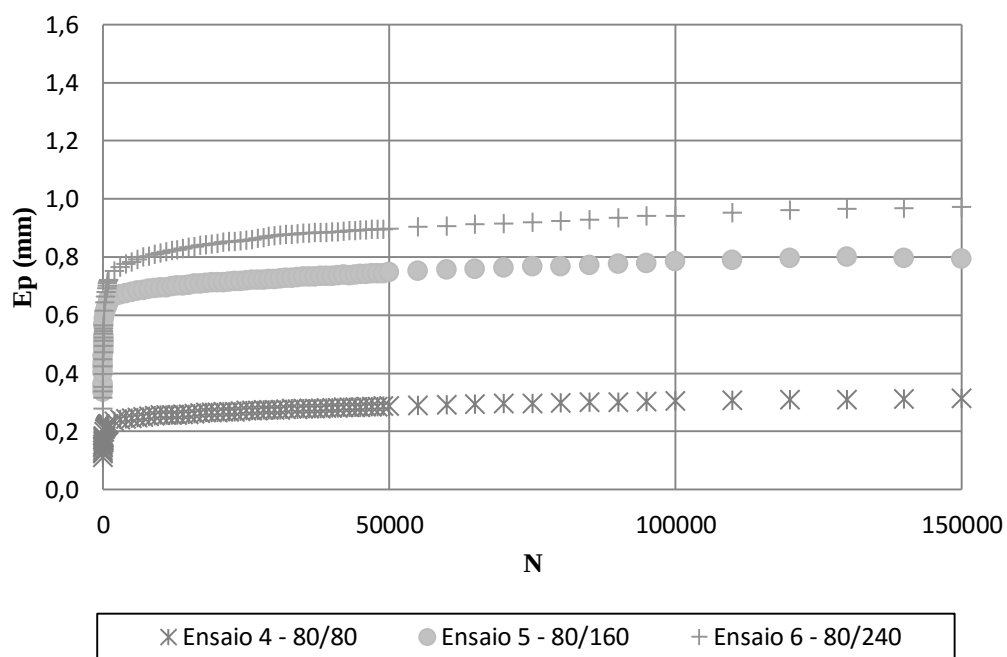


Figura 68 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da granulometria C4 da amostra 1

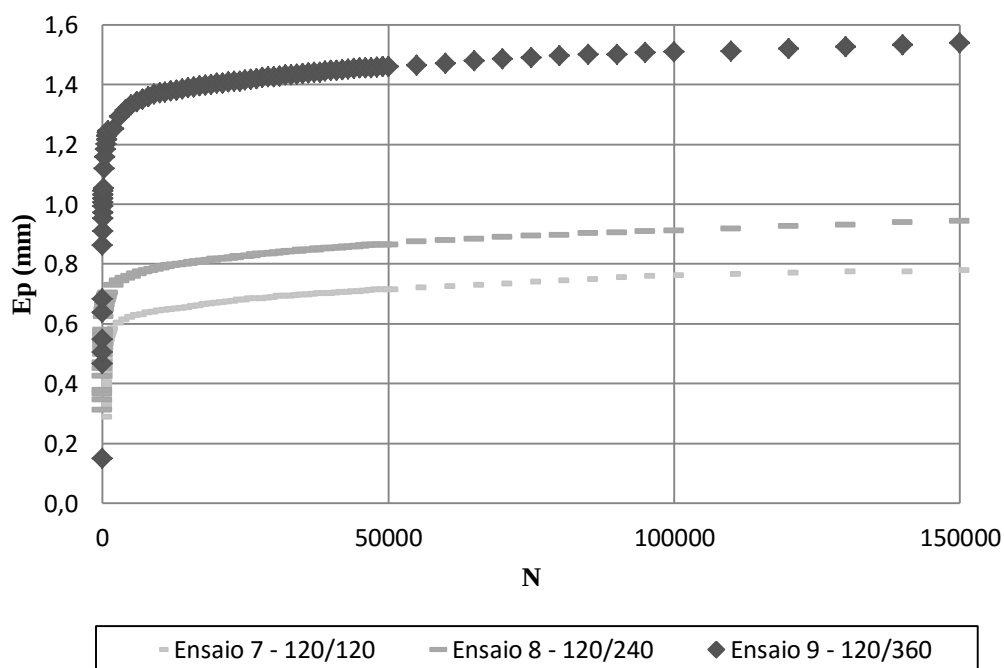


Figura 69 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da granulometria C4 da amostra 1

4.5.2. Análise do *Shakedown*

Da análise da Figura 70 onde os resultados dos ensaios de deformação permanente para C4 estão apresentados no modelo gráfico de Dawson e Wellner, pode-se constatar que a

maioria dos ensaios apresentaram comportamento típico de nível B, ou seja, escoamento plástico.

Observando o gráfico é possível perceber que apenas dois ensaios alcançaram a taxa de acréscimo de 10^{-7} (x 0,001 m) a cada novo ciclo. Como os demais ensaios atingiram a ordem de grandeza de 10^{-6} (x 0,001 m/ciclo de carga), segundo a classificação de Werkmeister, o material teve comportamento de nível B, escoamento plástico.

Vale salientar que apesar da maioria dos ensaios não terem atingidos a taxa para ser considerado com acomodamento, estes apresentaram valores bem próximos, o que indica que o número de ciclos de cargas aplicado pode não ter sido suficiente para definir melhor o acomodamento.

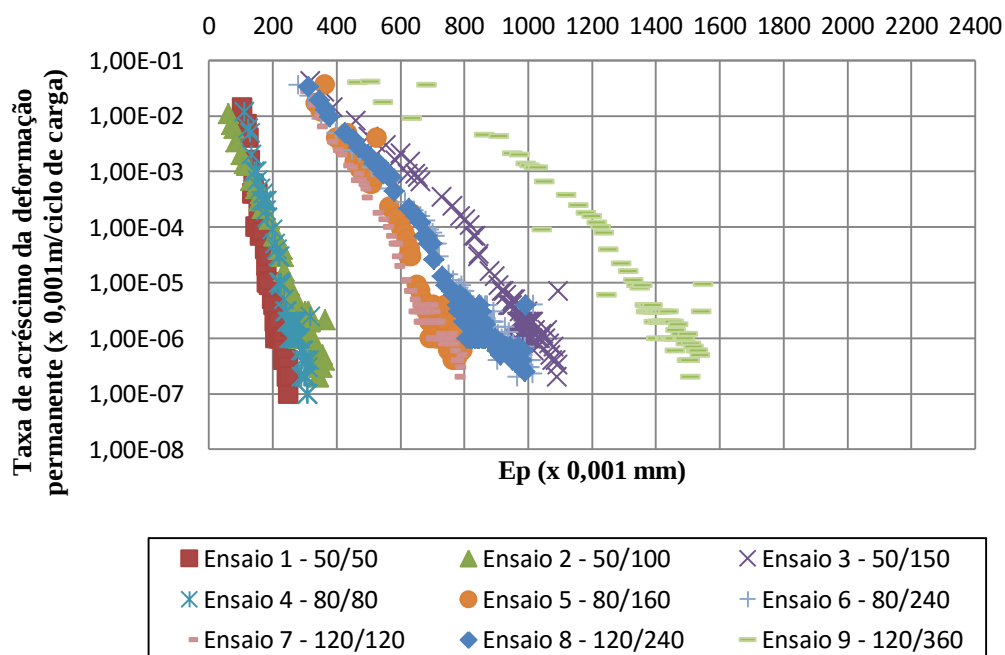


Figura 70 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* da C4 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner

4.5.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência

Na Figura 71 são apresentados os valores de deformações elásticas obtidos durante os ensaios de deformação permanente, onde se observa tendência de decréscimo acelerado nos ciclos iniciais e após certo número de aplicações, tendência de constância da

deformação resiliente. A deformação elástica é bastante influenciada pelo estado de tensões, comportamento similar ao ocorrido para os ensaios da curva C3.

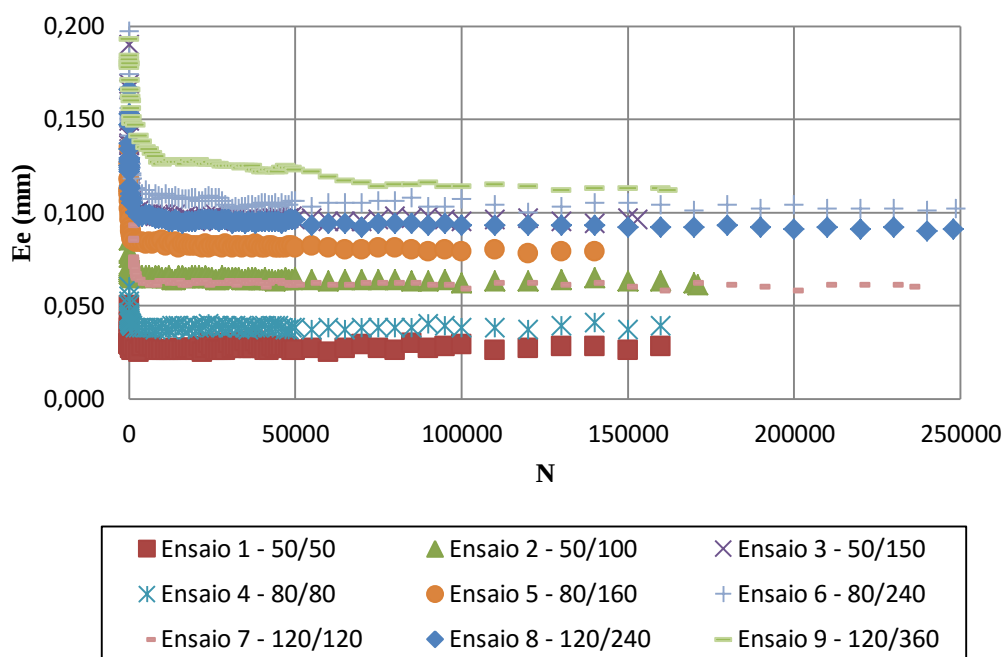


Figura 71 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C4 deste estudo

O maior nível de deformação elástica foi observado para o ensaio 9, realizado com o maior estado de tensão e o menor nível foi encontrado para o ensaio 1 de menor estado de tensão. Para esta curva, os níveis de deformações elásticas mostraram-se maiores de acordo com o aumento das tensões confinantes aplicadas e das razões de tensões, seguindo a ordem do menor para o maior nível: Ensaio 1, Ensaio 4, Ensaio 7, Ensaio 2, Ensaio 5, Ensaio 8, Ensaio 3, Ensaio 6 e Ensaio 9.

Analisando as deformações resilientes ao longo dos ensaios de deformações permanentes vê-se que o estado de tensão utilizado nos ensaios influencia diretamente no comportamento elástico do material ao longo das aplicações de carga, o que é esperado para este tipo de material. Isto também foi observado por GUIMARÃES (2009) para a Brita Graduada de Chapecó.

A Figura 72 apresenta os módulos de resiliência calculados a partir das deformações resilientes específicas nos corpos de prova nos quais as tensões confinantes eram constantes ao longo dos N ciclos de carregamento de cada ensaio de DP.

Após o ensaio de deformação permanente, em cada corpo de prova foi realizado o ensaio de módulo de resiliência segundo a norma, inclusive com condicionamento. Os resultados para cada corpo de prova são mostrados em função da tensão confinante, Tabela 56. E nesta tabela também estão os resultados dos MR realizados conforme norma em corpos de prova específicos.

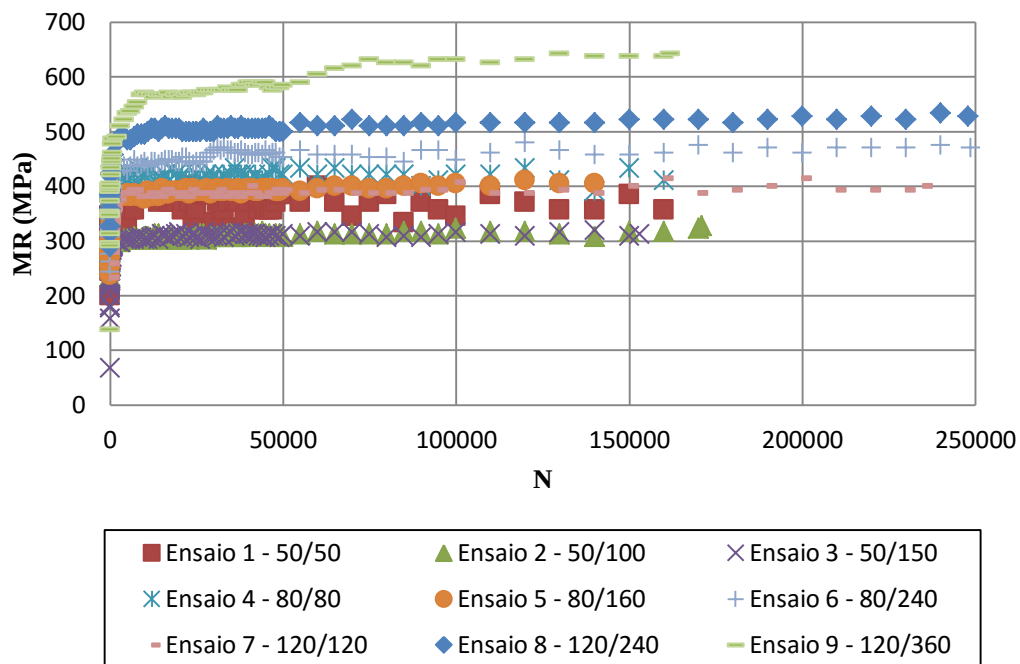


Figura 72 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C4 deste estudo

Nota-se, na Figura 72 e Tabela 56, um padrão de crescimento dos módulos de resiliência durante os ensaios de DP conforme aumenta a razão de tensão. Outro fator relevante é o aumento do $MR_{\text{médio}}$ após os ensaios de deformação permanente indicando maior rigidez do material depois de submetido a longos ciclos de aplicação de cargas.

Tabela 56 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C4

Ensaio	$MR = k_1(\sigma_3)^{k_2}$		
	Depois da DP		
	k ₁	k ₂	R ²
50/50	989	0,37	0,774
100/50	1025	0,36	0,836
150/50	2016	0,67	0,880
80/80	786	0,27	0,433
160/80	1942	0,64	0,880
240/80	2110	0,71	0,854
120/120	969	0,39	0,760
240/120	1991	0,63	0,918
360/120	2392	0,74	0,923
Média:	1580	0,53	0,806
MR convencional			
Média:	969	0,42	0,826
k ₁ 1077	1136	0,46	0,814
k ₂ 0,44	1227	0,44	0,885

4.5.4. Análise Granulométrica

As curvas na Figura 73 são resultantes dos corpos de provas após ensaios de deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas, onde torna-se evidente o acréscimo de finos depois da realização dos ensaios.

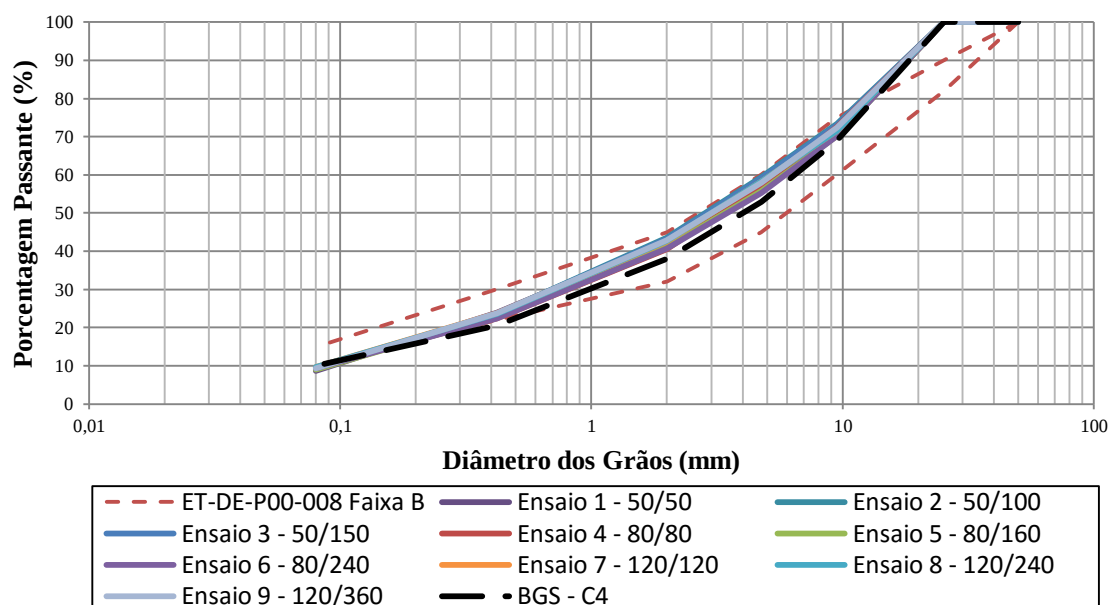


Figura 73 - Diferentes composições granulométricas dos CPs após ensaios no equipamento triaxial para C4 desta pesquisa

Na Tabela 57 são mostradas as distribuições granulométricas para a curva C4 e as distribuições granulométricas dos corpos de prova após ensaiados. A diferença por peneira apresentada é a subtração da porcentagem passante da granulometria padrão da curva granulométrica e a porcentagem de material passante após CP ensaiado e destorroado.

O acréscimo de finos, ou seja, maior quantidade de material passante nas peneiras que antes apresentavam mais partículas retidas, ocorre para todas as peneiras em todos os ensaios, indiferente dos estados de tensões utilizados, com exceção da peneira 200 (0,075 mm).

Tabela 57 - Granulometria dos CPs após ensaios de deformação permanente e MR no equipamento triaxial de cargas repetidas para C4 desta pesquisa

% passante							
Peneiras	C4	50/50		50/100		50/150	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	68,9	70,3	-1,3	73,4	-4,4	73,1	-4,1
#4	52,9	57,9	-5,0	59,4	-6,5	59,1	-6,2
#10	37,9	42,6	-4,7	43,5	-5,5	43,3	-5,3
#40	20,5	23,8	-3,3	23,5	-3,0	23,5	-3,0
#200	10,0	8,6	1,4	9,3	0,6	9,4	0,6
Peneiras	C4	80/80		80/160		80/240	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	68,9	72,6	-3,6	70,3	-1,3	70,2	-1,2
#4	52,9	57,0	-4,0	55,7	-2,8	55,2	-2,3
#10	37,9	40,5	-2,5	41,0	-3,0	40,7	-2,8
#40	20,5	22,4	-1,9	22,7	-2,2	22,4	-1,9
#200	10,0	9,5	0,5	9,1	0,9	9,3	0,7
Peneiras	C4	120/120		120/240		120/360	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	68,9	71,6	-2,6	71,6	-2,6	72,4	-3,5
#4	52,9	58,2	-5,3	58,3	-5,4	58,0	-5,0
#10	37,9	42,6	-4,6	42,7	-4,7	42,8	-4,9
#40	20,5	23,7	-3,2	23,6	-3,1	23,7	-3,2
#200	10,0	9,7	0,3	9,7	0,3	9,2	0,7

*Quando a diferença é positiva significa que houve aumento de partículas retidas nessa peneira.

A maior quantidade de material retido na # 200 pode ser devido a quebra das partículas do material que não foram pequenos o suficiente para passarem da peneira de 0,075

mm. Vale salientar que as maiores quebras, se comparadas as diferenças nas porcentagens passantes, ocorreram nas aberturas de peneira #4 (4,75 mm) e #10 (2,00 mm).

4.6. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C5

Na Tabela 58 são apresentadas as descrições dos ensaios de deformações permanentes conduzidos com a brita oriunda da amostra 2 (pedreira Petra) para curva C5 montada segundo o método de Fuller. Foi utilizada para cada um dos nove ensaios frequência de 1 Hz com no mínimo 150 mil ciclos. A compactação dos corpos de prova foi feita na umidade ótima de 5,0 % e energia Proctor Modificada.

Tabela 58 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 2 na granulometria C5 deste estudo

Ensaio	Tensão (kPa)		N	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	50	50	150.500	1
2	100		171.700	
3	150		251.740	
4	80	80	156.000	
5	160		154.170	
6	240		153.500	
7	120	120	252.680	
8	240		159.000	
9	360		226.929	

4.6.1. Análise da Deformação Permanente Total

Um fator relevante que pode ser observado é que a deformação específica para a C5 foi relativamente baixa (Figura 74), o que aconteceu também para mesma distribuição granulométrica na amostra 1, curva C2. Na Tabela 75 é possível observar as deformações permanentes acumuladas de todos os nove ensaios de DP para essa curva.

Um aspecto importante a ser considerado nos resultados dos ensaios é que ocorre um aumento elevado nas deformações permanentes, em média nos 10 mil primeiros ciclos, e depois as curvas no gráfico passam a apresentar uma tendência de acomodamento após longo período de aplicação de cargas. Pelos gráficos com deformações

permanentes acumuladas também é possível observar o aumento dos deslocamentos com o aumento da razão de tensão.

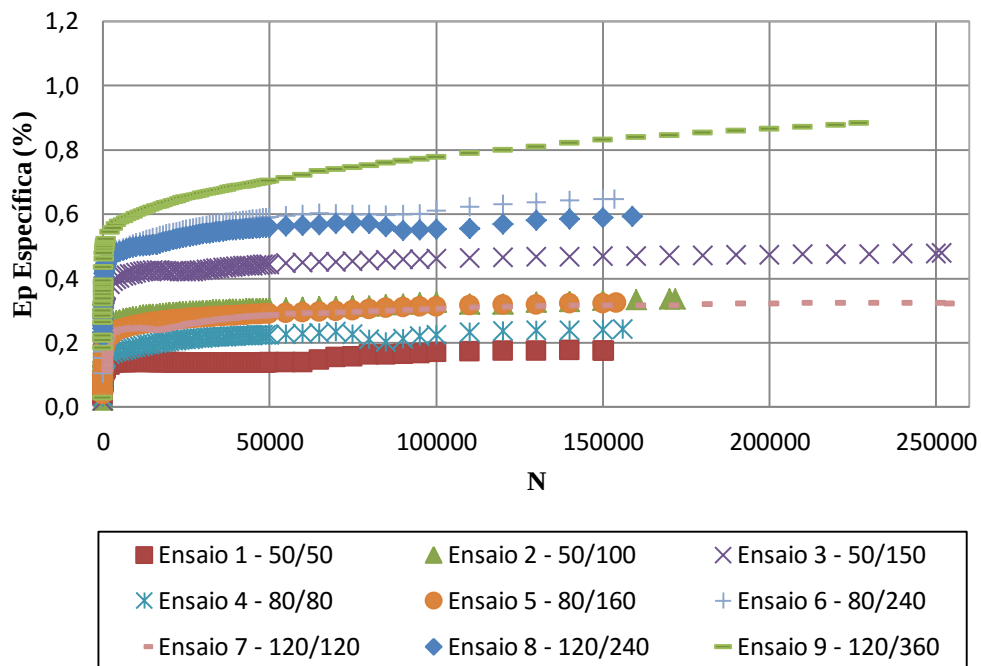


Figura 74 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita da amostra 2 e granulometria C5 deste estudo

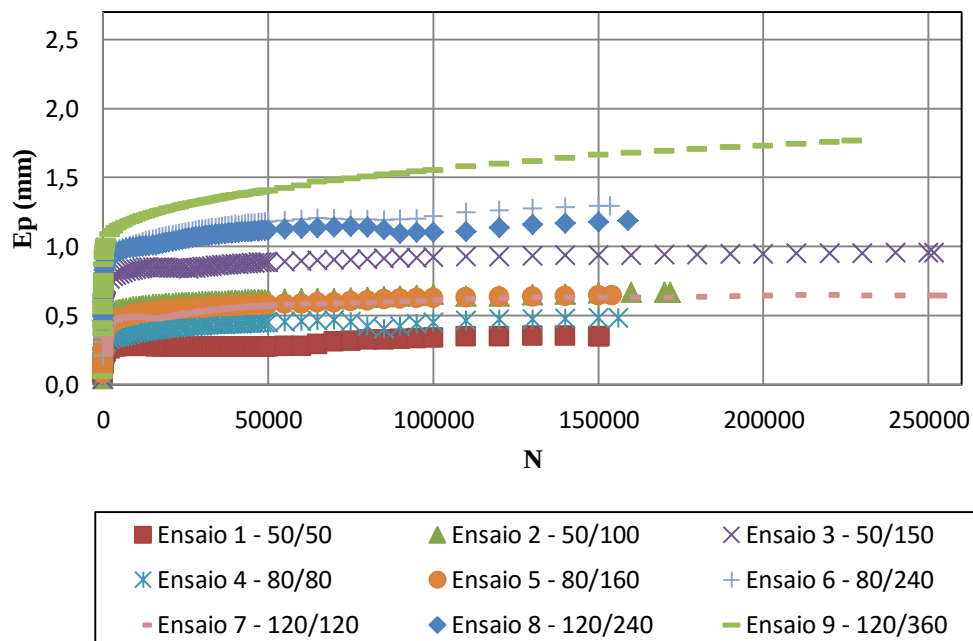


Figura 75 - Deformação Permanente Total da amostra 2 para C5 deste estudo

Na Tabela 59 estão os valores de deformação total em mm e em porcentagem, para 150 mil ciclos em todos os ensaios, e nas Figuras 76, 77 e 78 as deformações permanentes

acumuladas durante os ensaios estão representadas de acordo com a tensão confinante. Constatam-se aumentos das deformações permanentes com acréscimo da razão de tensões e com o aumento da tensão desvio referente a cada tensão confinante.

Tabela 59 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C5

CURVA 5				
Ensaio	Tensão (kPa)		N = 150.000	
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)	ϵ_p (%)
1	50	50	0,348	0,17
2	100		0,662	0,33
3	150		0,936	0,47
4	80	80	0,480	0,24
5	160		0,643	0,32
6	240		1,292	0,65
7	120	120	0,631	0,32
8	240		1,178	0,59
9	360		1,663	0,83

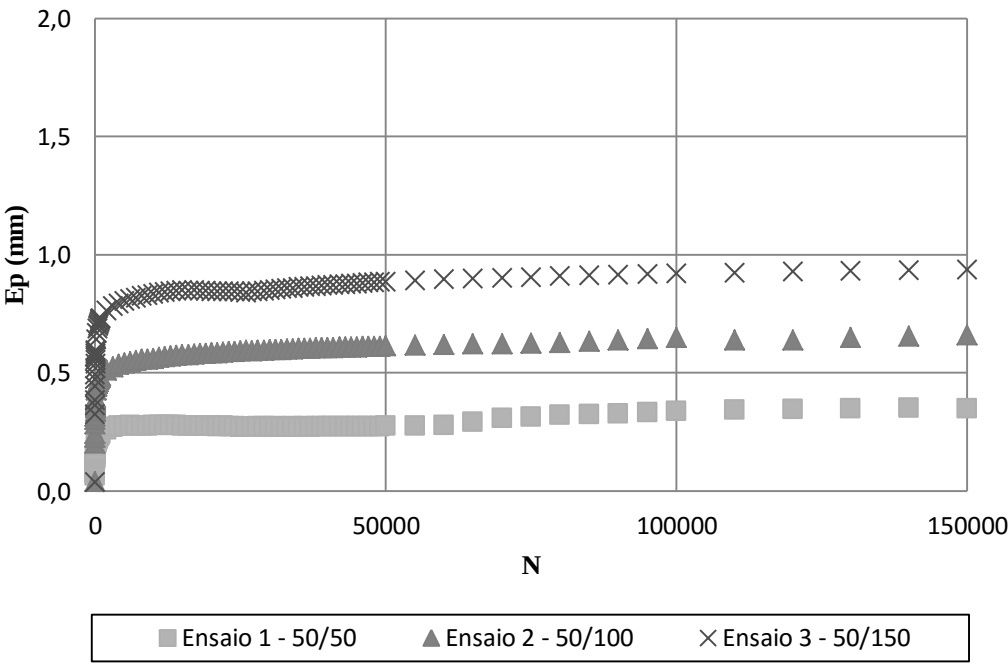


Figura 76 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C5

Para os ensaios com tensão confinante 50 kPa foram identificados acréscimo de DP parecidos em relação às tensões-desvio: 90,23% (0,314 mm) entre 50 e 100 kPa e 41,39% entre 100 e 150 kPa (0,274 mm). Vale salientar que o maior acréscimo de deformação permanente acumulada ocorreu entre as razões 1 e 2. Já para os ensaios com 80 kPa de tensão confinante foram alcançadas variações bem diferentes entre as

razões de tensões. A razão de tensão 3 foi maior 169,17% (0,812 mm) que a 1 e a razão de tensão 2 teve apenas 33,96% (0,163mm) a mais que a 1.

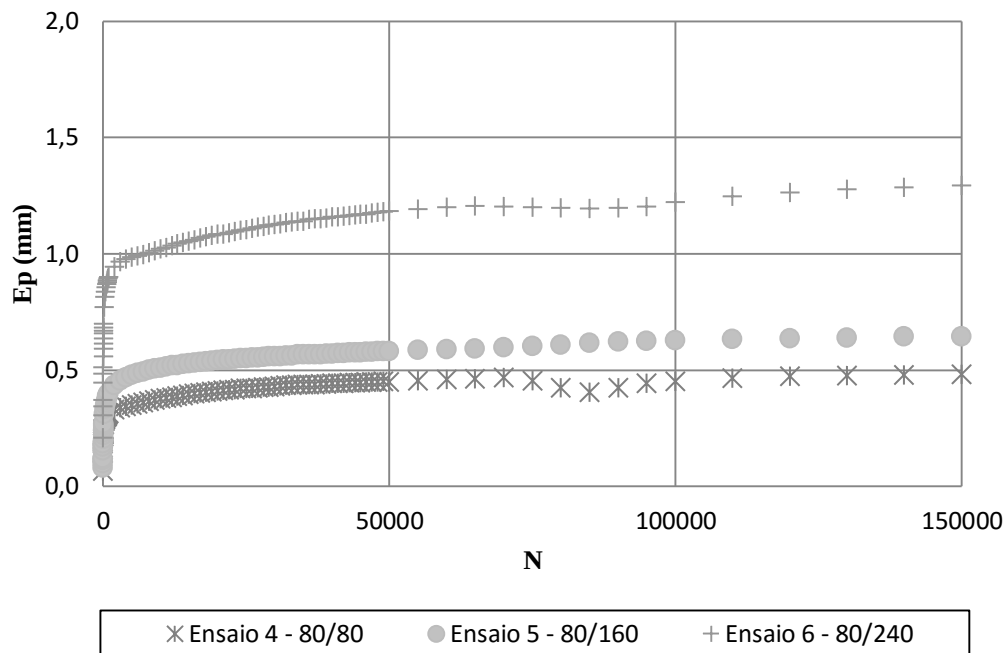


Figura 77 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C5

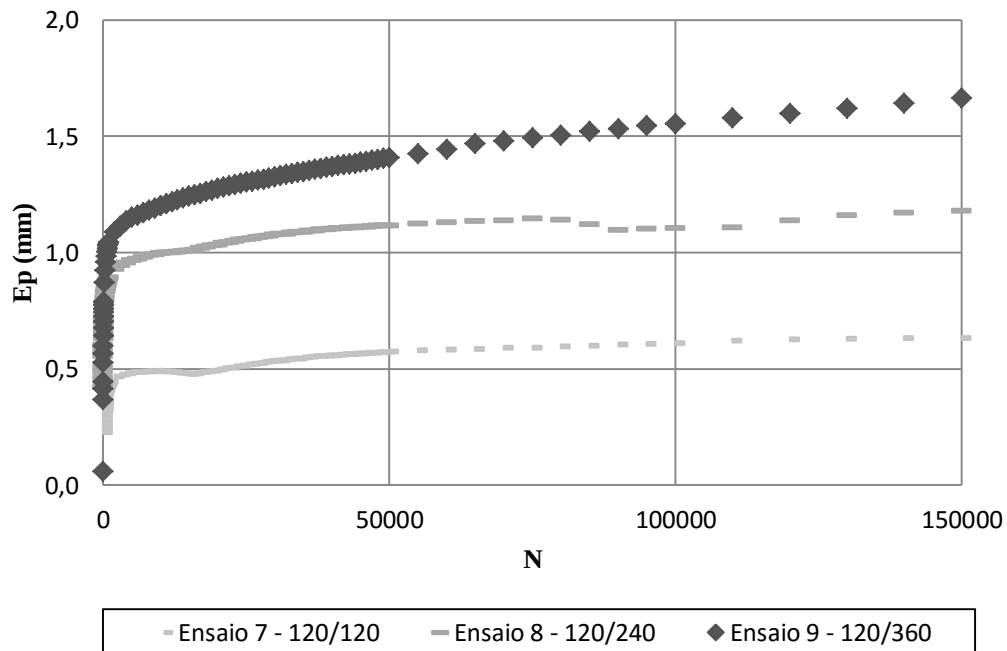


Figura 78 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C5

O padrão encontrado para os ensaios com tensões confinantes de 50 kPa se repetiu para as tensões confinantes de 120 kPa, nos quais as diferenças de razões tiveram variação de

86,7 % (0,547 mm) e 41,2% (0,485 mm) entre as tensões desvios de 120, 240 e 360 kPa. Como ocorreu para $\sigma_3 = 50$ kPa, o valor acumulado entre as razões de tensão 1 e 2 apresentaram maiores deformações permanentes acumuladas.

4.6.2. Análise do *Shakedown*

A Figura 79 apresenta no eixo y os valores da taxa de acréscimo de deformação permanente com o número de ciclos e no eixo x as deformações permanentes acumuladas para determinada taxa, modelo de Dawson e Wellner, para os ensaios da curva C5.

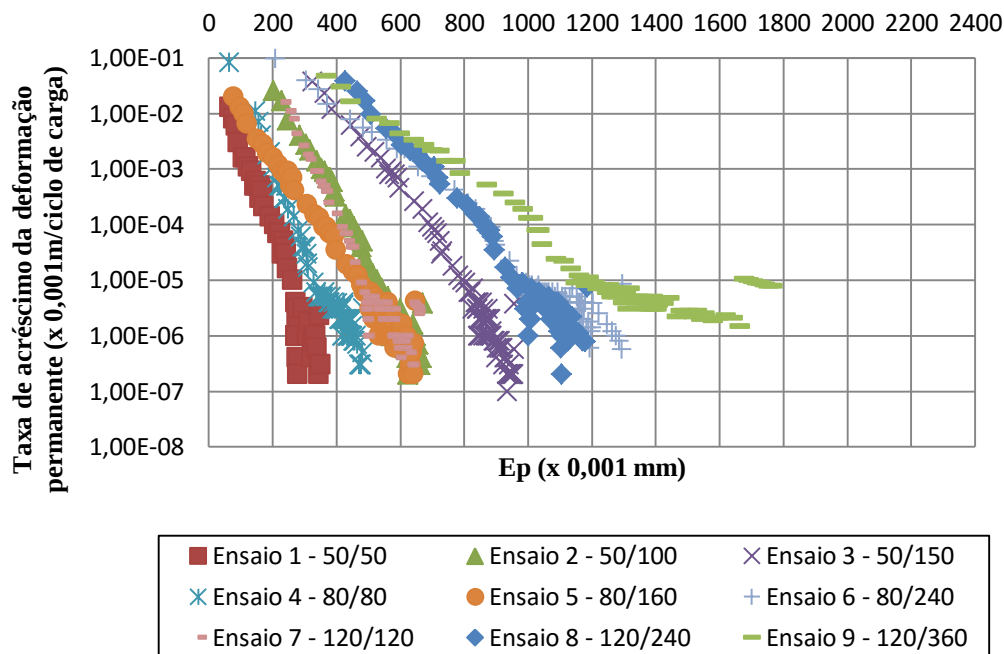


Figura 79 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* da C5 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner

Pode-se dizer que o material apresenta comportamento do tipo B, escoamento plástico, pois a maioria dos ensaios atingiram taxa de acréscimo da deformação permanente na ordem de 10^{-6} ou 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de carga). As exceções foram o ensaio 3 que apresentou comportamento de acomodamento plástico, ordem de 10^{-7} , e o ensaio 9 que não atingiu a taxa de 10^{-6} (x 0,001 m/ciclo de carga). A tendência no formato das curvas é alcançar o *shakedown*, o que talvez não tenha atingido por conta da quantidade de número de ciclos.

4.6.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência

A deformação elástica pode ser observada durante o ensaio de deformação permanente e na Figura 80 estão as curvas obtidas para cada ensaio ao longo dos ciclos de carga. Vê-se a deformação resiliente diminuindo rapidamente nos ciclos iniciais e, posteriormente, permanecendo num nível constante de deformação.

Para esta curva, C5, da amostra 2, com distribuição granulométrica semelhante a C2 da amostra 1, mas proveniente de outra pedreira, a tendência de diminuição do nível de deformação elástica seguiu o mesmo padrão das curvas C3 e C4: influência do estado de tensão, resultado diferente do encontrado para essa granulometria com outra amostra. Isto pode ser reflexo da forma dos grãos, diferente entre as duas pedreiras.

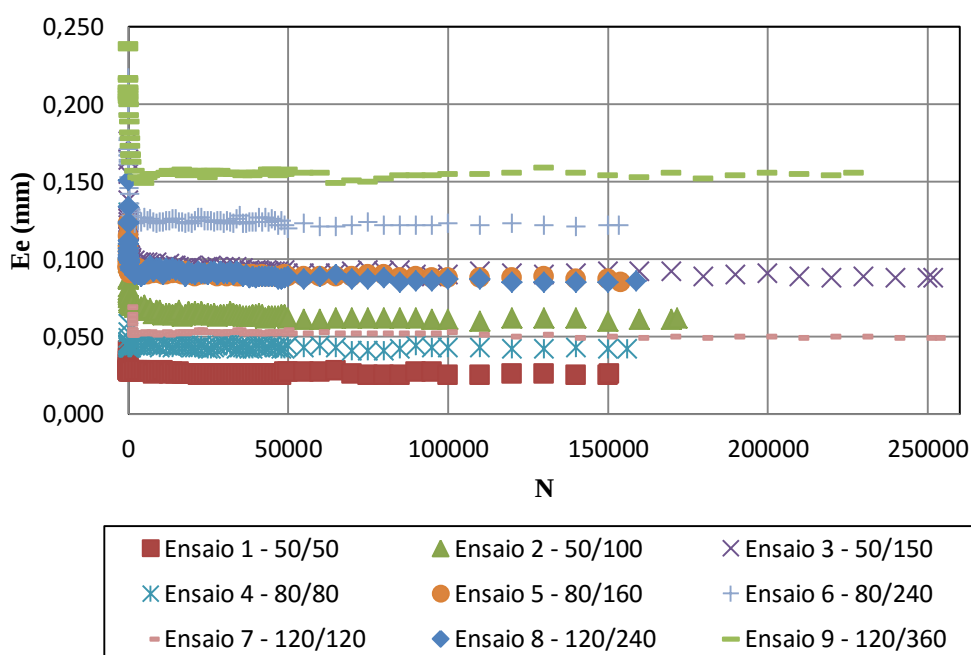


Figura 80 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C5 deste estudo

Observam-se na Figura 81 os módulos de resiliência calculados a partir das tensões constantes ao longo do ensaio de deformação permanente, (uma tensão confinante e desvio para cada ensaio). Os módulos variaram entre 300 e 600 MPa, porém não foi possível associação entre as tensões e os módulos encontrados.

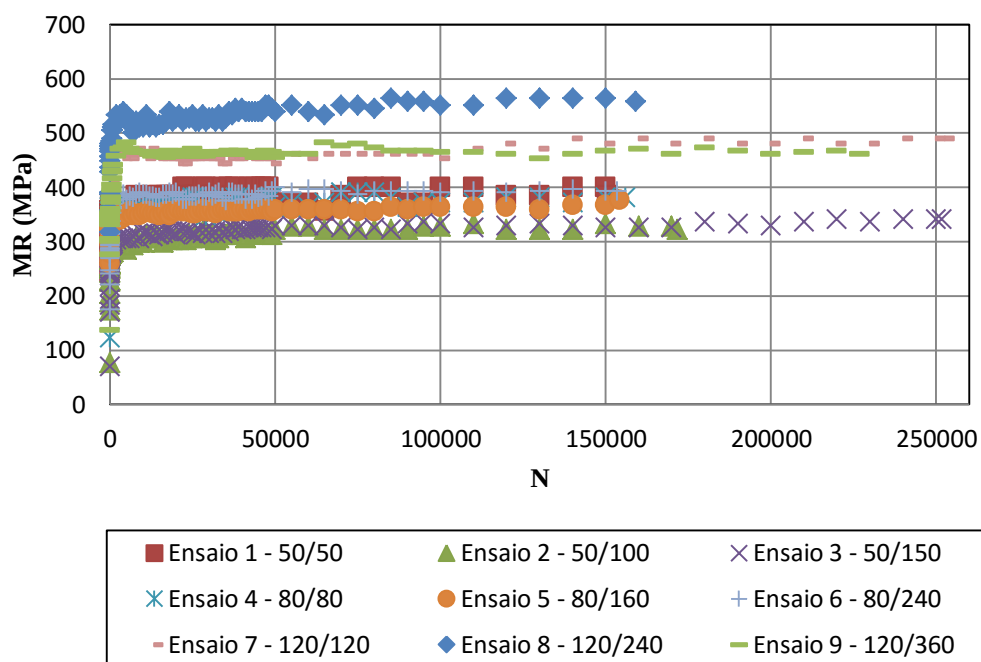


Figura 81 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C5 deste estudo

As expressões de MR em função da tensão confinante para medidas após ensaio de DP e para as medições de MR realizadas de forma tradicional em três corpos de prova específicos para este ensaio, estão mostradas na Tabela 60.

Para os ensaios referentes às tensões de confinamento 50 kPa, os módulos aumentaram acompanhando as tensões desvios. Observa-se também pela Tabela 60 que para $\sigma_3 = 80$ kPa e $\sigma_3 = 120$ kPa, os menores módulos foram para razão de tensão 3 e os maiores módulos foram para a razão de tensão 2.

Outro fato relevante foi que a média referente aos módulos de resiliência tradicionais foi menor que a média referente aos módulos de resiliência obtidos após os ensaios de deformações permanentes, indicando, assim, enrijecimento do material.

Tabela 60 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C5

Ensaio	MR = $k_1(\sigma_3)^{k_2}$		
	Depois da DP		
	k₁	k₂	R²
50/50	1129	0,40	0,808
100/50	1308	0,43	0,874
150/50	2120	0,57	0,911
80/80	1080	0,38	0,818
160/80	1165	0,39	0,776
240/80	991	0,35	0,692
120/120	1156	0,39	0,798
240/120	1497	0,47	0,805
360/120	717	0,25	0,484
Média:	1240	0,40	0,774
MR convencional			
Média:	840	0,30	0,433
k₁ 1178	1032	0,35	0,578
k₂ 0,40	1662	0,56	0,529

4.6.4. Análise Granulométrica

A Figura 82 com as curvas granulométricas apresentam as distribuições dos corpos de provas após ensaiados no equipamento de cargas repetidas e a distribuição de origem, a C5 e a Tabela 61 apresenta o detalhamento das distribuições granulométricas para cada CP após ensaio de DP e as diferenças decorrentes do processo.

É visível que a quantidade de finos aumentou após os corpos de prova sofrerem grande número de solicitações de carga, mas também é possível visualizar que a quantidade passante na peneira #200 (0,075 mm) não teve muita variação. O acréscimo na quantidade de finos deve ser devido as quebras e abrasão das partículas decorrente dos carregamentos que foram aplicados nos corpos de prova durante os ensaios de deformação permanente e os ensaios posteriores de módulos de resiliência, bem como resultante também da compactação na preparação dos mesmos.

Os resultados encontrados para essa curva C5 foi de certa forma parecido com o da curva C2, visto que suas distribuições granulométricas para montagem do corpo de prova foram iguais. A diferença que apresentam é devido aos materiais das amostras tem características diferentes (pedreiras diferentes).

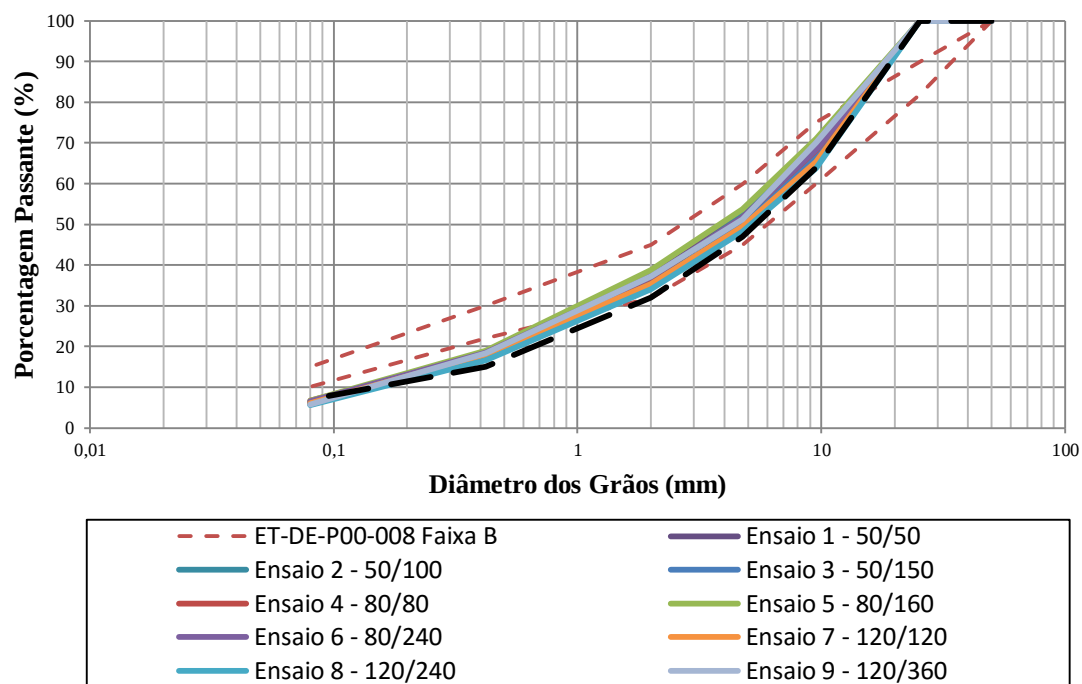


Figura 82 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C5 desta pesquisa

Tabela 61 - Granulometria dos CPs após ensaios de DP e MR para C5 desta pesquisa

		% passante					
Peneiras	C5	50/50		50/100		50/150	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	64,0	68,1	-4,1	70,0	-6,0	66,8	-2,8
#4	47,0	52,1	-5,1	52,2	-5,2	50,1	-3,1
#10	32,0	37,9	-5,9	36,3	-4,3	34,8	-2,8
#40	15,0	18,0	-3,0	17,7	-2,7	17,9	-2,9
#200	7,0	6,3	0,7	5,8	1,2	6,2	0,8
Peneiras	C5	80/80		80/160		80/240	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	64,0	68,1	-4,1	71,1	-7,1	68,3	-4,3
#4	47,0	51,6	-4,6	53,6	-6,6	51,7	-4,7
#10	32,0	37,0	-5,0	38,8	-6,8	37,1	-5,1
#40	15,0	18,2	-3,2	19,0	-4,0	18,5	-3,5
#200	7,0	6,6	0,4	6,7	0,3	6,6	0,4
Peneiras	C5	120/120		120/240		120/360	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	64,0	65,4	-1,4	63,8	0,2	70,0	-6,0
#4	47,0	49,4	-2,4	48,2	-1,2	51,2	-4,2
#10	32,0	35,4	-3,4	34,1	-2,1	37,2	-5,2
#40	15,0	18,0	-3,0	16,5	-1,5	18,4	-3,4
#200	7,0	6,1	0,9	5,5	1,5	5,7	1,3

*Quando a diferença é positiva significa que houve aumento de partículas retidas nessa peneira.

4.7. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C6

Para a curva C6, amostra 2, foram usados nove ensaios com as mesmas tensões que para as demais curvas, porém com diferentes números total de ciclos, mas todos com no mínimo 150.000 ciclos. Diferente das curvas C1 a C5, os ensaios de deformações permanentes foram realizados com frequência de 2 Hz, mas os ensaios de módulo de resiliência, no entanto, foram realizados a 1 Hz. A Tabela 62 indica a variação dos estados de tensões e os números de aplicações de cargas usados na C6.

Vale salientar que os corpos de prova foram moldados na energia Proctor Modificada e com umidade ótima de 7,5 %.

Tabela 62 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 2 na granulometria C6 deste estudo

Ensaio	Tensão (kPa)		N	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	50	50	150.500	2
2	100		158.150	
3	150		153.000	
4	80	80	150.500	
5	160		150.500	
6	240		150.200	
7	120	120	153.500	
8	240		150.200	
9	360		155.000	

4.7.1. Análise da Deformação Permanente Total

Observando a Figura 83 onde estão ilustrados todos os resultados das deformações permanentes específicas, é possível observar um padrão em relação ao crescimento acelerado nos primeiros ciclos iniciais e posterior acomodamento. A tendência ao acomodamento ocorreu mais rápida para razões de tensões mais baixas. A curva referente ao ensaio 9 teve deformações específicas ainda crescentes com a quantidade de ciclos aplicadas.

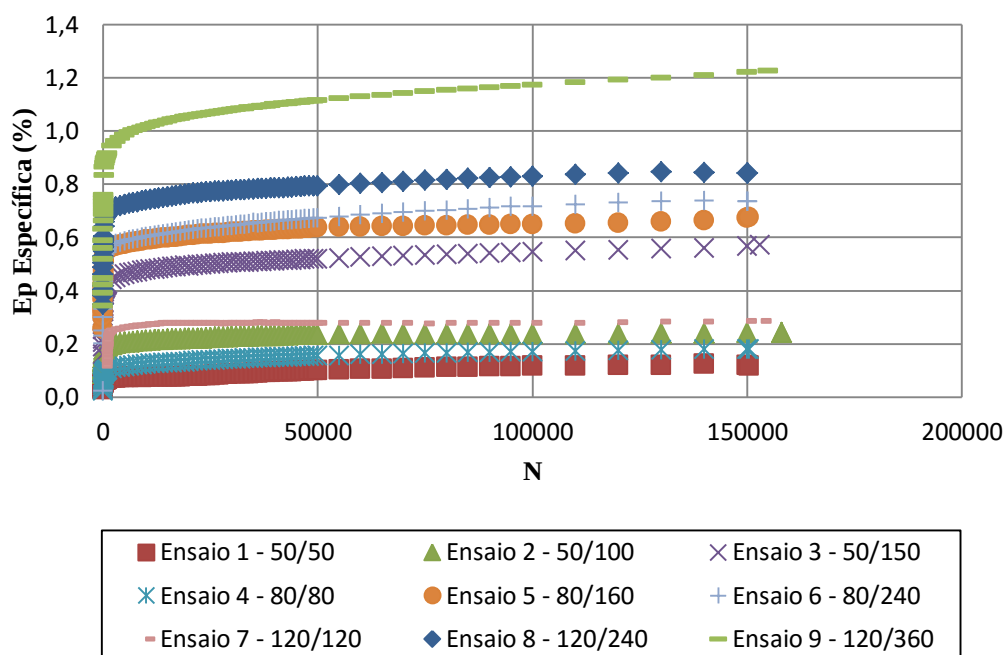


Figura 83 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita da amostra 2 e granulometria C6 deste estudo

As deformações permanentes acumuladas mostradas na Figura 84 confirmam que as deformações permanentes acumuladas são maiores para as razões de tensões maiores e maiores tensões confinantes. As maiores deformações vistas neste estudo para as curvas trabalhadas foram para os ensaios 8 e 9 dessa C6.

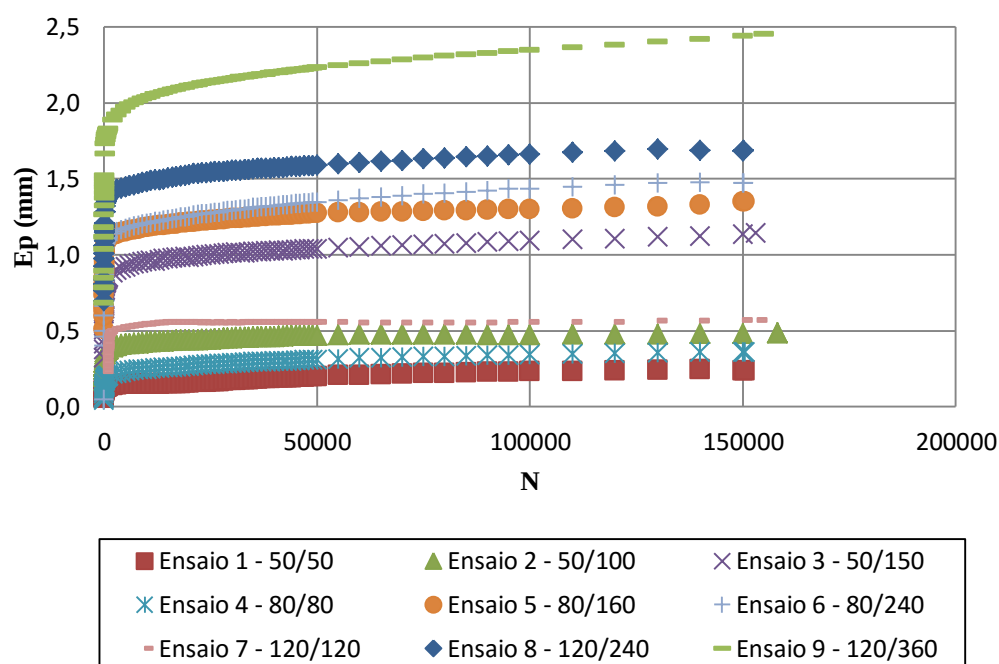


Figura 84 - Deformação Permanente Total da amostra 2 para C6 deste estudo

Para melhor interpretação os ensaios foram estudados para a quantidade de ciclos de 150 mil repetições de carga. As deformações permanentes específicas e acumuladas para cada ensaio estão na Tabela 63.

Para 150.000 ciclos as deformações permanentes acumuladas cresceram realmente com as tensões confinantes e desvios. Cabe um estudo a respeito da influência das tensões e da razão de tensões, pois esse efeito também foi verificado para as demais curvas. Vale salientar que a deformação acumulada para o ensaio 9 foi consideravelmente alta, acima de 2,00 mm, para um brita graduada e deve ser devido a composição granulométrica utilizada.

Tabela 63 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C6

CURVA 6				
Ensaio	Tensão (kPa)		N = 150.000	
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)	ϵ_p (%)
1	50	50	0,238	0,12
2	100		0,483	0,24
3	150		1,134	0,57
4	80	80	0,361	0,18
5	160		1,348	0,68
6	240		1,472	0,74
7	120	120	0,570	0,29
8	240		1,684	0,84
9	360		2,442	1,22

A Figura 85 mostra as deformações permanentes acumuladas nos 150 mil ciclos para os ensaios com tensão confinante de 50 kPa, onde observa-se o aumento da deformação permanente total com o aumento da razão de tensão. Em relação ao ensaio 1, para $\sigma_d = 150$ kPa, houve acréscimo de 376,5 % (0,896 mm) e para $\sigma_d = 100$ kPa houve aumento de 102,9 % (0,245 mm). Visivelmente aumentou a deformação permanente acumulada no ensaio com a maior tensão desvio, mas nesse caso a diferença foi bem maior entre as razões 2 e 3.

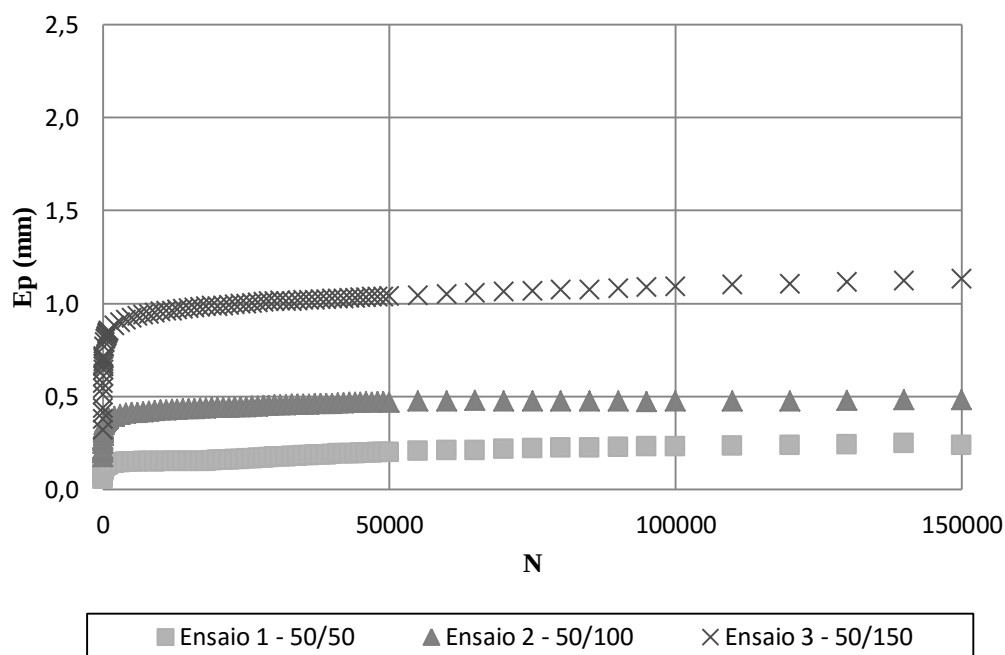


Figura 85 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C6

Para tensão confinante de 80 kPa, resultados na Figura 86, as deformações permanentes processaram-se de forma diferente: houve incremento de deformação permanente com as razões de tensões, e o acréscimo foi maior (273,4%) entre as razões de tensões 1 e 2. Para $\sigma_3 = 80$ kPa, os valores de deformações permanentes acumulados dos ensaios 5 e 6 foram parecidos até 10 mil ciclos e ao final apresentaram diferença de 9,2% (0,128 mm) somente.

Fato semelhante ocorreu para tensão confinante de 120 kPa e desvio de 240 kPa, Figura 87, que consistiu em um aumento de 195,4% (1,114 mm). Essas variações são grandes, e vale salientar que as deformações permanentes para $\sigma_3 = 120$ kPa nos três níveis de tensão desvio não tiveram acomodamento inicial próximos.

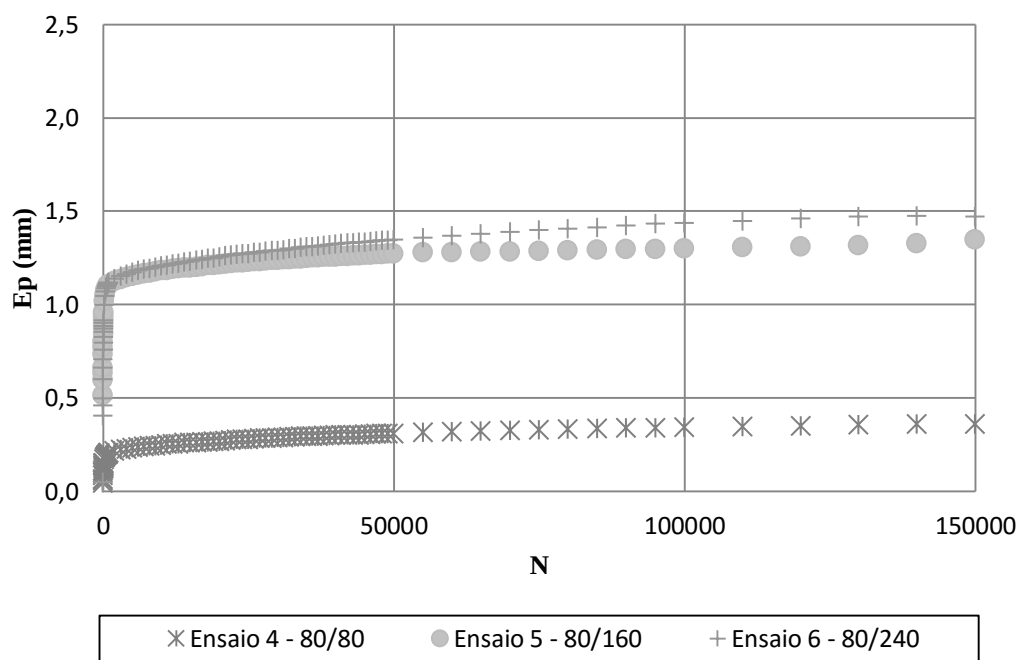


Figura 86 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C6

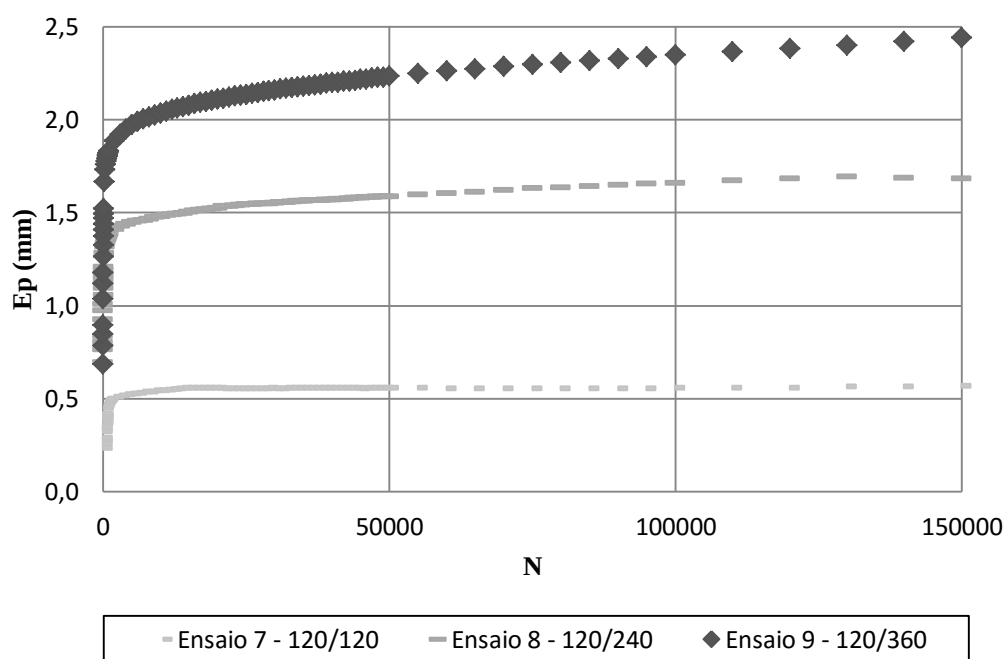


Figura 87 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C6

4.7.2. Análise do *Shakedown*

Os resultados das deformações permanentes são estudados pelo *shakedown* com o enquadramento no Modelo de Dawson e Wellner, Figura 88, e analisados segundo os três tipos de comportamento para solos granulares propostos por Werkmeister.

A maioria dos ensaios apresentou taxa não nula de acréscimo de deformação permanente, ou seja, não correspondeu ao *shakedown*. Pelo formato das curvas e pela taxa de acréscimo, pode-se dizer que o material nessa granulometria apresenta um típico comportamento do tipo B, pois verificou-se taxa constante de acréscimo de deformação apresentando valores entre 10^{-6} e 10^{-7} m por ciclos de carga.

O acomodamento plástico foi verificado para os ensaios 2 e 7. Os ensaios 1 e 4 ficaram bem próximos da taxa necessária para classificação de acomodamento, mas talvez devido à quantidade de golpes insuficiente, não atingiu este patamar.

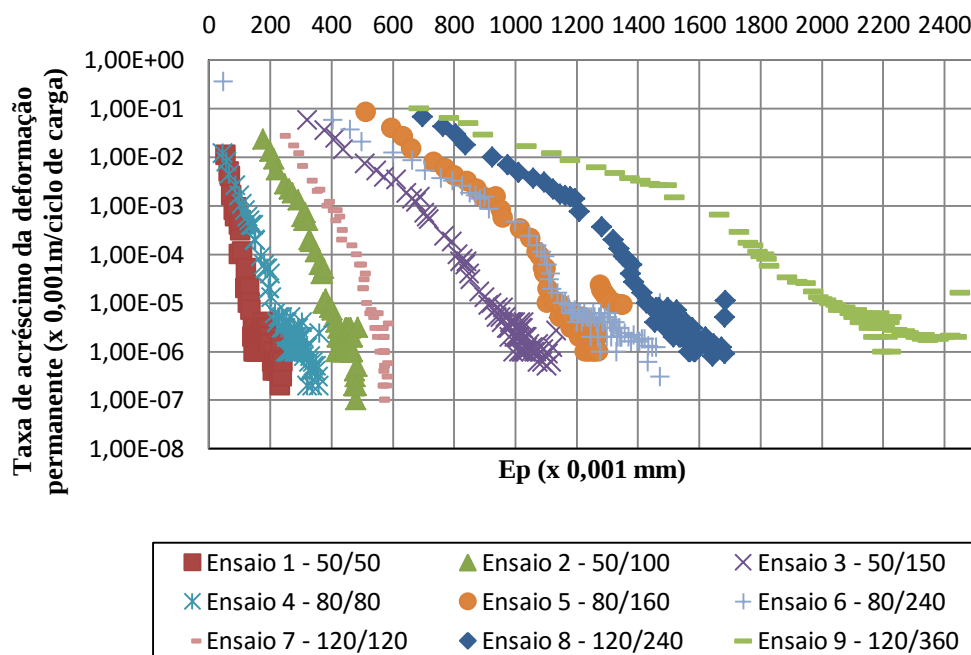


Figura 88 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* da C6 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner

4.7.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência

As deformações elásticas foram lidas ao longo do ensaio de deformação permanente e, para os nove corpos de provas ensaiados, estão apresentadas na Figura 89 por meio de

curvas representando a quantidade de deformações resilientes (mm) ao longo da quantidade de ciclos aplicados N.

A tendência observada é a mesma que para a C3, de mesma granulometria, mas outra amostra, a C4 (amostra 1), e a C5 de mesmo material (amostra 2). Porém, a ordem de grandeza do nível de deformação elástica encontrado não foi a mesma que para as demais curvas citadas: em 150 mil ciclos a divergência maior ocorreu para os ensaios 8 e 3. Mesmo assim, de forma geral, percebe-se a influência da ação da razão de tensão e da tensão confinante sobre o material.

É possível afirmar, então, que os resultados das deformações elásticas para a C6 comparados aos das curvas granulométricas C3, C4 e C5, anteriormente analisadas, possuem semelhante comportamento nas formas das curvas graficadas dos CPs e similar domínio do estado de tensões sob as deformações elásticas: nos primeiros ciclos as deformações elásticas aumentam consideravelmente e depois de certa quantidade passam a apresentar valores quase constantes, e o nível de deformação elástica é menor conforme são menores as tensões confinantes e as razões de tensão.

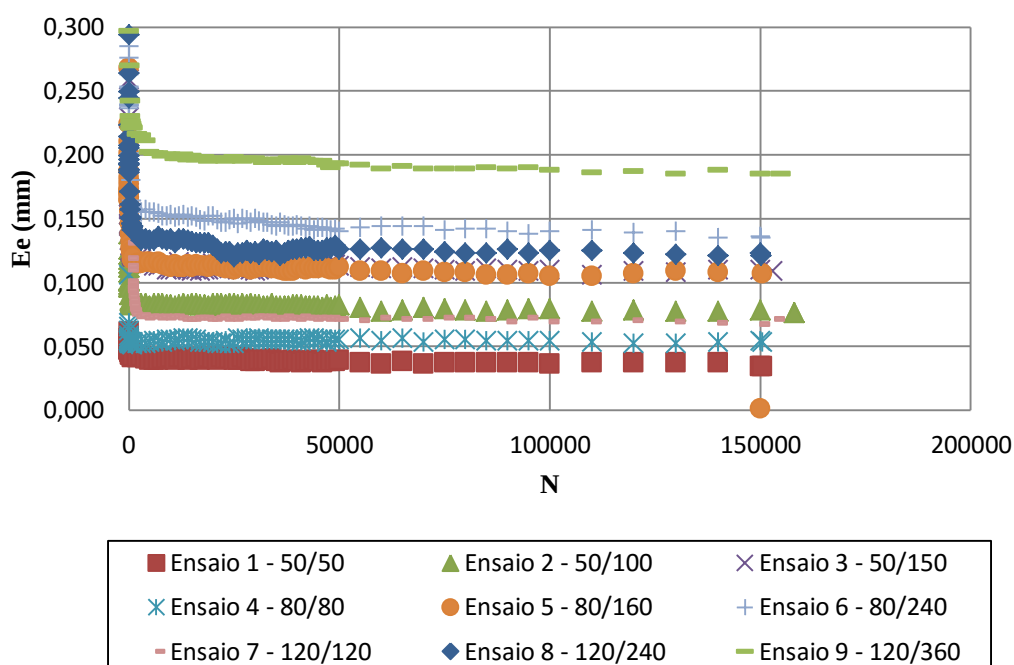


Figura 89 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C6 deste estudo

Os módulos de resiliências obtidos durante os ensaios de deformação permanente para uma única tensão confinante e desvio constantes durante a aplicação de cargas para cada corpo de prova resultou na Figura 90.

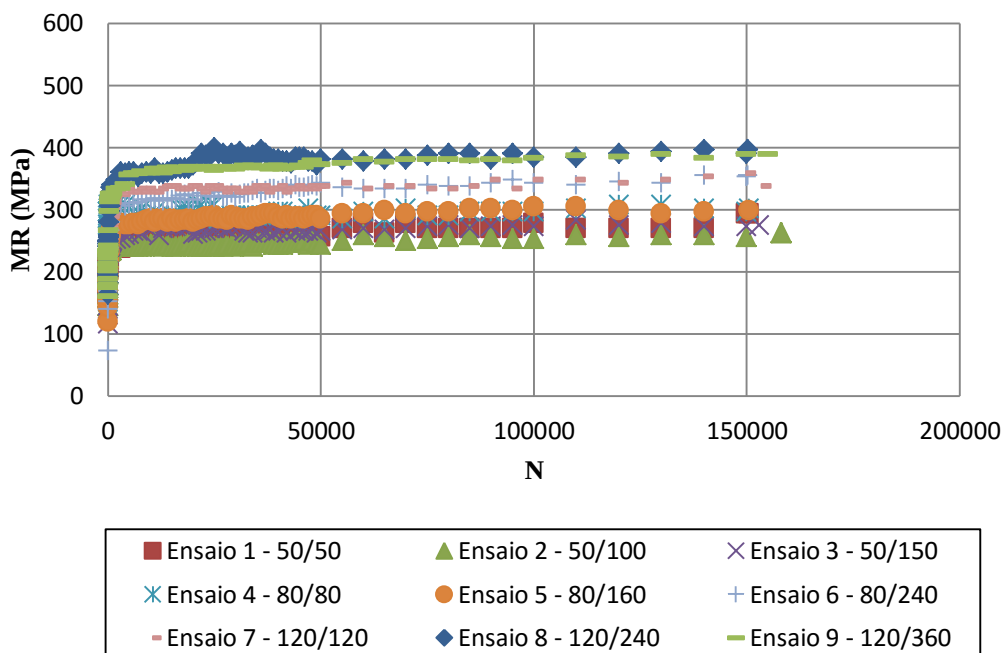


Figura 90 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C6 deste estudo

Os módulos encontrados apresentaram poucas diferenças entre os ensaios, muitos deles semelhantes para ensaios de tensões distintas. Com exceção dos ensaios 1 e 2, a tensão desvio parece ter influência no valor dos módulos de resiliência, pois quanto maior foram essas tensões referente a certa tensão confinante, maiores foram os MRs.

Os resultados referentes aos ensaios de MR feitos de forma tradicional, para três corpos de prova específicos também estão apresentados na Tabela 64.

Pelos resultados encontrados, analisando a média de cada corpo de prova, verifica-se que o material após sofrer grande quantidade de solicitações torna-se mais rígido, ou seja, uma camada com o material nessa granulometria aplicado em um pavimento poderia ter sua rigidez aumentada com a passagem de veículos.

Quanto aos ensaios isolados após a deformação permanente não foi possível encontrar uma regra de crescimento:

- para as tensões confinantes de 50 kPa, os MRs diminuíram com o aumento da razão de tensão,
- para as tensões confinantes de 80 kPa, os MRs aumentaram com o aumento da razão de tensão,
- para as tensões confinantes de 120 kPa, o MR diminuiu para a razão de tensão 3 em relação às razões de tensão 1 e 2.

Tabela 64 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais da granulometria C6

Ensaio	MR = $k_1(\sigma_3)^{k_2}$		
	Depois da DP		
	k₁	k₂	R²
50/50	635	0,27	0,735
100/50	540	0,18	0,184
150/50	507	0,09	0,049
80/80	617	0,24	0,356
160/80	937	0,41	0,651
240/80	1056	0,42	0,820
120/120	758	0,35	0,794
240/120	853	0,37	0,786
360/120	629	0,26	0,683
Média:	726	0,29	0,562
MR convencional			
Média:	692	0,32	0,540
k₁ 631	655	0,32	0,731
k₂ 0,29	546	0,23	0,386

4.7.4. Análise Granulométrica

A Figura 91 mostra as distribuições granulométricas dos corpos de prova após ensaiados. Na Tabela 65 detalha-se a diferença da granulometria após destorroamento do CP ensaiado e a distribuição granulométrica utilizada para montagem dele.

As quantidades de materiais retidos aumentaram para a maioria das peneiras, porém a C6 também apresentou aumento de finos em alguns CPs. O aumento da quantidade de material passante ocorreu com mais frequência para as peneiras de abertura #40 (0,425 mm) e #200 (0,075 mm).

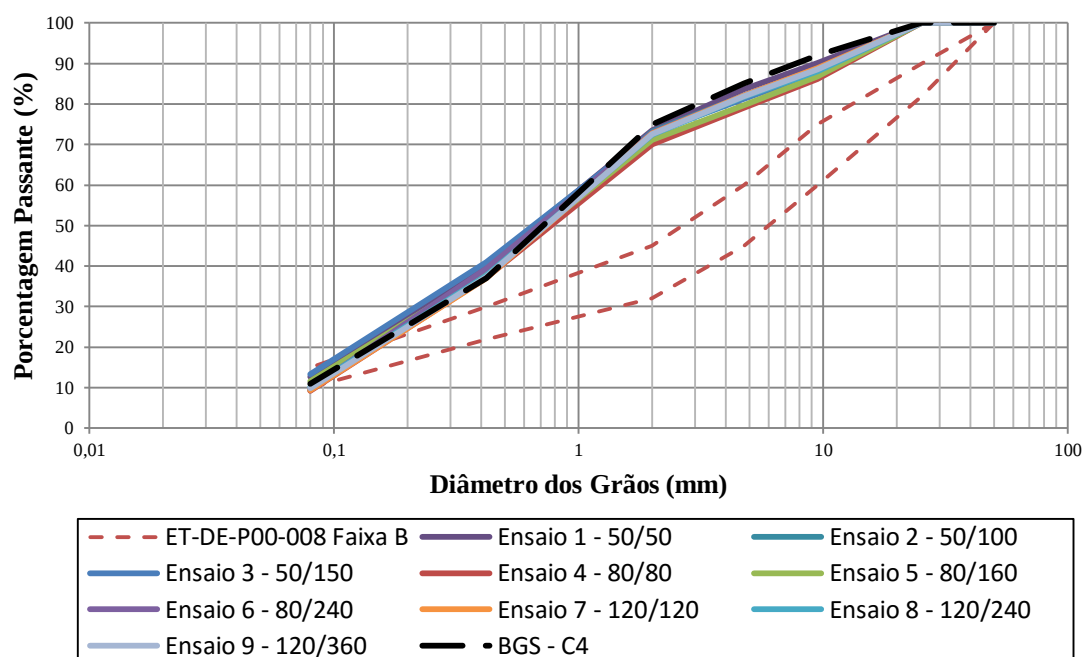


Figura 91 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C6 desta pesquisa

Tabela 65 - Granulometria dos CPs após ensaios de DP e MR para C6 desta pesquisa

		% passante					
Peneiras	C6	50/50		50/100		50/150	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	92,0	90,2	1,8	88,6	3,4	87,7	4,3
#4	85,0	83,6	1,4	82,1	2,9	81,3	3,7
#10	75,0	73,5	1,5	73,2	1,8	72,9	2,1
#40	37,0	40,2	-3,2	37,6	-0,6	40,9	-3,9
#200	11,0	12,7	-1,7	9,4	1,6	13,3	-2,3
Peneiras	C6	80/80		80/160		80/240	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	92,0	86,1	5,9	86,8	5,2	88,6	3,4
#4	85,0	79,1	5,9	79,6	5,4	82,1	2,9
#10	75,0	70,0	5,0	71,2	3,8	72,9	2,1
#40	37,0	37,2	-0,2	38,4	-1,4	39,4	-2,4
#200	11,0	9,2	1,8	11,6	-0,6	9,8	1,2
Peneiras	C6	120/120		120/240		120/360	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	92,0	88,9	3,1	88,1	3,9	88,5	3,5
#4	85,0	82,0	3,0	81,7	3,3	81,8	3,2
#10	75,0	72,7	2,3	72,3	2,7	72,5	2,5
#40	37,0	37,0	0,0	37,7	-0,7	37,4	-0,4
#200	11,0	9,3	1,7	10,2	0,8	9,8	1,2

*Quando a diferença é positiva significa que houve aumento de partículas retidas nessa peneira.

A tendência apresentada nos resultados para essa curva C6 foi semelhante a C3, curva de mesma distribuição granulométrica, mas outra amostra, sendo a mais fina dentre todas as estudadas. O fato de ter bastante material fino pode ter contribuído para que as partículas graúdas não tivessem muito atrito durante a sollicitação em relação às outras curvas, o que fez com que gerasse menos finos. Já o fato de apresentar mais material retido do que a distribuição tomada como base pode ser devido ao operador, o que foi semelhante a C3.

4.8. RESULTADOS PARA A CURVA GRANULOMÉTRICA C7

O estudo com a curva 7 foi conduzido com as informações dadas na Tabela 66. Como a curva C6, a frequência utilizada para os ensaios foi de 2 Hz. Quanto aos ensaios de módulo de resiliência, foram realizados ensaios com 1 e 2 Hz.

Como para todas as outras curvas, a compactação foi feita na energia Proctor Modificada, na umidade ótima de 5,7 %.

Tabela 66 - Dados dos ensaios de deformação permanente realizados com a BGS da amostra 2 na granulometria C7 deste estudo

Ensaio	Tensão (kPa)		N	Frequência (Hz)
	σ_d	σ_3		
1	50	50	151.000	2
2	100		173.300	
3	150		151.000	
4	80	80	151.000	
5	160		151.000	
6	240		151.000	
7	120	120	162.000	
8	240		158.600	
9	360		162.000	

4.8.1. Análise da Deformação Permanente Total

As Figuras 92 e 93 apresentam graficamente os resultados dos ensaios de deformação permanente. É visível os baixos valores para as deformações específicas na Figura 92, o que indica que as acumuladas totais serão baixas.

Constatou-se o padrão de crescimento que já vinha sendo apresentado para as curvas anteriores: acréscimos elevados inicialmente e depois tendência ao acomodamento,

apesar deste não ser tão visível para o ensaio 9 comparado aos demais. Contudo, todos os ensaios com razões de tensões 3 como no ensaio 9 demoraram a apresentar diminuição das deformações com a quantidade de ciclos.

Os resultados serão melhor examinados com todos os ensaios referidos a 150 mil ciclos como indicado na Tabela 67.

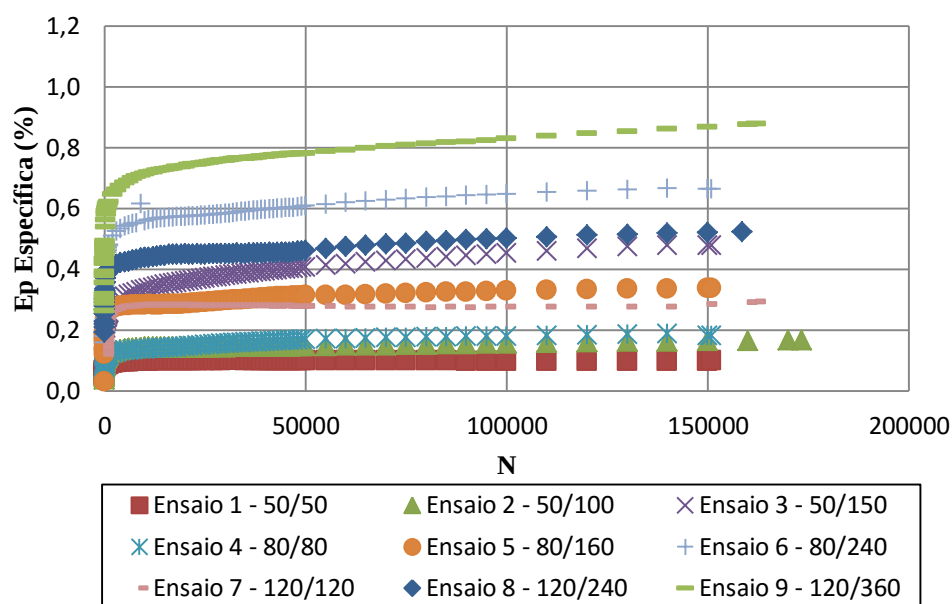


Figura 92 - Variação da Deformação Permanente Específica com N para a brita da amostra 2 e granulometria C7 deste estudo

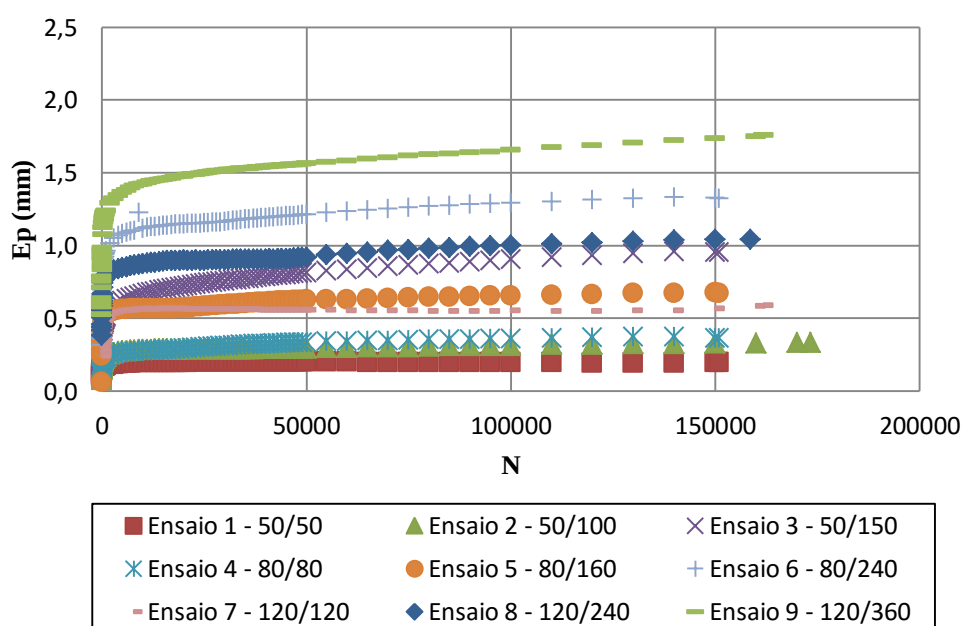


Figura 93 - Deformação Permanente Total da amostra 2 para C7 deste estudo

O efeito do aumento das deformações permanentes acumuladas em relação às razões de tensões e para as tensões confinantes aplicadas, repetem-se para essa curva como é possível observar na Tabela 67.

Tabela 67 - Valores de deformações permanentes acumuladas referente a 150 mil ciclos de aplicação de cargas para a C7

CURVA 7				
Ensaio	Tensão (kPa)		N = 150.000	
	σ_d	σ_3	ϵ_p (mm)	ϵ_p (%)
1	50	50	0,197	0,10
2	100		0,330	0,17
3	150		0,956	0,48
4	80	80	0,365	0,18
5	160		0,675	0,34
6	240		1,328	0,66
7	120	120	0,568	0,28
8	240		1,042	0,52
9	360		1,737	0,87

Os acréscimos das razões de tensões de 2 para 3 foram parecidos, em compensação os acréscimos das razões de tensões de 1 para 2 variaram com as tensões confinantes, sendo as diferenças maiores com o aumento do valor das tensões confinantes. Essas constatações podem ser melhor visualizadas nos gráficos das Figuras 94, 95 e 96 para 150 mil ciclos.

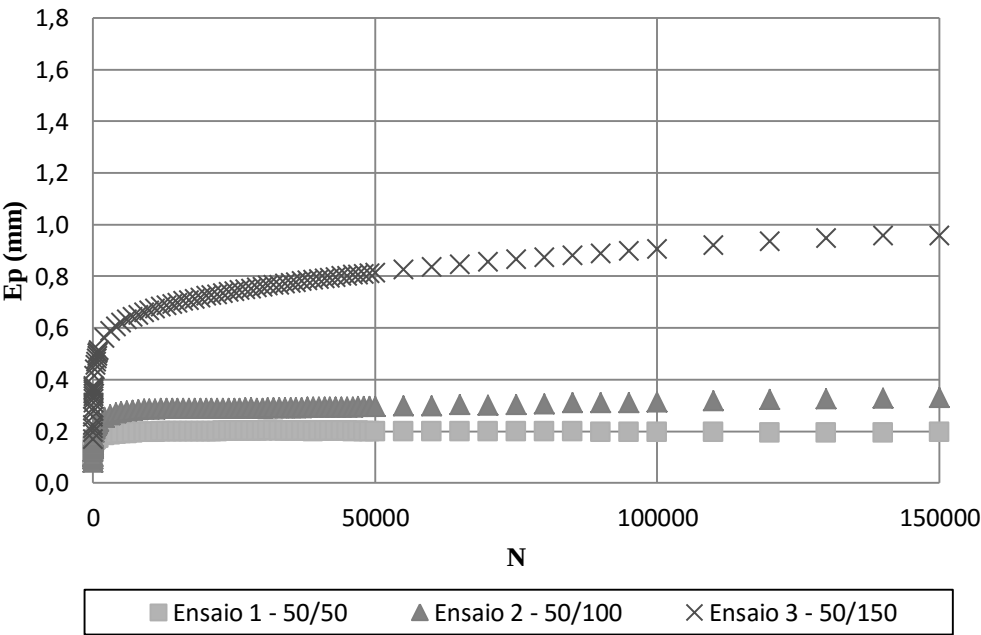


Figura 94 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 50 kPa da C7

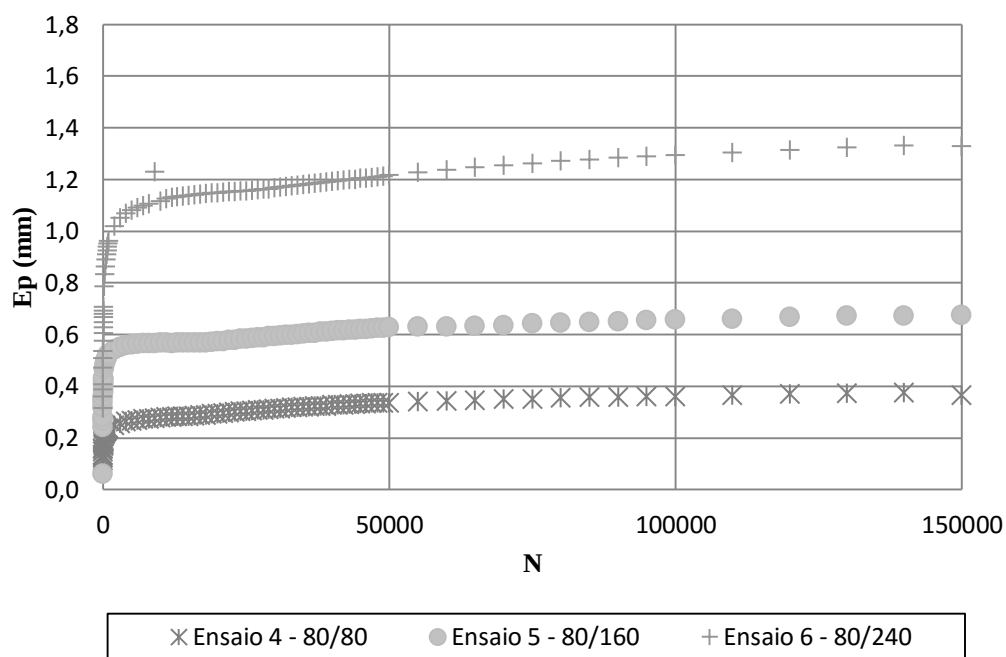


Figura 95 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 80 kPa da C7

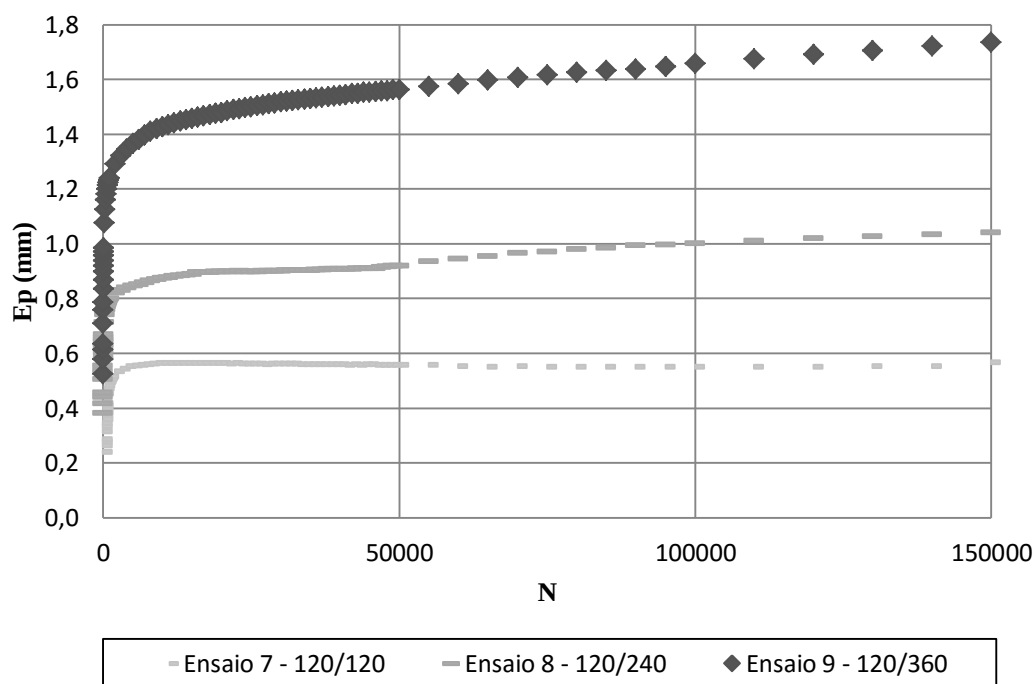


Figura 96 - Deformação permanente acumulada ao longo de 150 mil ciclos para tensão confinante de 120 kPa da C7

4.8.2. Análise do *Shakedown*

O estudo do *Shakedown* foi realizado segundo o gráfico de Dawson e Wellner, resultados na Figura 97, e usando a classificação proposta por Werkmeister.

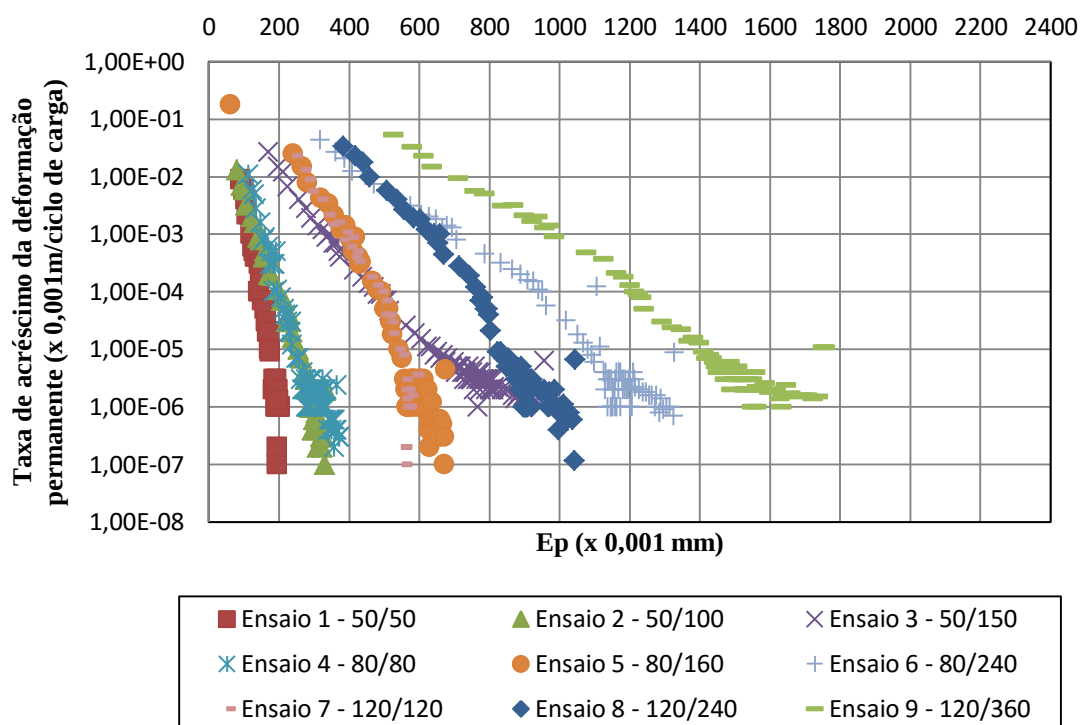


Figura 97 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* da C7 deste estudo pelo Modelo de Dawson e Wellner

A maioria dos ensaios apresentaram formas de curvas indicando tendência ao acomodamento, Figura 97, porém os ensaios 3, 4, 6 e 9 apresentaram taxas com valores na ordem de 10^{-6} .

Em geral, o comportamento para o material nessa granulometria pode ser considerado tipo A, de acomodamento plástico, já que a maioria dos ensaios atingiu a ordem de grandeza de 10^{-7} apresentando *shakedown*, por este critério. Vale salientar que os ensaios que evidentemente apresentaram *shakedown* foram os com razão de tensão 1 e 2, com exceção do ensaio 4.

4.8.3. Análise da Deformação Elástica e do Módulo de Resiliência

As curvas apresentadas na Figura 98 retratam o comportamento elástico da brita da amostra 2 para a granulometria C7 no decorrer de ensaios de deformação permanente.

Observando o gráfico da Figura 98 é possível identificar a mesma característica comportamental dessas curvas referentes a C7 comparadas às demais: ocorre acomodamento das deformações resilientes após determinada quantidade de aplicações

de carga, em nível menor do que o inicial, indicando assim que o material passou a apresentar elasticidade menor ao longo dos ciclos. É interessante observar também que a constância no nível de deformação permanente chega mais rápido para as menores tensões confinantes e menores razões de tensões assim como para as deformações elásticas.

Analisando as curvas obtidas também é possível verificar que o comportamento do material foi influenciado pelo estado de tensão aplicado ao corpo de prova.

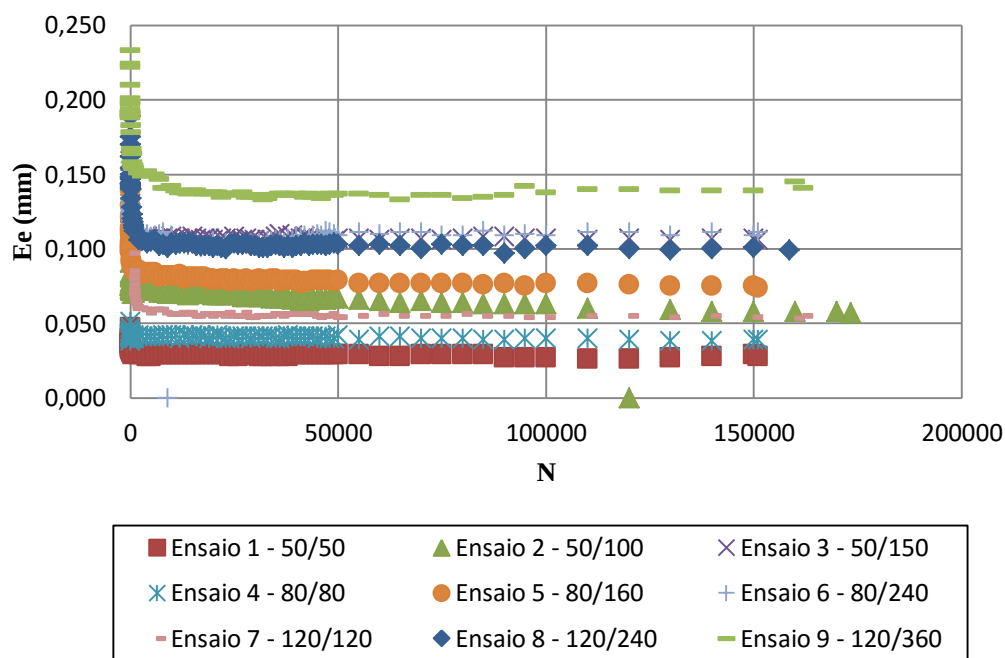


Figura 98 - Deformação elástica durante ensaio de deformação permanente para C7 deste estudo

Na Figura 99 estão os valores dos módulos de resiliência calculados no decorrer dos ensaios de deformações permanentes. Graficamente estão apresentados cada ensaio, de onde é possível concluir que a rigidez variou com as tensões aplicadas nos ensaios, sendo os maiores MRs para os ensaios de tensão confinantes 120 e 80 kPa.

Os valores de módulo de resiliência com 80 kPa de tensão confinante não apresentaram variações significativas, enquanto com tensão confinante de 120 kPa aumentou com a razão de tensão. Os ensaios realizados com tensão confinante de 50 kPa apresentaram valores de MR menores com o aumento das razões de tensões.

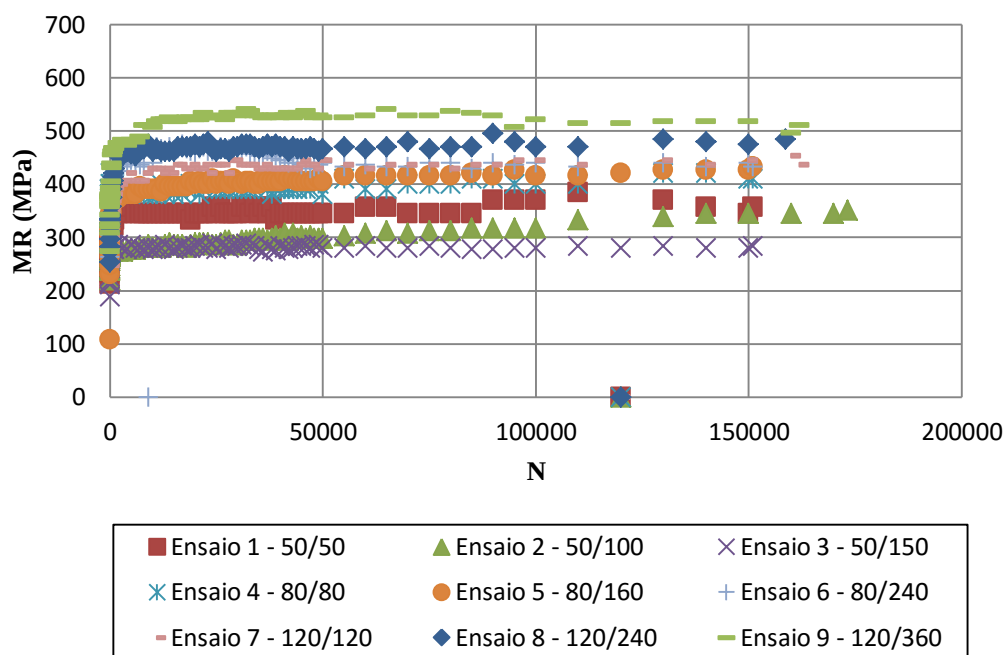


Figura 99 - Variação do módulo resiliente durante ensaio de deformação permanente da C7 deste estudo

Pela Tabela 68 é possível comparar os módulos referentes aos ensaios realizados após as deformações permanentes, nos mesmos corpos de provas, e os ensaios realizados de forma convencional em três corpos de prova específicos. Esses coeficientes são em função da tensão confinante.

Verifica-se da Tabela 68 que os valores de MR serão mais altos após o material ser submetido à longo período de carregamento, ou seja, o material sujeito às aplicações de carga para o ensaio de deformação permanente aumentou sua rigidez. Também é possível notar que os valores do ensaio de MR à 1Hz, realizados após os ensaios de MR à 2Hz, foram bem próximos, a maioria maiores. Além disso, observa-se que os módulos de resiliência foram mais altos para os ensaios realizados após os ensaios de deformações permanentes de razão de tensão 2, com exceção dos ensaios com tensão confinante de 120 kPa ensaiados à frequência de 2Hz.

Tabela 68 - Coeficientes dos MR após a DP e MR convencionais para 1Hz e 2Hz da granulometria C7

Ensaio	MR = $k_1(\sigma_3)^{k_2}$					
	Depois da DP - 2 Hz			Depois da DP - 1 Hz		
	k₁	k₂	R²	k₁	k₂	R²
50/50	1045	0,39	0,816	1048	0,39	0,800
100/50	1301	0,39	0,835	1259	0,39	0,827
150/50	894	0,36	0,859	885	0,36	0,775
80/80	1231	0,37	0,725	1272	0,41	0,716
160/80	1429	0,43	0,850	1476	0,43	0,892
240/80	1251	0,43	0,824	1227	0,41	0,812
120/120	1146	0,40	0,902	1089	0,38	0,810
240/120	1028	0,35	0,824	1115	0,39	0,833
360/120	668	0,22	0,332	978	0,35	0,744
Média:	1110	0,37	0,774	1150	0,39	0,801
MR convencional						
2Hz Média 1Hz	1019	0,39	0,910	1104	0,40	0,849
k₁ 919 k₁ 967	937	0,35	0,831	863	0,31	0,837
k₂ 0,36 k₂ 0,36	801	0,33	0,684	946	0,36	0,846

4.8.4. Análise Granulométrica

Os corpos de prova depois de ensaiados no equipamento triaxial de cargas repetidas foram destorroados para serem peneirados. As granulometrias encontradas estão na Figura 100 e Tabela 69.

Todos os ensaios da curva C7 tiveram a quantidade de partículas finas aumentada, com exceção da quantidade passante na peneira #200 (0,075 mm). Os aumentos das porcentagens passantes nas peneiras indicam possível quebra e abrasão das partículas devido aos esforços aos quais foram submetidas. O aumento do material não passante na peneira de abertura 0,075 mm pode representar quebra em tamanho maior o suficiente para serem retidas.

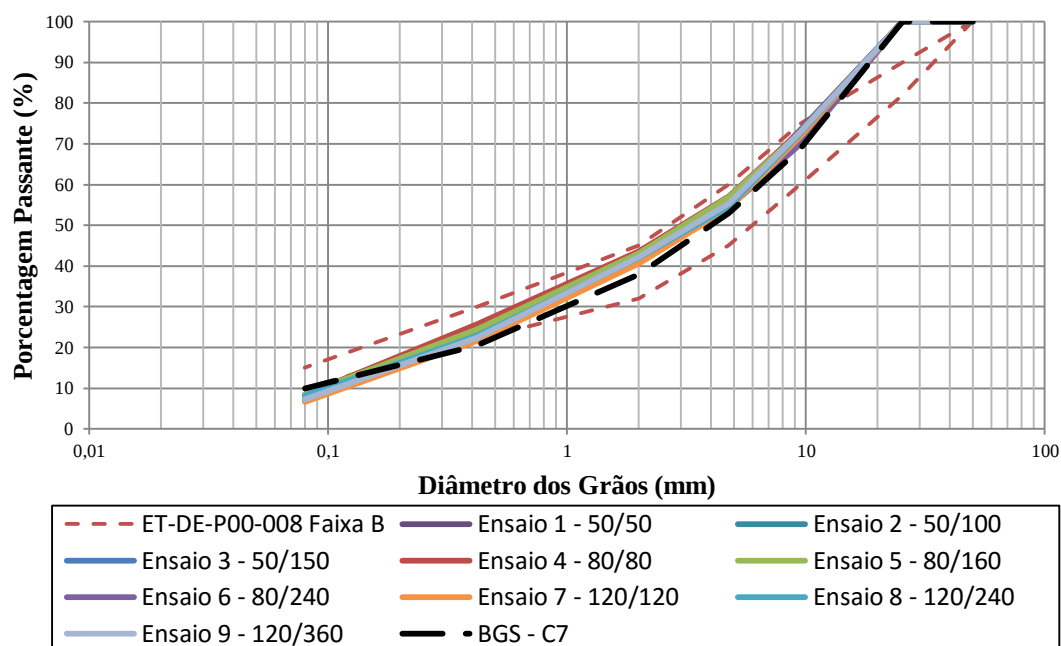


Figura 100 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para C7 desta pesquisa

Tabela 69 - Granulometria dos CPs após ensaios de DP e MR para C7 desta pesquisa

		% passante					
Peneiras	C7	50/50		50/100		50/150	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	68,9	73,4	-4,4	71,2	-2,2	73,5	-4,5
#4	52,9	55,4	-2,4	54,6	-1,7	55,8	-2,9
#10	37,9	42,8	-4,8	41,6	-3,6	42,2	-4,3
#40	20,5	24,1	-3,6	23,3	-2,8	24,1	-3,6
#200	10,0	6,8	3,2	8,0	1,9	7,1	2,9
Peneiras	C7	80/80		80/160		80/240	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	68,9	73,1	-4,1	72,9	-3,9	70,0	-1,0
#4	52,9	57,1	-4,2	57,0	-4,0	54,4	-1,5
#10	37,9	43,5	-5,6	43,2	-5,3	41,3	-3,4
#40	20,5	25,7	-5,2	24,5	-4,0	22,2	-1,7
#200	10,0	8,4	1,6	8,5	1,4	7,2	2,7
Peneiras	C7	120/120		120/240		120/360	
		Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença	Pós-ensaio	Diferença
1"	100,0	100,0	0,0	100,0	0,0	100,0	0,0
3/8"	68,9	71,8	-2,9	72,7	-3,7	73,0	-4,0
#4	52,9	54,2	-1,3	54,6	-1,6	55,4	-2,5
#10	37,9	40,6	-2,6	42,0	-4,1	42,1	-4,2
#40	20,5	21,6	-1,1	22,9	-2,4	22,4	-1,9
#200	10,0	6,6	3,4	8,2	1,8	7,3	2,6

*Quando a diferença é positiva significa que houve aumento de partículas retidas nessa peneira.

4.9. PARÂMETROS DE PREVISÃO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE – MODELO DE GUIMARÃES (2009)

Os resultados dos ensaios de deformação permanente foram aplicados para obtenção dos parâmetros do Modelo de Guimarães (2009) de previsão da deformação permanente.

As expressões do modelo obtidas estão representadas pelas Equações 23, 24, 25, 26, 27, 28 e 29, respectivamente ao número da curva, com as tensões representadas em kgf/cm².

$$\varepsilon_{p,1}(\%) = 0,1608 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,0970} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,5250} \cdot N^{0,0752} \quad R^2 = 0,818 \quad (23)$$

$$\varepsilon_{p,2}(\%) = 0,0968 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,1685} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,7326} \cdot N^{0,0863} \quad R^2 = 0,895 \quad (24)$$

$$\varepsilon_{p,3}(\%) = 0,1276 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,4085} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,0500} \cdot N^{0,0735} \quad R^2 = 0,946 \quad (25)$$

$$\varepsilon_{p,4}(\%) = 0,1010 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,1825} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,9091} \cdot N^{0,0753} \quad R^2 = 0,840 \quad (26)$$

$$\varepsilon_{p,5}(\%) = 0,0868 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,2801} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,8929} \cdot N^{0,0961} \quad R^2 = 0,934 \quad (27)$$

$$\varepsilon_{p,6}(\%) = 0,1294 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,0647} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,1000} \cdot N^{0,0735} \quad R^2 = 0,926 \quad (28)$$

$$\varepsilon_{p,7}(\%) = 0,0775 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,2304} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{1,1428} \cdot N^{0,0857} \quad R^2 = 0,951 \quad (29)$$

A regressão múltipla dos resultados foi feita com auxílio do *software* Statistica 13.0, usando a estimativa não linear, e resultou em valores do coeficiente de correlação no intervalo entre 0,8 e 1,0 indicando enquadramento satisfatório.

Os valores de R^2 foram melhores para o material 2, a brita graduada oriunda da pedreira Petra Agregados.

Pela Tabela 70 pode-se observar que diferente dos demais parâmetros variáveis, para todas as curvas o valor de ψ^2 , parâmetro referente à tensão confinante, foi negativo. Já o parâmetro referente a tensão desvio, ψ^3 , foram os de maiores valores para todas as curvas granulométricas estudadas.

Foi possível observar também pelos parâmetros encontrados que o número de ciclo de carga exerce influência semelhante em todas as curvas, baixa em relação às tensões. Mas, os valores de *p-value* foram bem baixos para todas as análises, indicando que todos os parâmetros encontrados no modelo para as curvas têm significância estatística para previsão do acomodamento da deformação permanente.

Importante destacar que as menores deformações permanentes específicas encontradas foram para as curvas montadas segundo o método de Fuller e o método de Alfred.

Os parâmetros encontrados para cada uma das sete curvas trabalhadas e para britas encontradas na literatura brasileira estão apresentados na Tabela 70. Esses parâmetros determinados nesta pesquisa também podem ser encontrados no Anexo II juntamente com as informações de cada uma das curvas granulométricas.

Os valores dos parâmetros para as britas deste estudo seguiram padrão bem semelhante em relação à influência das tensões aplicadas e o número de ciclos de aplicações de cargas em comparação com os resultados de Guimarães e de Malysz (25x50cm). Os valores encontrados por MALYSZ (2009) para brita graduada de basalto ensaiada em corpo de prova de dimensões 10x20cm apresentou ψ^1 muito pequeno, e ψ^2 , ψ^3 e ψ^4 altos comparados com os demais resultados das outras britas mostradas na Tabela 70.

Tabela 70 – Parâmetros do Modelo de Guimarães para as britas graduadas de duas amostras nos sete arranjos granulométricos desta pesquisa e para as britas encontradas na literatura

Descrição	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
Guimarães (2009) - Brita Graduada de Chapecó/SC ensaiada em CP 10x20cm	0,079	-0,598	1,244	0,082	-
Malysz (2009) - brita graduada de basalto ensaiada em CP 10x20cm	5,83E-05	0,213	1,462	0,154	0,861
Malysz (2009) - brita graduada de basalto ensaiada em CP 25x50cm	0,043	-0,995	1,082	0,045	0,969
Lima (2016) - C1 - Amostra 1 ensaiada em CP 10x20cm	0,161	-0,097	0,525	0,075	0,818
Lima (2016) - C2 - Amostra 1 ensaiada em CP 10x20cm	0,097	-0,168	0,733	0,086	0,895
Lima (2016) - C3 - Amostra 1 ensaiada em CP 10x20cm	0,128	-0,408	1,050	0,073	0,946
Lima (2016) - C4 - Amostra 1 ensaiada em CP 10x20cm	0,101	-0,182	0,909	0,075	0,840
Lima (2016) - C5 - Amostra 2 ensaiada em CP 10x20cm	0,087	-0,280	0,893	0,096	0,934
Lima (2016) - C6 - Amostra 2 ensaiada em CP 10x20cm	0,129	-0,065	1,100	0,073	0,926
Lima (2016) - C7 - Amostra 2 ensaiada em CP 10x20cm	0,077	-0,230	1,143	0,086	0,951

Mas vale salientar que MALYSZ (2009) seguiu procedimento diferente do empregado por GUIMARÃES (2009) e utilizado na presente dissertação para realização do ensaio triaxial de deformação permanente. Malysz utilizou no máximo 80mil ciclos de carga para cada estado de tensão e ensaios a multiestágios de carregamento e também a um único estágio para as duas dimensões de CP estudadas, ambos conduzidos com pressão confinante constante, sendo necessário no caso dos ensaios multiestágios para o cálculo dos parâmetros do modelo de Guimarães trazer a curva para origem, com o número de ciclos iniciando no zero. Em MALYSZ (2009) o material submetido aos ensaios foi extraído de pistas experimentais e para compactação do corpo de prova de dimensões 25x50cm foi utilizado um martelo rompedor da marca HILTI, modelo TE 706, devido a inviabilidade de usar o soquete Proctor na energia modificada.

4.10. ANÁLISE CONJUNTA DAS DEFORMAÇÕES PERMANENTES

Os valores das deformações permanentes acumuladas nos 150 mil ciclos iniciais das sete curvas estudadas nesta dissertação estão apresentados na Figura 101, em gráfico de barras e em forma de tabela.

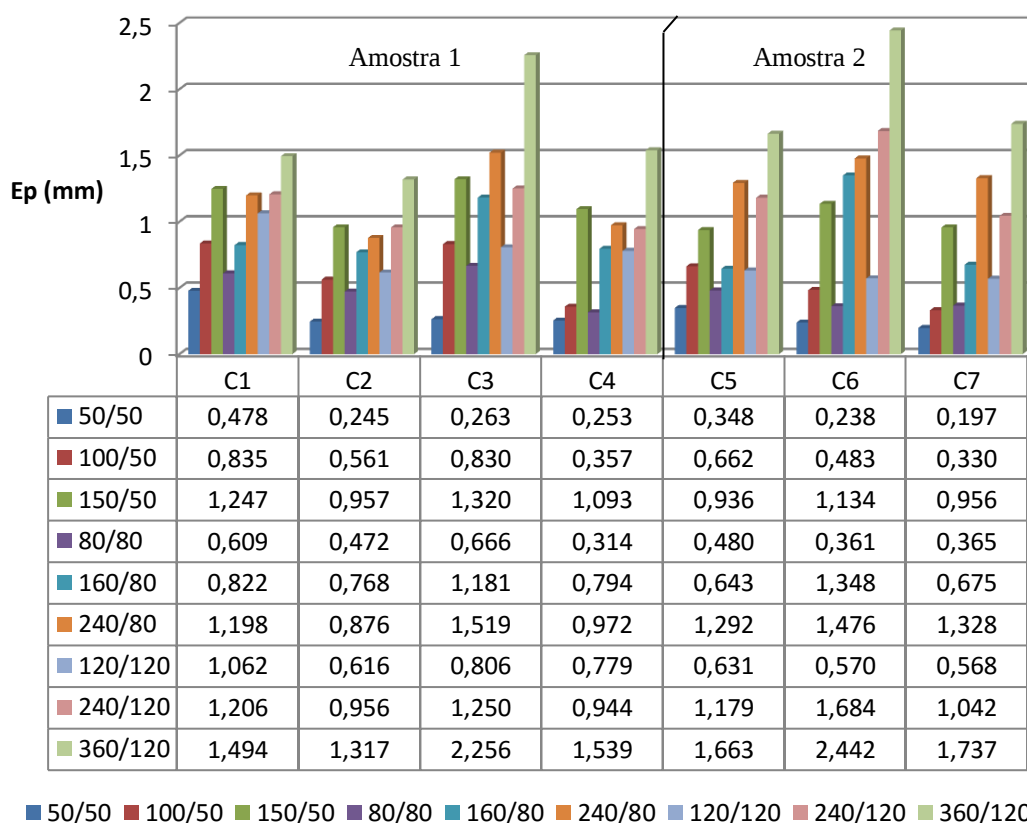


Figura 101 - Resumo das deformações permanentes acumuladas a 150 mil ciclos de cargas separadas pelas curvas granulométricas trabalhadas neste estudo

É possível observar que variar a distribuição granulométrica influi diretamente nas deformações permanentes resultantes. A C1, curva próxima da utilizada em campo numa obra no Rio de Janeiro, apresentou diferentes resultados de deformações permanentes acumuladas e comportamentos elásticos comparados às curvas 2, 3 e 4 que foram montadas com outras distribuições granulométricas utilizando esse mesmo material.

As deformações permanentes acumuladas da C2 em relação à C1 foram menores para todos os nove diferentes pares de tensões. No entanto, para C4 e C5, houve três casos em que a deformação permanente acumulada da C1 foi menor, sendo dois desses casos referente à tensão confinante 120 kPa e tensão desvio 360 kPa. Para C3, em contrapartida, os resultados das deformações permanentes acumuladas na maioria dos casos foram maiores que da C1.

Constata-se para todas as curvas de brita estudadas, Figura 102, como analisado individualmente, que a deformação permanente acumulada é maior quanto maior a variação da razão de tensões σ_d/σ_3 .

Na Figura 102 fica melhor a visualização das variações das deformações permanentes para 150000 ciclos quanto à tensão confinante, para todas as curvas granulométricas ensaiadas, sendo possível confirmar que a deformação permanente cresce com o aumento da tensão confinante concomitante com o crescimento da relação σ_d/σ_3 .

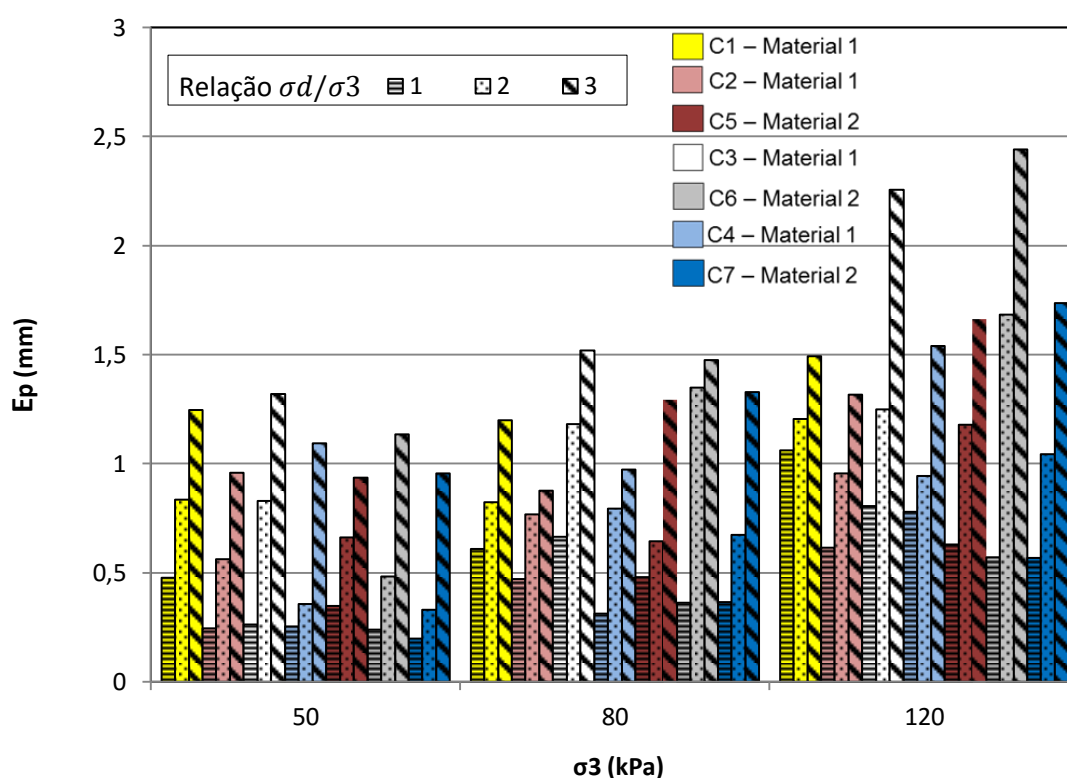


Figura 102 - Resumo das deformações permanentes acumuladas a 150 mil ciclos de cargas separadas pelas tensões confinantes aplicadas neste estudo

Observa-se que as maiores variações de deformação permanente acumulada ocorreram para a maior tensão confinante aplicada em algumas granulometrias, enquanto para C1, C2 e C4 a variação máxima foi na tensão confinante 50 kPa, a menor.

Para a maioria dos ensaios quanto maior fosse a tensão confinante maiores seriam também o acréscimo de deformação permanente acumulada com o aumento da tensão desvio, mas houve exceções que podem ter sido influenciadas pela moldagem dos

corpos de prova e portanto, admite-se que não foi possível definir um padrão quanto a variação da tensão confinante e os acréscimos das deformações permanentes.

Constatou-se que a C6 apresentou as maiores variações de deformação permanente entre seus resultados individuais de deformação permanente em comparação com as demais curvas.

Para análise das diferentes britas graduadas para distribuições granulométricas semelhantes foram montados três gráficos de barras: Figura 103, 104 e 105, referentes aos métodos de Fuller, Bailey e Alfred, respectivamente.

A Figura 103 mostra os diferentes resultados de deformações permanentes acumuladas das curvas montadas segundo o método de Fuller. É possível observar que as menores deformações permanentes totais foram obtidas para o material britado da Amostra 1.

Pela Figura 104, curvas montadas segundo o Método Bailey, mas no padrão fino deste método, observa-se que as menores deformações permanentes ocorreram para o material da Amostra 2 na maior parte dos corpos de provas. O mesmo ocorreu para as curvas montadas pelo método de Alfred: a Figura 105 mostra que em geral as menores deformações permanentes acumuladas ocorreram para o material granular da Amostra 2.

Os valores de deformações permanentes acumuladas comparados entre as diferentes curvas ensaiadas com o mesmo material, no caso C1, C2, C3 e C4, mostraram que o melhor método utilizado foi o de Fuller, C2, que resultou em menores deformações permanentes. Para as curvas C5, C6 e C7 ensaiadas com o material da Amostra 2, as menores deformações permanentes foram encontradas para a curva referente ao método de Alfred, C7.

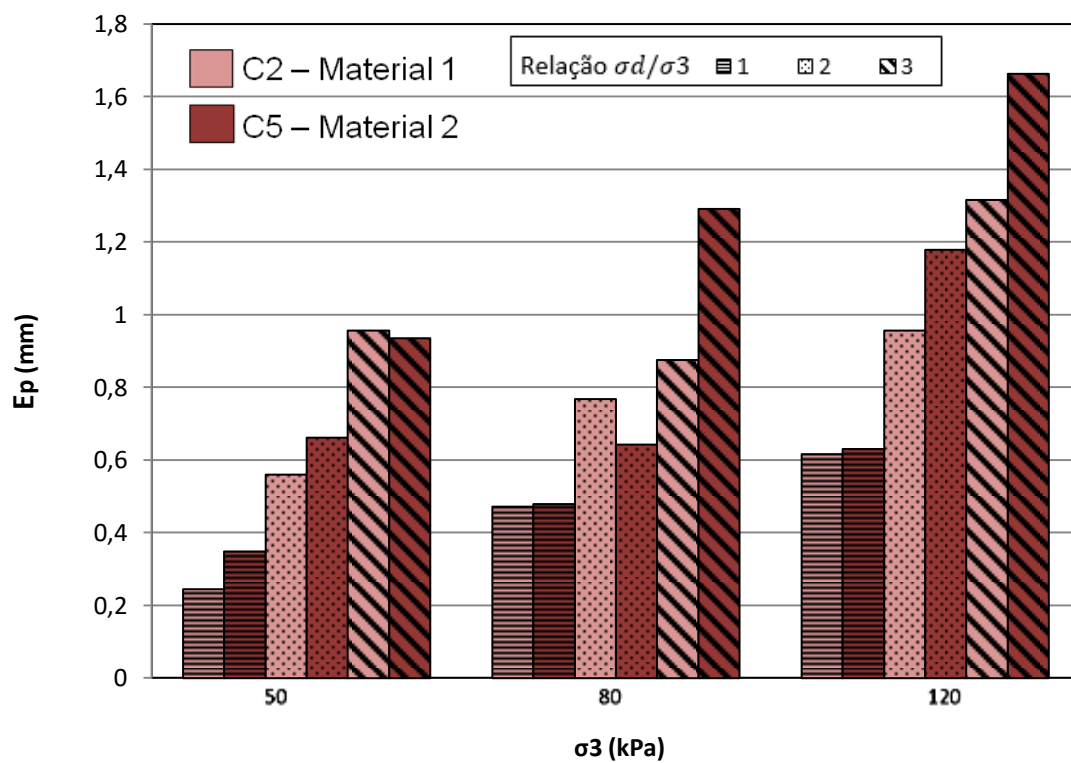


Figura 103 - Deformações permanentes acumuladas para C2 e C5 deste estudo após 150 mil ciclos de cargas

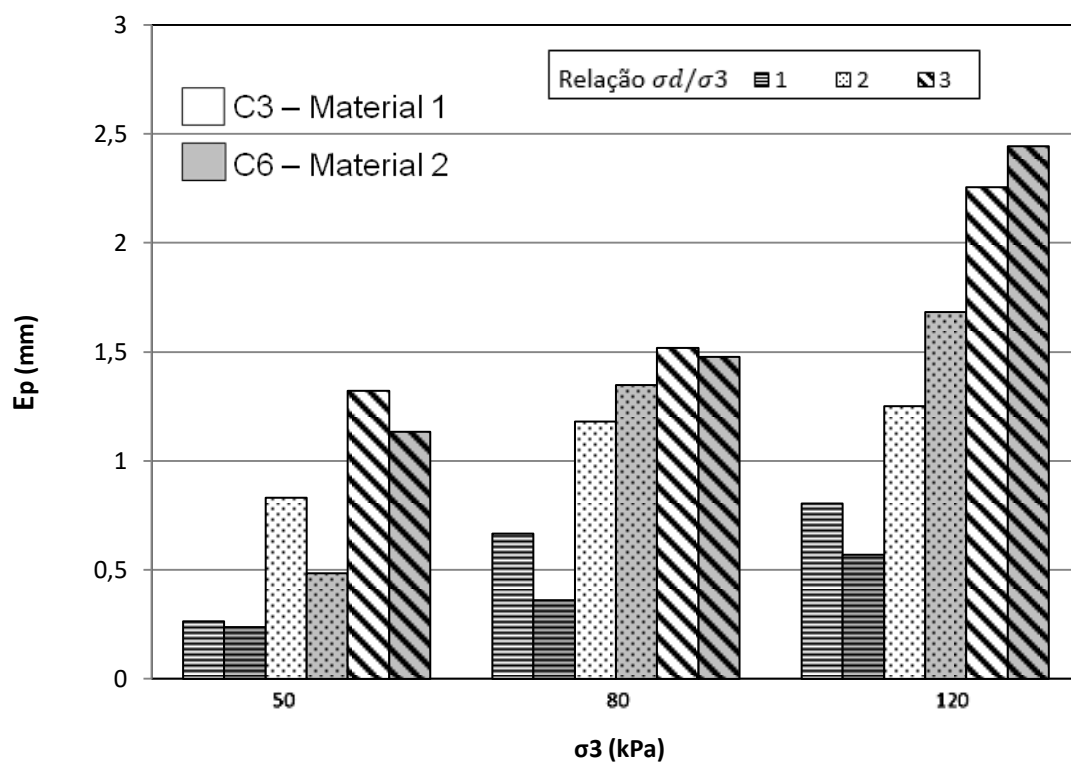


Figura 104 - Deformações permanentes acumuladas para C3 e C6 deste estudo após 150 mil ciclos de cargas

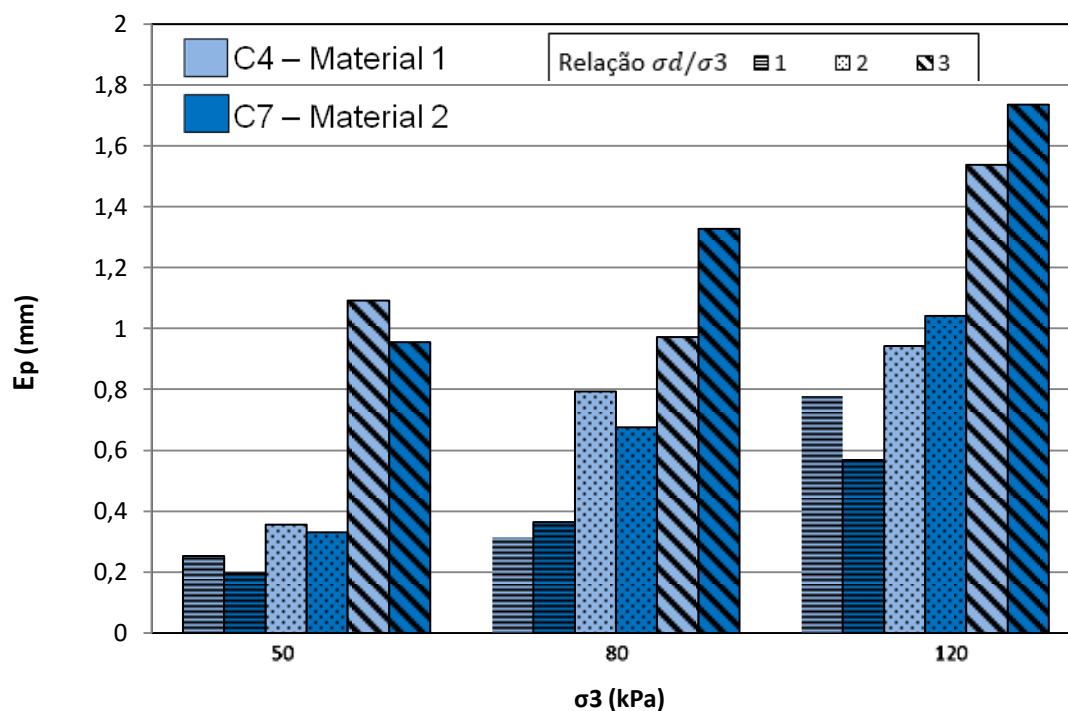


Figura 105 - Deformações permanentes acumuladas para C4 e C7 deste estudo após 150 mil ciclos de cargas

Conclui-se, a partir dos resultados apresentados que, para a brita da Amostra 1, as granulometrias usadas neste estudo, C1, C2, C3 e C4, o melhor método utilizado foi o de Fuller. Já para a brita graduada da Amostra 2, C5, C6 e C7, foi o método de Alfred. Isso se deve ao fato de terem apresentado em geral as menores deformações permanentes acumuladas.

No entanto ainda não se pode afirmar qual o método mais adequado, pois todos os métodos testados têm vantagens e desvantagens. Para ser ter uma indicação melhor de qual deles é mais eficiente precisasse aumentar o banco de dados visto que os métodos têm parâmetros genéricos, mas os materiais têm influencia da forma, origem, dentre outros fatores, e também deve ser levado em consideração o fato de terem sido desenvolvidos para outras aplicações.

4.11. ANÁLISE CONJUNTA DOS MÓDULOS DE RESILIÊNCIA

Para cada curva granulométrica estudada nesta pesquisa foram feitas análises individuais dos módulos de resiliência medido na forma tradicional, durante o ensaio de deformações permanentes com o mesmo estado de tensão, e após a longa aplicação de

cargas dos ensaios de deformações permanentes. Neste item, os valores encontrados serão estudados em conjunto.

Primeiramente, para as análises anteriormente mostradas neste capítulo, optou-se por representar o valor de módulo de resiliência em função da tensão confinante visto que foi o que melhor apresentou enquadramento dentre os modelos simples e por ser o mais fácil para análise de muitos dados.

A partir das análises mencionadas, pode-se concluir que os módulos de resiliência após DP não apresentaram uma tendência padrão de incremento para todas as curvas analisadas no que tange as tensões aplicadas, nos ensaios de deformações permanentes. A maioria das curvas teve no aumento das razões de tensões durante os ensaios de DP a razão dos aumentos dos MRs ao final do longo período de aplicações de carga. As exceções foram: para C6 não se pode identificar nenhuma tendência para o crescimento, para as C7 (1Hz e 2Hz) e C5, que apresentaram maiores valores de MR quando aplicadas razões de tensões 2 e menores valores de MR quando executadas razões de tensões 3, para a maior parte dos casos.

Comparando-se os valores dos módulos de resiliência ensaiados de maneira tradicional e os módulos de resiliência ensaiados de maneira tradicional após os ensaios de deformações permanentes conseguiu-se demonstrar que houve enrijecimento do material depois deste ser submetido a mais de 10^5 solicitações de carregamento. A C1 foi uma exceção já que os módulos resilientes ensaiados após os ensaios de DP foram menores que a média dos ensaios de módulos tradicionais.

Durante os ensaios de deformações permanentes, os módulos de resiliência variaram aumentando seus valores de acordo com o aumento das tensões confinantes e variações das tensões desvios.

Nas Tabelas 71 e 72 é possível observar os valores de módulo de resiliência obtidos da maneira convencional em função da tensão confinante e em função da tensão confinante combinada com a tensão desvio, respectivamente. Já na Figura 106 estão os gráficos com a representação do MR pelo modelo composto que apresenta melhor

enquadramento estatístico, com exceção das curvas C2, C3 e C5. Analisando o modelo composto é possível melhor visualizar atuação das tensões aplicadas. GUIMARÃES (2009) em sua tese constatou para a Brita Graduada de Chapecó que para ensaios futuros deveriam ser analisados os módulos de resiliência pelo modelo composto, o mesmo ocorreu aqui.

A Tabela 72 exibe os valores de módulo de resiliência, pelo modelo composto (Equação 30), de corpos de prova ensaiados de modo convencional de cada curva.

$$MR = k_1 \cdot (\sigma_3)^{k_2} \cdot (\sigma_d)^{k_3} \quad (30)$$

Onde,

MR é o módulo de resiliência (MPa);

σ_3 é a tensão confinante (MPa);

$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

k1, k2 e k3 são os coeficientes da regressão.

Tabela 71 – Quadro resumo dos coeficientes dos MRs convencionais pelo modelo simples

MR = $k_1(\sigma_3)^{k_2}$								
MR convencional								
Variáveis	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7 - 2Hz	C7 - 1Hz
k1	1329	1176	711	1077	1178	631	919	967
k2	0,58	0,51	0,35	0,44	0,40	0,29	0,36	0,36
R²	0,962	0,909	0,778	0,842	0,513	0,552	0,808	0,844

Tabela 72 - Quadro resumo dos coeficientes dos MRs convencionais pelo modelo composto

MR = $k_1 \cdot (\sigma_3)^{k_2} \cdot (\sigma_d)^{k_3}$								
MR convencional								
Variáveis	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7 - 2Hz	C7 - 1Hz
k1	1401	1283	786	1202	1149	695	1033	1079
k2	0,57	0,49	0,45	0,50	0,53	0,47	0,44	0,45
k3	0,03	0,06	-0,09	-0,02	-0,18	-0,19	-0,05	-0,07
R²	0,965	0,872	0,522	0,872	0,443	0,622	0,834	0,879

Ao analisar graficamente o MR com os valores encontrados pelo modelo combinado, confirmou-se, para estes materiais utilizados, que a tensão confinante exerce considerável influência sobre o MR que é pouco influenciado pela tensão desvio. É relevante também observar que os valores de MR foram condizentes com o tipo de material analisado, brita graduada, para aplicação em base.

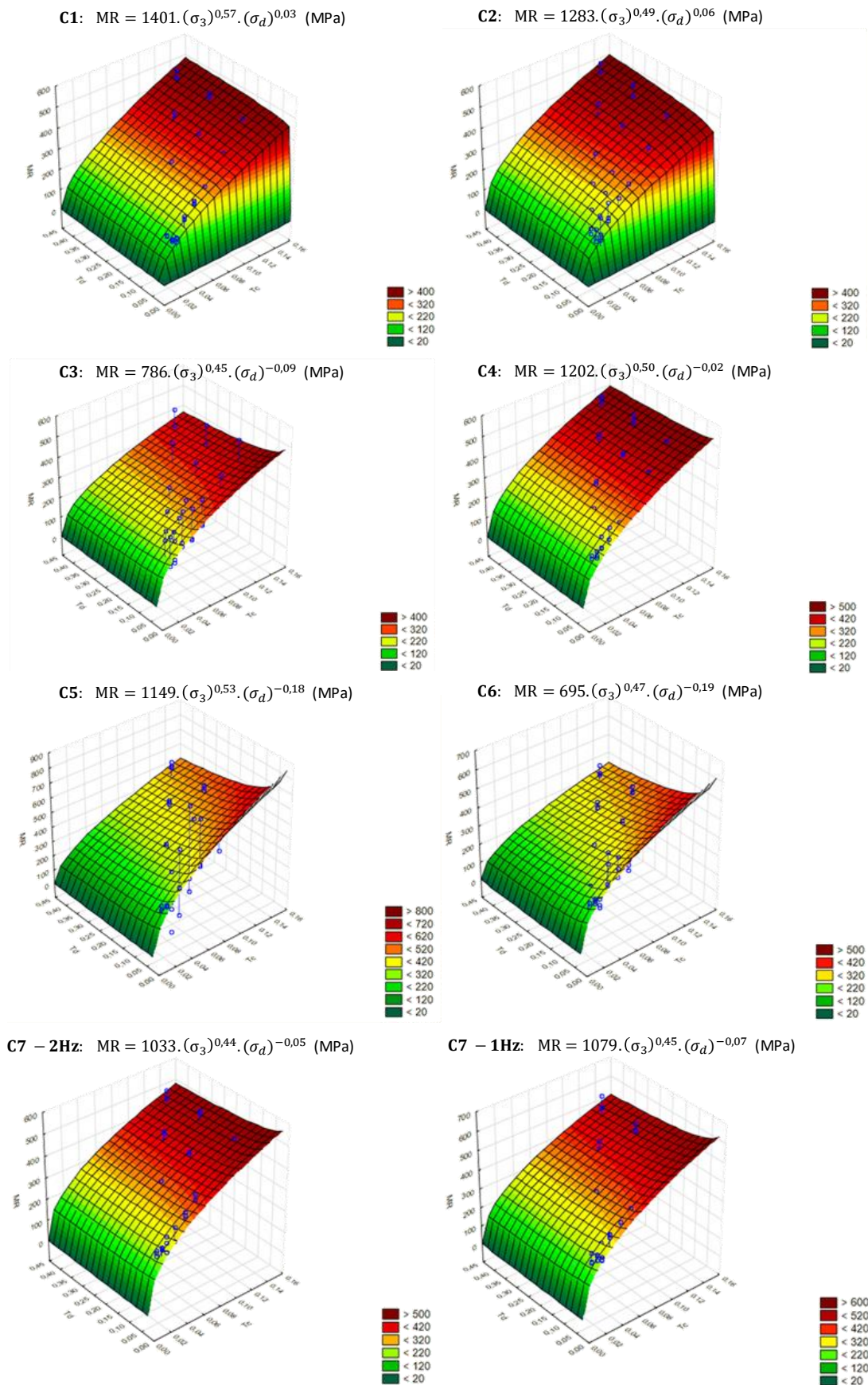


Figura 106 - Variações dos módulos resiliente em função da tensão desvio e confinante

Segundo BERNUCCI *et al.* (2010), o MR de brita graduada é em média de 100 a 400MPa em aplicações em camada de base do pavimento, valor esse que varia dependendo da distribuição granulométrica, natureza dos agregados, estado de tensões e estado de compactação.

Para todas as curvas estudadas nesta pesquisa pode-se observar que o valor de MR tende a zero quando a tensão confinante tende a zero e que diferentes das curvas C1 e C2, as demais curvas tendem a aumentar o valor de módulo resiliente quando o valor da tensão desvio tende a zero.

Analisando a Figura 106, observa-se que as curvas da amostra 2 apresentaram gráficos de MR que retratam comportamentos mais semelhantes entre si dos efeitos simultâneos da tensão desvio e confinante. As curvas da amostra 1 também apresentaram claramente gráficos mais similares entre si que comparados aos da amostra 2, mostrando para as curvas C1, C2, C3 e C4 menores variações no MR com as alterações entre as tensões. Além disso, as quatro curvas da amostra 2 estudada apresentaram valores de MR com maiores variações para tensões confinantes fixadas e quaisquer que fossem as tensões desvios.

4.12. ANÁLISE CONJUNTA DAS GRANULOMETRIAS UTILIZADAS

As granulometrias testadas permitem concluir que influenciam no comportamento mecânico, variando as deformações permanentes acumuladas nos corpos de provas dependendo das tensões aplicadas e do material. Logo, é importante o entendimento do efeito da granulometria.

As Figuras 107 e 108 apresentam as distribuições granulométricas dos corpos de prova após o processo de compactação e os ensaios de deformações permanentes e módulos de resiliência. Houve quebra e abrasão para todas as quatro variações de curva, para algumas mais significativas que outras, variando a quantidade de finos para cada uma das sete curvas ensaiadas.

Os resultados para as curvas em que o material utilizado foi o da Amostra 1 estão na Figura 107. As curvas indicam que as granulometrias resultantes após realização dos ensaios para as curvas C2 e C4 foram mais próximas entre si que as demais, inclusive apresentaram índice de vazios bem semelhantes como pode ser observado no item 4.15.3. É possível observar um distanciamento considerável das distribuições granulométricas dos corpos de prova após terem sido ensaiados com relação à curva granulométrica proposta inicialmente, principalmente referente aos ensaios para a C2.

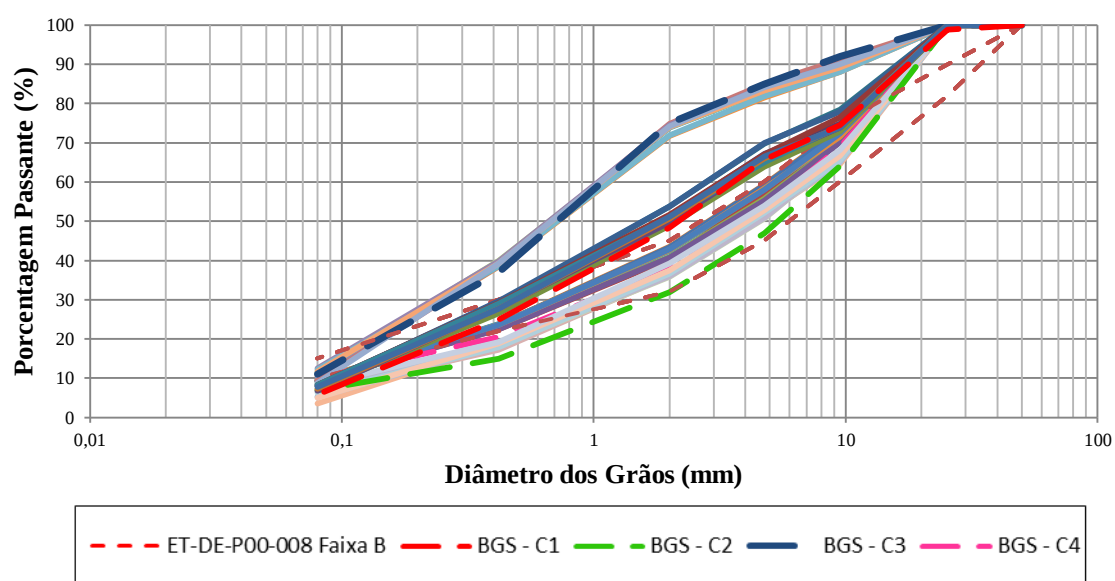


Figura 107 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para as curvas granulométricas com brita da amostra 1 desta pesquisa

A Figura 108 com as granulometrias encontradas após os ensaios com o material britado da Amostra 2 mostra a mesma tendência de aumento dos finos, o que indica quebra ou abrasão dos agregados.

No entanto, para a C3 e C6, apesar da quantidade de finos aumentar, a quantidade de partículas graúdas também é consideravelmente maior do que a granulometria prevista para entrar no corpo de prova, o que indica que a quantidade inicial colocada foi diferente da prevista devido ao operador durante a moldagem.

Segundo LIMA e MOTTA (2015b), quando os agregados são colocados numa camada de base ou sub-base eles são propensos à quebra, porém, segundo LIMA e MOTTA (2015a), quando solicitados especialmente em uma composição com muitos finos que

amortecem os contatos diretos entre os grãos graúdos estes sofrem menos fratura, pois os agregados maiores estarão imersos nos menores. Este comportamento pode ser associado às curvas montadas segundo o Método Bailey para material com comportamento fino, as C3 e C6.

Apesar de ser outra brita graduada utilizada para C5, C6 e C7, os resultados mostraram semelhança granulométrica com poucas variações que devem ser consequência do tipo do material e quantidade colocada no CP pelo operador.

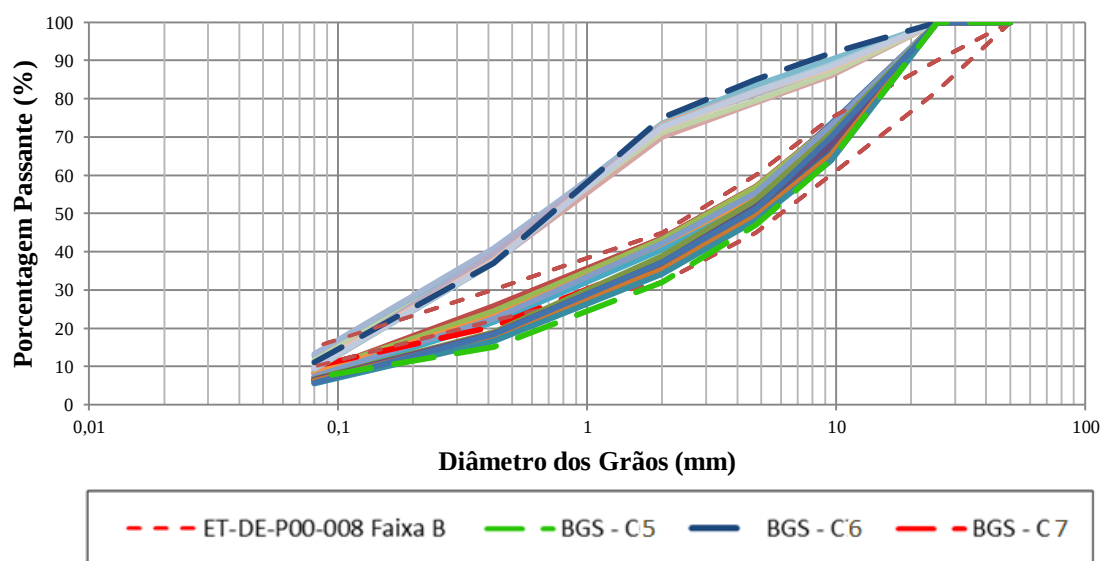


Figura 108 - Distribuições granulométricas dos CPs após ensaios de DP e MR para as curvas granulométricas com brita da amostra 2 desta pesquisa

Vale salientar que as menores deformações permanentes acumuladas encontradas foram pelas curvas C2, C4, C5 e C7 devido aos métodos utilizados para montagem da distribuição granulométrica nestas composições. Além disso, a avaliação das curvas granulométricas após os ensaios indica que as partículas seguiram um mesmo padrão de quebra para ambos os materiais britados utilizados.

A discussão a partir desses resultados leva a concluir que a granulometria teve grande influência nas deformações permanentes e que as curvas mais próximas da densidade máxima diminuíram a deformação permanente total, visto que proporciona melhor empacotamento e menos movimentos relativos entre partículas.

4.13. ANÁLISE DA APLICAÇÃO DO MÉTODO BAILEY

O Método Bailey, desenvolvido para seleção de agregados para misturas asfálticas, foi utilizado nesta pesquisa com a ideia de verificar a efetividade dos seus parâmetros de seleção com relação a materiais não ligados como brita graduada, voltados para base e sub-base.

O método foi usado para encontrar uma granulometria de comportamento fino, segundo a classificação do método, e para analisar todas as distribuições granulométricas ensaiadas neste trabalho. O primeiro objetivo gerou a curva C3 com a amostra 1, e foi reproduzida também com o material da amostra 2, C6.

As análises das outras curvas, montadas com outros critérios, foram realizadas da mesma maneira que para construção da C3, sendo o procedimento baseado em três parâmetros de proporções (AG – agregados graúdos, GA_F – graúda dos agregados finos, e FA_F – fina dos agregados finos) determinados a partir das peneiras de controle adotadas pelo método para tamanho nominal máximo adotado de 25,4 mm.

Vale salientar que as peneiras de controle e os limites das proporções variam de acordo com a classificação do comportamento do material dependente da granulometria do material para determinada distribuição granulométrica requerida.

Para utilizar o método Bailey e verificar o intertravamento foi necessário determinar a granulometria para todas as aberturas de peneiras do método que são: 19,0mm, 12,5mm, 9,5mm, 6,25mm, 4,75mm, 2,36mm, 1,18mm, 0,60mm, 0,30mm, 0,15mm e 0,075mm. Porém, aplicando os parâmetros do Método Bailey para as sete curvas distribuição granulométrica dos dois materiais, apenas a própria curva C3/C6, montada segundo os parâmetros deste procedimento se encaixou nos limites calculados.

A seleção granulométrica da C3 para atender ao método Bailey passou por diversas tentativas para atingir os limites dos parâmetros, visto que a norma para base e sub-base utilizada considera poucas peneiras em relação às utilizadas no Bailey.

A C1 foi avaliada pelo critério de seleção do esqueleto pétreo como de comportamento fino, visto apresentar 66.68 % passante na peneira de referência, a C2 foi classificada como de comportamento graúdo por apresentar 47 % de material passante na PCS de 4,75 mm (#4), a C3 foi classificada como comportamento fino como previsto e a C4 também apresenta comportamento fino com 52.94 % de material passante na PCS. As porcentagens passantes e os limites para as proporções de todas as curvas ensaiadas com os materiais da amostra 1, bem como suas classificações, estão apresentados na Tabela 73.

A Tabela 74 apresenta as porcentagens passantes e os valores obtidos para as curvas granulométricas com o material da amostra 2, a C5, C6 e C7.

Analisando as Tabelas 73 e 74 de análise do Método Bailey, pode-se observar que duas curvas montadas neste trabalho apresentaram comportamento graúdo, ambas de mesma distribuição de curva granulométrica, C2 e C5, de britas de pedreiras distintas.

É possível observar nas tabelas citadas que os valores encontrados para as duas curvas de esqueleto pétreo de comportamento graúdo não ficaram dentro dos limites para os parâmetros AG e GA_F.

Já a C6, apesar de ser com outro material com diferentes formas de grãos, mas parecida com a C3, apresentou todas as proporções dentro dos limites especificados para comportamento fino do material. Além disso, vale salientar, que as curvas C3 e C6 não estão dentro da faixa B da ET-DE-P00/008 do DER-SP (Tabela 5), mas estão consideravelmente enquadradas na faixa D desta especificação como pode ser observado na Figura 109.

Apesar do comportamento fino, as análises de deformação permanente mostraram que a composição definida pelo método Bailey resultou em bons resultados, se comparado a materiais de outras naturezas e diferentes características, e considerando também que em projetos de rodovias de alto volume de tráfego usualmente se considera deformação permanente de até 12,5 mm para toda estrutura embora não tenha sido o mais baixo dentre as curvas estudadas.

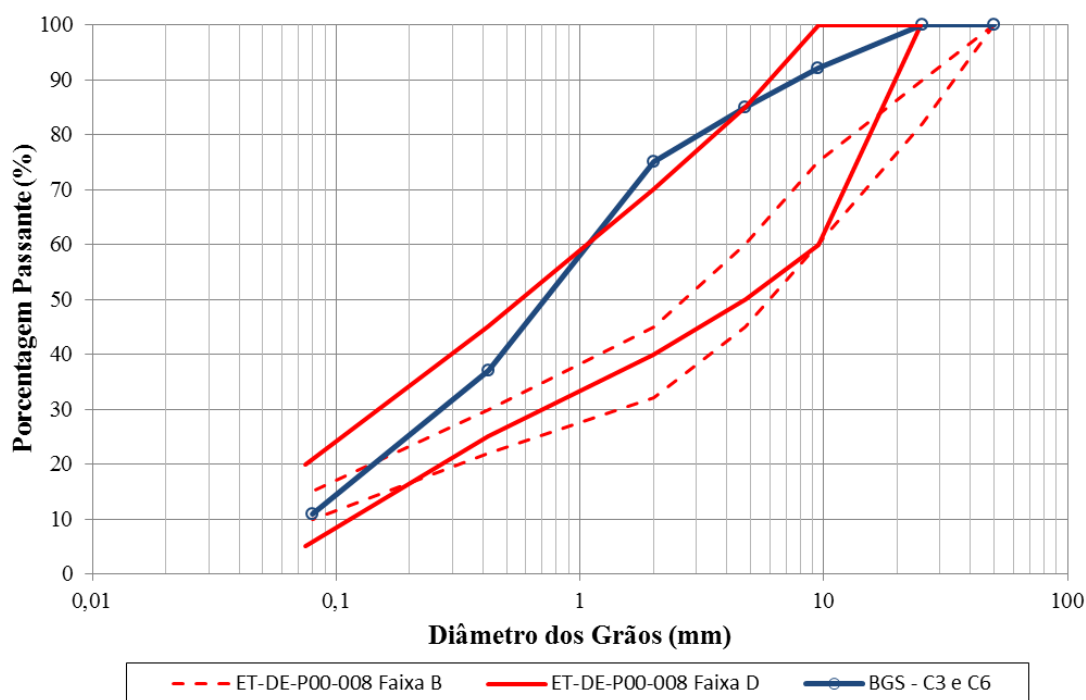


Figura 109 – Curvas granulométricas C3 e C6 desta pesquisa e as Faixas B e D da especificação ET-DE-P00/008 do DER/SP

Outro fator referente a C6 é que as deformações permanentes acumuladas foram em geral menores para esse material da amostra 2 que para a C3, o que pode ter ocorrido devido às partículas estarem posicionadas de forma mais efetiva levando a um empacotamento melhor, pois há poucas partículas retidas nas peneiras de aberturas maiores entre os intervalos das peneiras 3/8" e 1" comparados a distribuição da amostra 1.

Conclui-se que os valores referentes ao material da Amostra 2 apresentaram melhor enquadramento nos limites recomendados para a curva granulométrica proposta pelo Método Bailey de comportamento fino.

As demais curvas que não foram montadas segundo os critérios do Método Bailey, C1, C2, C4, C5 e C7, comparadas às C3 e C6, apresentaram menores deformações permanentes. Esse fato leva a crer que valores fora desses limites impostos para misturas asfálticas podem funcionar como base. No entanto, é preciso ensaiar muitas outras amostras para se ter uma conclusão melhor embasada sobre a aplicação do Bailey.

Tabela 73 – Análise dos parâmetros do método Bailey para as curvas granulométricas com brita da amostra 1 desta pesquisa

CURVAS	MATERIAL TRANSARIOCA										
	PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS	% passante	COMPORTAMENTO				PENEIRAS DE CONTROLE			
				Fino				NMMAS = 1"			
C1	PM	12,5 = 1/2"	76,71	Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação	PCP	4,75 = #4	2,36 = #8	% passante
	PCP	4,75 = #4	66,48	AG	0,24	0,60 - 1,00	Não OK	PM	2,36 = #8	1,18 = #16	53,60
	PCS	1,18 = #16	42,29	GAF	0,50	0,35 - 0,50	OK	PCPnova	0,3 = #50	0,075 = #200	21,05
	PCT	0,3 = #50	21,05	FAF	0,28	0,35 - 0,50	Não OK	PCT nova	0,075 = #200	0,075 = #200	5,93
C2	PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS	% passante	COMPORTAMENTO				PENEIRAS DE CONTROLE			
		25 = 1"		Graúdo				NMMAS = 1"			
	PM	12,5 = 1/2"	65,79	Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação	PM	-	-	-
	PCP	4,75 = #4	47,00	AG	0,55	0,70 - 0,85	Não OK	PCPnova	-	-	-
C3	PCS	1,18 = #16	27,23	GAF	0,58	0,35 - 0,50	Não OK	PCS nova	-	-	-
	PCT	0,3 = #50	13,28	FAF	0,49	0,35 - 0,50	OK	PCT nova	-	-	-
	PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS	% passante	COMPORTAMENTO				PENEIRAS DE CONTROLE			
		25 = 1"		Fino				NMMAS = 1"			
C4	PM	12,5 = 1/2"	92,40	Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação	PCP	4,75 = #4	2,36 = #8	77,65
	PCP	4,75 = #4	85,00	AG	0,60	0,60 - 1,00	OK	PM	2,36 = #8	1,18 = #16	64,35
	PCS	1,18 = #16	64,35	GAF	0,49	0,35 - 0,50	OK	PCPnova	0,3 = #50	0,075 = #200	31,42
	PCT	0,3 = #50	31,42	FAF	0,35	0,35 - 0,50	OK	PCS nova	0,075 = #200	0,075 = #200	11,00
C4	PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS	% passante	COMPORTAMENTO				PENEIRAS DE CONTROLE			
		25 = 1"		Fino				NMMAS = 1"			
	PM	12,5 = 1/2"	70,49	Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação	PCP	4,75 = #4	2,36 = #8	52,94
	PCP	4,75 = #4	52,94	AG	0,15	0,60 - 1,00	Não OK	PM	2,36 = #8	1,18 = #16	41,92
C4	PCS	1,18 = #16	33,05	GAF	0,55	0,35 - 0,50	Não OK	PCPnova	0,3 = #50	0,075 = #200	18,24
	PCT	0,3 = #50	18,24	FAF	0,55	0,35 - 0,50	Não OK	PCS nova	0,075 = #200	0,075 = #200	9,98

**Tabela 74 - Análise dos parâmetros do método Bailey para as curvas granulométricas com
brita da amostra 2 desta pesquisa**

CURVAS	MATERIAL PETRA									
	PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS 25 = 1"	% passante	COMPORTAMENTO			PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS = 1"	% passante	
				Graúdo						
C5	PM	12,5 = 1/2"	73,10	Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação	PM	-	-
	PCP	4,75 = #4	47,00	AG	0,97	0,70 - 0,85	Não OK	PCPnova	-	-
	PCS	1,18 = #16	28,19	Gaf	0,60	0,35 - 0,50	Não OK	PCS nova	-	-
	PCT	0,3 = #50	11,64	Faf	0,41	0,35 - 0,50	OK	PCT nova	-	-
	PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS 25 = 1"	% passante	COMPORTAMENTO			PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS = 1"	% passante	
C6	PM	12,5 = 1/2"	94,02	Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação	PM	4,75 = #4	85,00
	PCP	4,75 = #4	85,00	AG	0,71	0,60 - 1,00	OK	PCPnova	2,36 = #8	80,44
	PCS	1,18 = #16	66,49	Gaf	0,39	0,35 - 0,50	OK	PCS nova	1,18 = #16	66,49
	PCT	0,3 = #50	26,07	Faf	0,42	0,35 - 0,50	OK	PCT nova	0,3 = #50	26,07
	PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS 25 = 1"	% passante	COMPORTAMENTO			PENEIRAS DE CONTROLE	NMMAS = 1"	% passante	
C7	PM	12,5 = 1/2"	76,80	Proporção	Valores obtidos	Limites	Situação	PM	4,75 = #4	52,94
	PCP	4,75 = #4	52,94	AG	0,22	0,60 - 1,00	Não OK	PCPnova	2,36 = #8	46,09
	PCS	1,18 = #16	34,03	Gaf	0,47	0,35 - 0,50	OK	PCS nova	1,18 = #16	34,03
	PCT	0,3 = #50	16,08	Faf	0,62	0,35 - 0,50	Não OK	PCT nova	0,3 = #50	16,08
									0,075 = #200	9,98

Fazendo análise dos valores obtidos para cada parâmetro de proporção, Tabelas 73 e 74, vê-se que a C1 apresentou dois parâmetros mais baixos que os limites, a C3 e C6 foram completamente enquadrados, a C4 e C7 divergiram na proporção gráuda dos agregados finos, parâmetro no qual a C7 ficou enquadrada, e a C2 e C5 tiveram situações semelhantes para as mesmas proporções.

Comparando as curvas C2 e C5, ambas de comportamento gráudo segundo a classificação do método, a C2 apresentou menores deformações permanentes, o que pode estar relacionado aos dados observados na Tabela 74: C5 apresentou proporção FA_F enquadrada dentro dos limites e o restante dos valores obtidos maiores que os limites prescritos. A C2 apresenta um parâmetro com valor discrepante em relação à C5, abaixo do limite para AG, o que para misturas asfálticas, segundo CUNHA (2004), poderia levar à segregação das partículas gráudas das miúdas quando aplicada a compactação.

Comparando a C4 e C7 de mesma composição granulométrica e classificação do Método Bailey como de comportamento fino, a C7 apresentou menores deformações permanentes, e nas Tabelas 73 e 74, a C7 enquadrou-se nos limites da proporção GA_F .

Entende-se então que o Método Bailey pode vir a ser um método eficaz para encontrar uma composição que levasse a deformações permanentes consideradas boas para o material, apesar de ter sido utilizado nesta pesquisa inicialmente somente para montar uma curva granulométrica de comportamento fino de acordo com o método que apresentou valores de DP maiores que as demais curvas.

Pode-se concluir que da mesma forma que para seleção do esqueleto pétreo no caso de misturas asfálticas, para base e sub-base, uma quantidade de fino maior tende a piorar o desempenho quanto à deformação permanente.

Após analisar as curvas comparando os valores obtidos nos ensaios de DP e os valores referentes aos limites para cada parâmetro do método Bailey, pôde-se constatar que valores fora desses limites, tanto maiores quanto menores, podem funcionar para base. No caso das misturas asfálticas espera-se desempenho inadequado se os valores

estiverem fora e bastante distantes dos limites como segregação ou dificuldade de compactação em campo. Porém, neste estudo de deformação permanente para base, as curvas C1, C2, C4, C5, e C7, apresentaram esqueleto mineral capaz de suportar e acomodar melhor as cargas aplicadas.

4.14. ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA FREQUÊNCIA

Tem-se em mente que o tempo de duração de carga repetida deve ser estabelecido em função das condições de tráfego da estrada em estudo e da velocidade dos veículos.

Visto que não há ainda norma brasileira definida para ensaios de deformação permanente, este trabalho foi baseado na especificação da Rede Temática que permite a utilização de 1 a 5 Hz, contanto que todos os ensaios sejam realizados com a mesma frequência para uma posterior análise. Para os ensaios de módulo de resiliência foi utilizada a DNIT 134/2010-ME que indica 1 Hz.

Na norma de especificação australiana para determinação de deformação permanente e módulo de resiliência para materiais granulares não ligados, mostrada na Tabela 26, a frequência que deve ser utilizada no equipamento triaxial de cargas repetidas é de 3s, sendo 1s de aplicação e 2s de repouso. Já na norma da *European Committee for Standardization*, EN-13286-7, a frequência utilizada para ensaios de DP no equipamento triaxial de cargas repetidas deve estar entre 0,2 e 10 Hz. Na norma francesa os ensaios de MR podem ser realizados a frequência de 0,3 a 5 Hz.

Em artigos e teses oriundos de outros países (Inglaterra, Austrália, França, Portugal, Alemanha, etc.), as frequências utilizadas para ensaios de deformações permanentes nos equipamentos triaxiais de cargas repetidas são mais altas comparadas a que geralmente se utiliza no Brasil. Alguns exemplos de variações de frequência podem ser observados na tabela no Anexo III.

Os comportamentos dos materiais frente às frequências variam dependendo de suas características. SVENSON (1980), constatou após realização de ensaios com Argila Amarela-RJ que a influência do intervalo entre aplicações de carga na deformação

permanente e na deformação resiliente é insignificante para valores de umidade próximos a umidade ótima. Já PREUSSLER (1978) concluiu para ensaios em areias siltosas que o efeito da duração da aplicação da tensão desvio pode depender muito do tipo de material ensaiado e que o efeito da frequência, mudança apenas no tempo de repouso, pode afetar consideravelmente o valor dos MRs, mas que esse aumento vai depender também da densidade e umidade de ensaio.

GUIMARÃES (2001) realizou para Argila Amarela e Laterita Brasília ensaios de DP com 2 Hz e, assim como nesta pesquisa, ensaios de MR com frequências de 1 e 2 Hz para verificar a influência dessas frequências sobre o carregamento e o enrijecimento dos materiais. GUIMARÃES (2009) em sua tese, utilizou a frequência de 2 Hz para a Brita Graduada de Chapecó para diminuir o tempo de ensaio.

Visando verificar a influência das frequências de aplicações de cargas utilizadas em brita graduada e confirmar a possibilidade de utilização de uma frequência maior, nesta pesquisa foram realizados ensaios com de 60 ciclos por minuto e 120 ciclos por minuto, 1 Hz e 2 Hz, respectivamente. A duração de 0,1 s de aplicação de carga é semelhante para ambas as frequências.

Foram realizados dois ensaios de deformação permanente com 2 Hz para a C4, para comparar com ensaios a 1 Hz, para verificar se haveria diferença resultante da frequência para esse tipo de material e se haveria possibilidade de dar continuidade aos demais ensaios restantes na pesquisa a essa frequência maior. Com o mesmo objetivo, também foi decidido realizar ensaios de módulo de resiliência a 2 Hz. Neste caso, corpos de prova referente a C7 foram ensaiados nas duas frequências, 2 Hz e 1 Hz, respectivamente, tanto para os ensaios de MR após a deformação permanente quanto para os CPs que foram ensaiados individualmente de forma tradicional para MR.

Os estados de tensões ensaiados quanto a DP foram $\sigma_d = 240$ kPa e $\sigma_3 = 120$ kPa, Ensaio 8, e $\sigma_d = 160$ Hz e $\sigma_3 = 80$ Hz, Ensaio 5, ambos com razão de tensão de 2.

Observando as Figuras 110, 111 e 112, é possível verificar que foram pequenas as variações da deformação permanente e de módulo de resiliência ao longo dos ciclos N.

O material granular da natureza das britas estudadas nesta pesquisa provavelmente são menos sensíveis a este parâmetro mesmo.

Na Figura 110, observa-se que houve uma diferença maior para o Ensaio 5: diminuição no resultado da deformação permanente quando se aumentou a frequência. Consequentemente, na Figura 111, a variação também apareceu, mas foi tão pequena que o comportamento identificado foi o mesmo quanto ao *Shakedown*. A Figura 112, em contrapartida mostrou resultados bem semelhantes o que demonstra que o comportamento do material ao longo da ação de carregamento repetido não variou com a mudança de frequência.

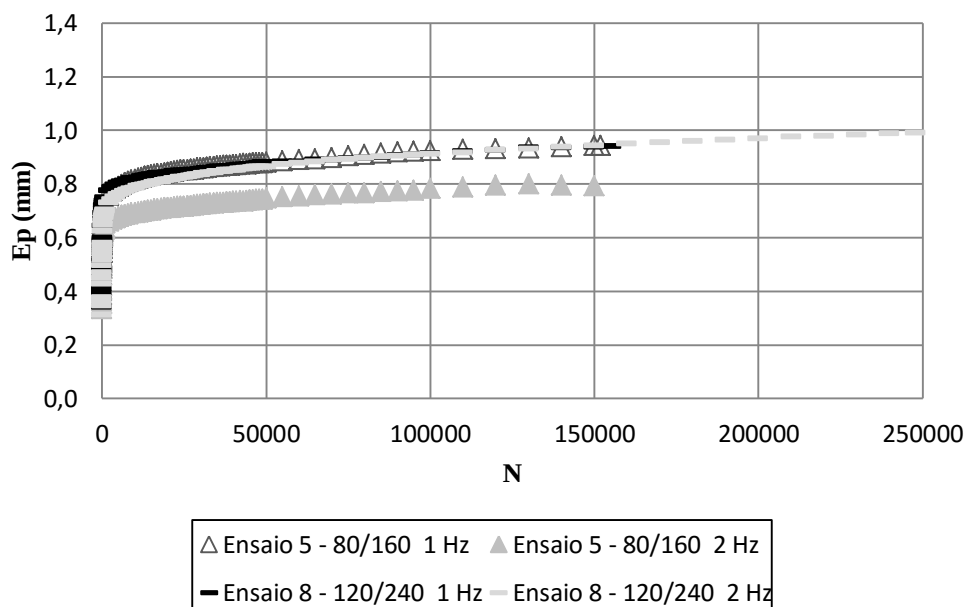


Figura 110 - Deformações permanentes acumuladas dos ensaios 5 e 8 da C4 a 1Hz e 2Hz

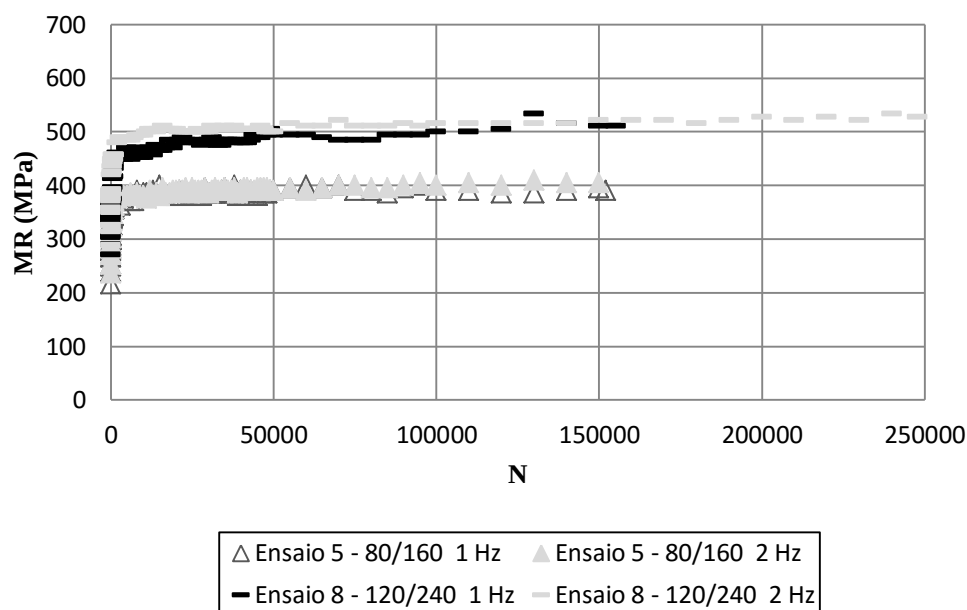


Figura 111 – Módulos resilientes durante os ensaios de DP dos ensaios 5 e 8 da C4 a 1Hz e 2Hz

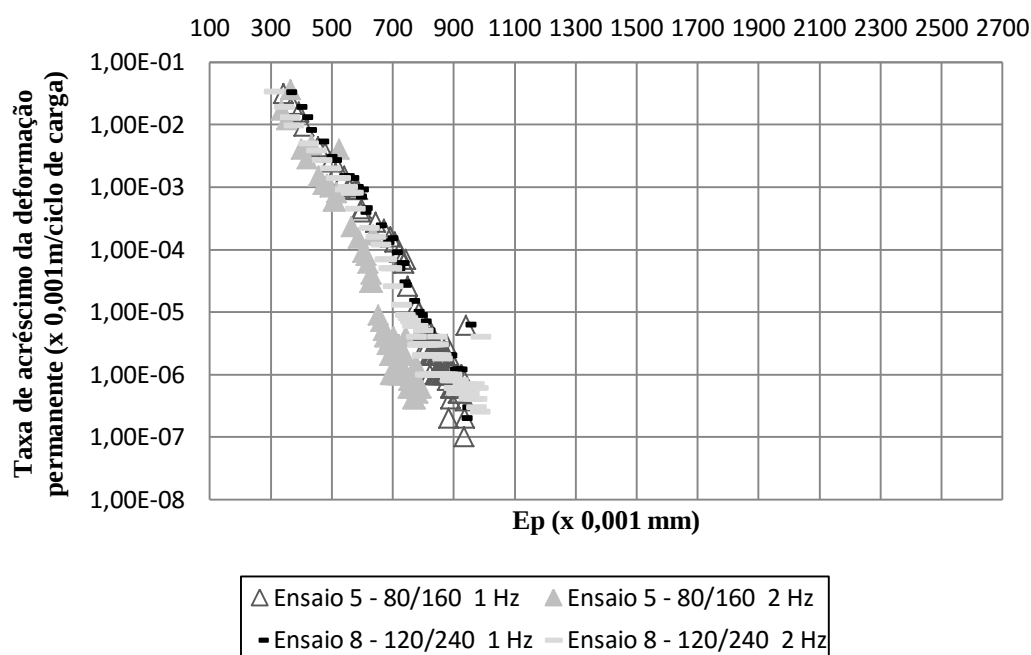


Figura 112 - Pesquisa de ocorrência do *Shakedown* para os ensaios 5 e 8 da C4 deste estudo a 1Hz e 2Hz

Como os resultados que mostraram alguma diferença mais evidente foram os referentes às deformações permanentes totais resultantes para as duas frequências, a Figura 113 apresenta o valor da deformação permanente acumulada a 150 mil ciclos. Para o Ensaio 5 houve diferença de 18,9% (0,150 mm), porém para Ensaio 8 houve apenas 0,5% (0,005 mm) de diferença. Apesar de ter havido essa diferença no Ensaio 5, pode-se constatar que a influência da frequência para ensaio de DP de Brita Graduada é mínima.

A ocorrência dessa mudança em um dos ensaios também pode ser consequência do processo de moldagem dos corpos de prova.

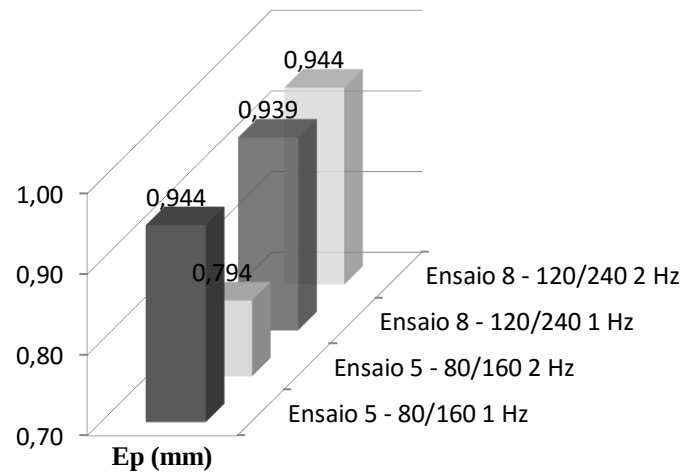


Figura 113 – Deformações permanentes totais após 150 mil ciclos dos ensaios 5 e 8 de DP para C4 a 1Hz e 2Hz

Quanto aos ensaios de MR, nas Figuras 114 e 115 encontram-se os resultados médios dos coeficientes em relação aos ensaios convencionais e após os ensaios de deformação permanente, analisados pela equação $MR = k_1 \cdot (\sigma_3)^{k_2}$. Em relação aos ensaios convencionais foram realizados três corpos de provas para cada frequência.

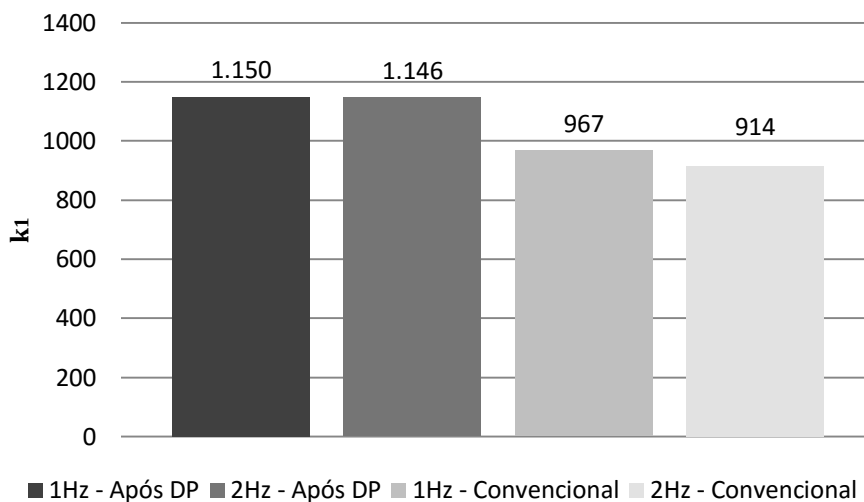


Figura 114 - k1 médios dos MRs convencionais e MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz respectivamente

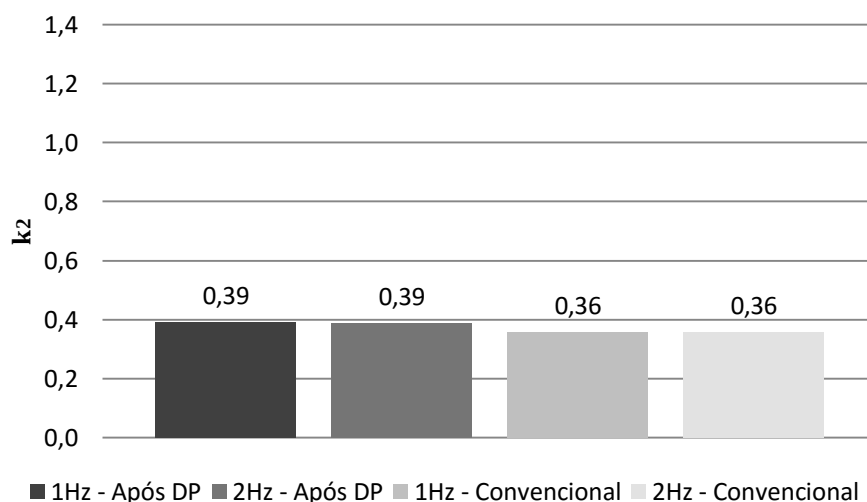


Figura 115 – k₂ médios dos MRs convencionais e MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz respectivamente

As variações dos coeficientes k_1 e k_2 foram baixas resultando em poucas diferenças de MR.

Os coeficientes encontrados dos MR realizados após os ensaios de deformação permanente estão apresentados em colunas nos gráficos das Figuras 116 e 117. Nessas figuras observa-se que na maioria dos casos os MR crescem após o CP ter sido novamente solicitado para realização do módulo a 1 Hz após ter sido ensaiado a 2 Hz.

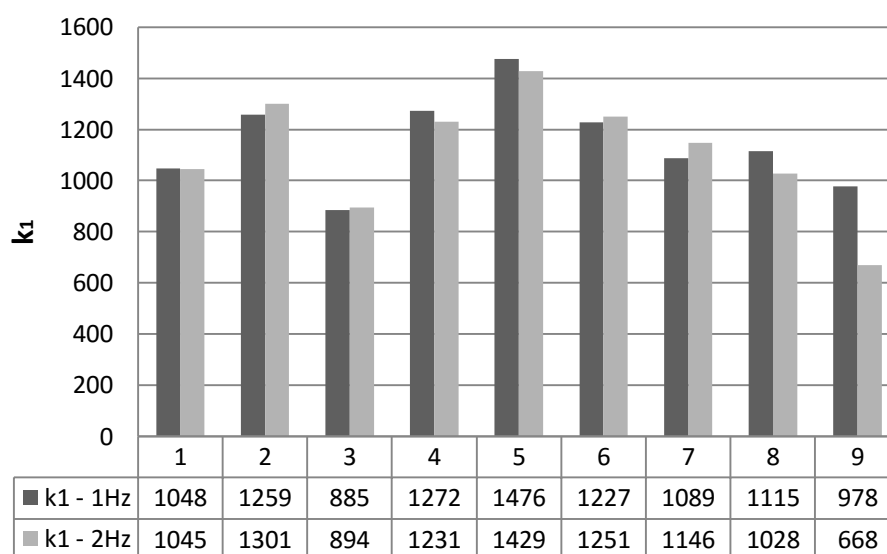


Figura 116 - k₁ médios dos MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz, respectivamente

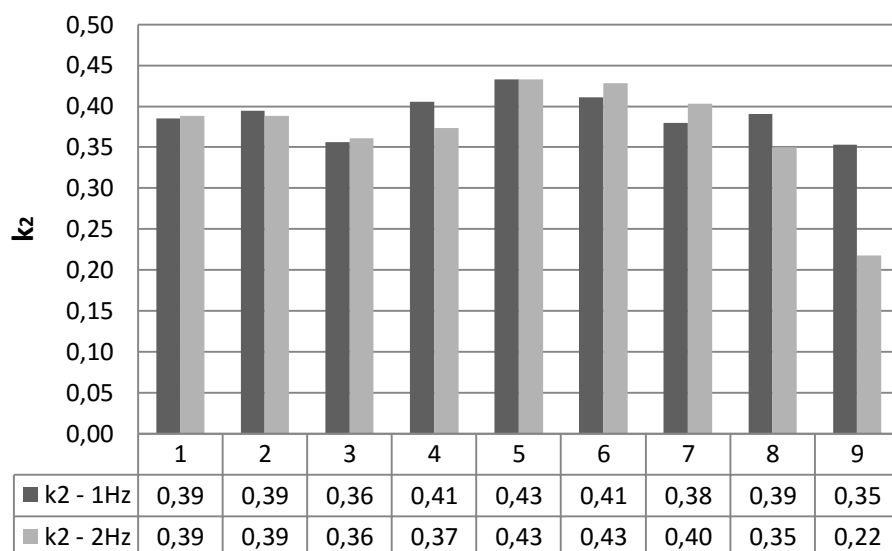


Figura 117 – k2 médios dos MRs após DP para a C7 deste estudo a 2Hz e 1Hz, respectivamente

Pelas Figuras 116 e 117, pôde-se observar que não houve variações significantes nos coeficientes, sendo a maior diferença observada no Ensaio 9 de razão 3, $\sigma_d = 360$ kPa e $\sigma_3 = 120$ kPa. Também foi possível observar que houve uma tendência em que os ensaios realizados às razões de tensões 2 tem maiores coeficientes que as demais tensões para a respectiva tensão confinante.

De modo geral, poucas variações foram verificadas, não só após os ensaios de deformação permanente devido às solicitações impostas anteriormente ao CP, mas também nos ensaios realizados de forma tradicional.

Na Figura 118, pode-se observar graficamente as variações dos módulos de resiliência à 1 e 2 Hz ensaiados após DP e de modo convencional. Os ensaios de 1 Hz mostraram melhor correlação que o os ensaios posteriores à 2 Hz, o que condiz com os comentários anteriores.

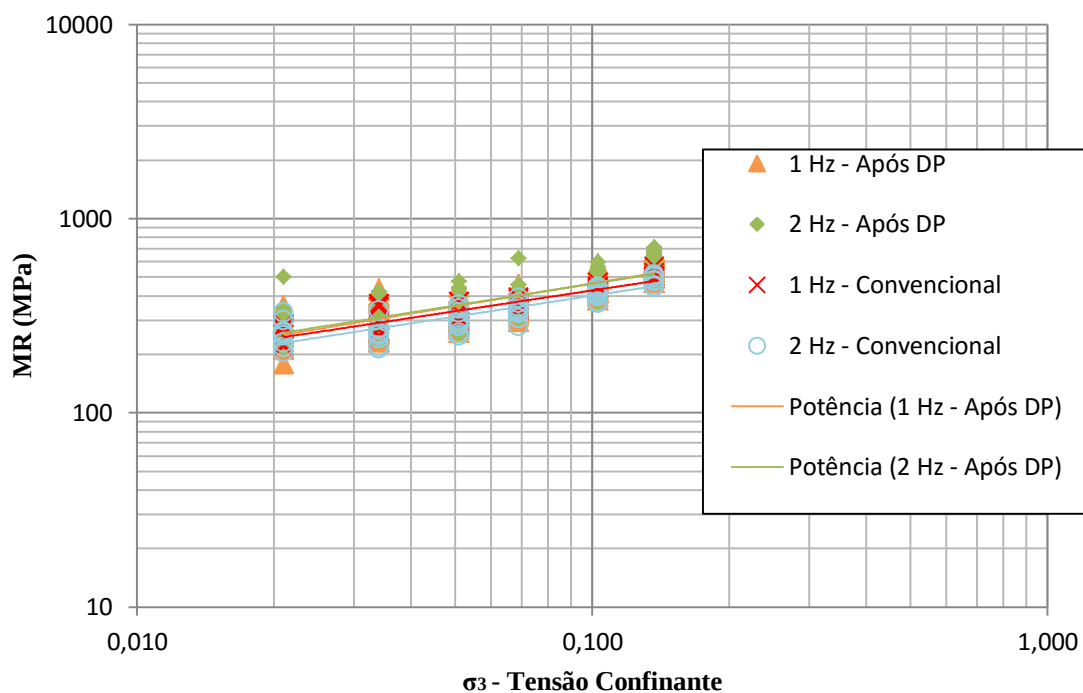


Figura 118 - Módulos de resiliência à 1 e 2 Hz ensaiados após DP e de modo convencional para C7 deste estudo

Pôde-se concluir também que as poucas variações que ocorreram foram devido aos valores de k_1 e k_2 aumentarem após DP, o que indica que o MR aumentou ao longo das solicitações realizadas no CP. Esse fato confirma as análises realizadas para módulos de resiliência de britas graduadas, que indica que o longo período de carregamento contribuiu para o enrijecimento do material.

A utilização de frequência mais alta para brita graduada não apresentou impacto e interferência nos resultados, o que possibilitou realizar os demais ensaios das curvas C6 e C7 com 2 Hz. O aumento da frequência permitiu que a dissertação terminasse a tempo com a quantidade de dados presentes devido à redução de tempo de ensaio.

4.15. ANÁLISE CONJUNTA DE PARÂMETROS DE PREVISÃO

Tabelas resumindo as informações obtidas de cada uma das curvas granulométricas estudadas nesta pesquisa estão no Anexo II.

4.15.1. Parâmetros da curva

A curva granulométrica do agregado e solos granulares tem importância para o intertravamento e compacidade do material compactado. Em geral, uma boa curva é aquela aproximadamente contínua sem falta de partículas de dada fração granulométrica, compondo uma curva bem graduada. Pela forma da curva granulométrica é possível classificar o material em uniforme, bem graduado ou mal graduado fazendo uso de índices, baseados no predomínio e ausência de algumas frações, que expressam sua forma de maneira simplificada.

Três parâmetros de análise das curvas granulométricas são comumente utilizados para dar informação do material segundo sua composição: D_{10} (Diâmetro efetivo), C_{NU} (Coeficiente de não uniformidade) e C_c (Coeficiente de curvatura). O diâmetro efetivo é analisado como ponto da curva granulométrica que mede a finura do solo, enquanto o C_{NU} dá a ideia de como as partículas estão distribuídas segundo seu tamanho, já o C_c dá a medida da forma e simetria da curva granulométrica.

Quanto maior o Coeficiente de não uniformidade, menos uniforme é o material, ou seja, mais bem graduado é o solo. O C_{NU} menor que 5 indica curva muito uniforme, maior que 15 indica curva não uniforme, e entre esses limites a curva é considerada de uniformidade média.

Equações 31 e 32 referem-se ao Coeficiente de não uniformidade e Coeficiente de curvatura, respectivamente. Os diâmetros descritos devem ser tomados diretamente da curva granulométrica plotada em escala semi-log.

$$C_{NU} = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (31)$$

e

$$C_c = \frac{D_{60}^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad (32)$$

Onde,

D₁₀: diâmetro correspondente a 10% do material passante;

D₃₀: diâmetro correspondente a 30% do material passante;

D₆₀: diâmetro correspondente a 60% do material passante.

Os solos que apresentam ausência de grãos variando entre intervalos de frações são solos mal graduados e os solos que tem várias frações de diâmetro diferentes são os solos bem graduados. Vale salientar que o C_c deve estar entre 1 e 3 e o C_{NU} tem que ser maior que 3 para o material granular seja considerado bem graduado.

Os resultados desses parâmetros para as curvas granulométricas trabalhadas neste estudo estão apresentados na Tabela 75.

Tabela 75 - Parâmetros de curvatura para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 deste estudo

Parâmetros / Curvas	C1	C2/C5	C3/C6	C4/C7
D ₁₀ (mm)	0,11	0,17	0,07	0,08
C _{NU} (mm)	30,56	47,06	15,43	80,00
C _c (mm)	1,01	2,38	1,04	1,76

Todas as curvas podem ser classificadas como bem graduadas, o que indica que há distribuição do tamanho das partículas de forma proporcional procurando atingir um bom empacotamento. Segundo os valores indicados de C_{NU} , todas as curvas apresentam distribuição desuniforme ($C_{NU} > 15$).

A classificação para duas britas encontradas na literatura sobre deformações permanentes estão na Tabela 76, podendo observar que também foram consideradas bem graduadas. Para esses materiais, as deformações permanentes acumuladas encontradas foram baixas como neste estudo.

Tabela 76 - Parâmetros de curvatura para as curvas granulométricas das britas estudadas por GUIMARÃES (2009) e MALYSZ (2009)

Parâmetros / Curvas	GUIMARÃES (2009)	MALYSZ (2009)
D ₁₀ (mm)	0,21	0,25
C _{NU} (mm)	19,14	56,00
C _c (mm)	2,67	1,93

A não uniformidade encontrada é desejada, pois as diferentes frações preenchem os vazios deixadas pelas maiores partículas, resultando em melhor intertravamento e

consequentemente menores quebras e menores deformações permanentes durante a vida útil do pavimento.

4.15.2. Propriedades das partículas (forma, angularidade e textura)

A determinação das propriedades de forma dos grãos de cada uma das amostras foi feita utilizando o equipamento *AIMS 2* e estão descritas nas Tabelas 40 e 41.

Verificou-se que as britas graduadas estudadas são predominantemente de grãos com forma cúbica, poucos de forma alongada e muito poucos de forma lamelar. Em geral são subarredondadas e de baixa esfericidade. As partículas também apresentaram rugosidade moderada.

Assim como é influente a distribuição granulométrica, as características de forma e de superfície determinadas para as duas amostras são adequadas para proporcionar bom intertravamento, o que pode ter influenciado no empacotamento bom e nas baixas deformações permanentes acumuladas encontradas para ambos os materiais britados. Inclusive, mesmo após serem submetidas aos ensaios mecânicos que proporcionaram algum tipo de desgaste e quebra, continuaram a apresentar poucas variações nas suas características.

Vale salientar pelas análises realizadas, antes e após os ensaios mecânicos, que o ensaio Treton representou melhor a atuação dos esforços na fase da compactação e no equipamento triaxial de cargas repetidas, visto que, após os esforços do ensaio Treton, os grãos apresentaram menor perda de angularidade das partículas comparado ao ensaio de abrasão LA devido a semelhança na forma de aplicar a força na parte superior do corpo de prova provocando, por vez, a quebra dos agregados sob pressão.

4.15.3. Índice de vazios

O índice de vazios é considerado por alguns métodos de seleção granulométrica como essencial para um bom comportamento do material, indicando se haverá um bom intertravamento entre as partículas, e assim, menores deformações plásticas.

LIMA e MOTTA (2015a) aplicaram este parâmetro na análise de algumas das curvas granulométricas deste estudo.

Os índices de vazios foram calculados pela Equação 33 para qual foi necessário obter os resultados dos ensaios de massas específicas para as frações graúdas e miúdas a fim de poder calcular a massa específica da mistura (Equação 34) e massa unitária da mistura (Equação 35). O controle do volume e massa do recipiente, bem como da massa do recipiente com a amostra, foram indispensáveis.

$$I_v = \frac{G_m - g_c}{G_m} \cdot 100 \quad (33)$$

$$G_m = M_A \cdot G_A + M_B \cdot G_B \quad (34)$$

$$g_c = \frac{m_m}{V} \quad (35)$$

Onde,

I_v : Índice de Vazios (%);

G_m : massa específica da mistura (g/cm³);

g_c : massa unitária compactada (g/cm³);

M_A, M_B : porcentagem do material A e B (%);

G_A, G_B : massa específica do material A e B (g/cm³);

m_m : massa da amostra no recipiente (g);

V : volume do recipiente (cm³);

A e B: material graúdo e miúdo separados pela peneira de abertura #4.

As sete curvas granulométricas foram analisadas segundo os índices de vazios de cada corpo de prova para a distribuição da granulometria original de cada curva e para os corpos de prova após serem ensaiados no equipamento triaxial de cargas repetidas. A escolha de ambas as situações para análise foi identificar possíveis variações dos índices de vazios após os corpos de provas serem ensaiados (ensaio de deformação permanente e posterior ensaio de e módulo de resiliência), e porque cada corpo de prova pode ter tido diferenças iniciais na dosagem antes da compactação.

As médias dos resultados para cada curva granulométrica em ambas as situações analisadas encontram-se na Tabela 77.

Tabela 77 - Índices de vazios médios antes e após ensaios no equipamento triaxial de cargas repetidas para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa

Média dos Índices de Vazios							
Descrição	Amostra 1				Amostra 2		
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
CPs não ensaiados	12,9	10,7	15,6	10,6	11,2	15,6	10,1
CPs ensaiados	12,9	10,8	15,6	10,7	11,2	15,7	10,1

A média dos valores foi utilizada para análise visto que os índices de vazios obtidos dos nove ensaios para suas respectivas curvas foram bastante próximos, apresentando desvios padrões abaixo de 1,00, com exceção da C3 que apresentou 1,21 e depois de ensaiados 1,19. Os desvios padrões foram semelhantes para as curvas nas situações antes e depois dos CPs ensaiados.

Observando a Tabela 77 é possível notar que os índices de vazios são praticamente iguais entre as distribuições granulométricas com a granulometria original e as distribuições após os ensaios no equipamento triaxial de cargas repetidas. Pode ser explicado pelo fato de ambas as britas estudadas terem apresentado pouca quebra e abrasão durante a compactação e pouquíssimas durante os ensaios no equipamento triaxial de cargas repetidas, diferenciando assim muito pouco das granulometrias montadas para as curvas, podendo também ter ocorrido rearranjo das partículas. Essa constatação referente às quebras encontra-se no item 4.15.4 desta pesquisa.

Analisando os resultados médios dos índices de vazios para as curvas das duas amostras montadas pelo mesmo método, Tabela 77, pode-se identificar que entre as curvas C2 e C5, de índices de vazios 10,8% e 11,2% respectivamente, as menores deformações permanentes acumuladas até 150.000 ciclos ocorreram para a C2 com índice de vazios ligeiramente menores. Fato semelhante ocorreu analisando-se as curvas C4 e C7: C4 apresentou índices de vazios de 10,7% e maiores deformações permanentes totais que a C7 de índice de vazios 10,1%.

Para as curvas C3 e C6, essa tendência de menor índice de vazios menores deformações permanentes não ocorreu, visto que para o maior índice de vazios, C6 com 15,7%, resultaram menores deformações permanentes. Vale salientar que essas curvas C3 e C6 apresentaram as menores diferenças entre seus índices de vazios e variações muito pequenas (0,3%) entre os CPs antes e após ensaiados (DP e MR). Importante também destacar que as poucas deformações para C6 pode ser devido as características da amostra 2, já que os índices são bem próximos.

Dentre as curvas do material da amostra 2, a C7, método de Alfred, de índice 10,1%, foi a curva que apresentou as menores deformações permanentes acumuladas desta amostra. Ou seja, o melhor acomodamento ocorreu para o menor índice de vazios.

Pela Tabela 78 que contém todos os índices de vazios obtidos, não foi identificado nenhum padrão de influência dos níveis de tensões utilizados. Ademais, a quantidade de ensaios com os maiores índices de vazios foram: 12 com razão de tensão 2 e 15 para as razões de tensões 1 e 3, quantidade igual.

Pela linha de tendência indicada na Figura 119, mostrando os resultados de todos os CPs, percebe-se uma leve correlação entre os índices de vazios e a deformação permanente. Mas a dispersão dos pontos implica em baixo coeficiente de correlação. Talvez os valores dos dois parâmetros tenham sido muito próximos para definir uma correlação mais efetiva. No entanto, percebe-se que quanto maior o índice de vazios maior a deformação permanente.

Apesar da variação dos índices de vazios entre as curvas terem sido pequenas, pode-se perceber influência deste parâmetro na deformação permanente e, portanto, indica-se a necessidade de continuar a análise dos índices de vazios montando corpos de prova com diferentes empacotamentos. No entanto, deve-se ressaltar que o cálculo do índice de vazios é muito aproximado, sendo um valor médio, não dando ideia do tamanho dos vazios e de sua dispersão no volume de cada corpo de prova.

Tabela 78 - Índices de vazios de todos os corpos de provas antes e após ensaios, DP e MR, para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa

Ensaio	Índice de Vazios (%)													
	CPs não ensaiados							Após CPs ensaiados						
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
1	13,1	11,5	14,7	10,0	11,9	15,8	9,9	13,2	11,6	14,7	10,1	11,8	15,8	9,9
2	12,3	10,5	17,4	11,2	11,8	15,5	9,8	12,4	10,6	17,3	11,4	11,7	15,6	9,8
3	12,5	10,6	15,3	11,0	11,8	16,7	9,3	12,6	10,7	15,3	11,2	11,8	16,8	9,3
4	12,5	11,3	14,7	10,4	11,0	15,4	9,5	12,5	11,4	14,7	10,5	10,9	15,5	9,5
5	13,7	11,2	16,2	9,2	11,1	16,1	9,8	13,6	11,3	16,2	9,3	11,0	16,2	9,8
6	12,9	11,5	14,1	9,8	11,2	14,3	11,4	12,9	11,6	14,1	9,9	11,2	14,3	11,4
7	14,2	8,4	16,2	11,8	10,4	16,1	10,2	14,1	8,6	16,2	11,9	10,3	16,1	10,2
8	12,3	10,3	14,6	11,0	10,8	15,2	10,8	12,3	10,5	14,5	11,2	10,8	15,3	10,7
9	12,5	10,7	17,2	10,9	11,0	15,3	10,4	12,5	10,8	17,2	11,0	10,9	15,3	10,3

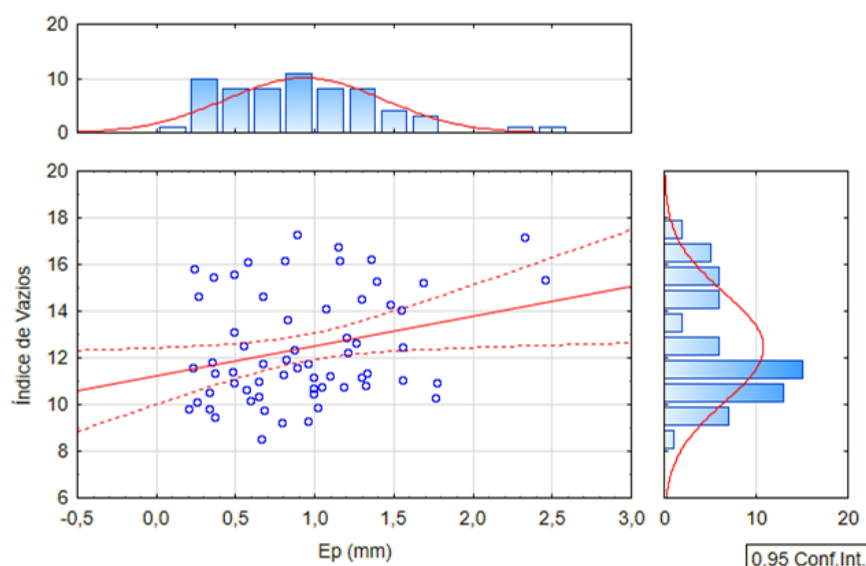


Figura 119 - Correlação entre os índices de vazios e deformações permanentes acumuladas para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa

4.15.4. Índice de degradação Proctor

Esse índice é usado para verificar onde ocorreram maiores quebras e/ou abrasão: se na etapa de compactação ou durante o ensaio triaxial de carga repetida (ensaio de deformação permanente e módulo de resiliência).

Nas Tabelas 79 e 80 estão a granulometria utilizada, que foi a mesma para ambas as amostras, e os resultados do IDp calculados.

Tabela 79 - Degradação no ensaio de compactação para amostra 1 desta pesquisa

Peneiras	% passante						Diferença percentual	IDP
	Padrão norma	Padrão adotada	Granulometria após compactação					
			CP 1	CP 2	CP 3	Média		
1" (25 mm)	100	100	100,00	100,00	100,00	100,00	0,00	2,43
3/8" (9,5 mm)	65	69	73,28	71,44	70,21	71,64	2,70	
# 4 (4,8 mm)	50	53	57,84	58,36	54,93	57,04	4,11	
#10 (2,0 mm)	35	38	42,45	43,85	40,68	42,33	4,39	
# 40 (0,40 mm)	20	20	23,87	25,21	22,28	23,79	3,29	
#200 (0,075 mm)	5	10	10,61	10,69	8,87	10,06	0,08	

Tabela 80 - Degradação no ensaio de compactação para amostra 2 desta pesquisa

Peneiras	% passante						Diferença percentual	IDP
	Padrão norma	Padrão adotada	Granulometria após compactação					
			CP 1	CP 2	CP 3	Média		
1 " (25 mm)	100	100	100,00	100,00	100,00	100,00	0,00	3,37
3/8" (9,5 mm)	65	69	73,48	74,01	73,37	73,62	4,68	
# 4 (4,8 mm)	50	53	57,36	58,23	57,20	57,59	4,66	
#10 (2,0 mm)	35	38	44,27	44,77	43,62	44,22	6,28	
# 40 (0,40 mm)	20	20	25,74	25,69	25,05	25,49	4,99	
#200 (0,075 mm)	5	10	11,05	8,17	9,64	9,62	-0,36	

Analisando a Tabela 79, para a amostra 1, o IDp mostrou que há pouca quebra do material durante a compactação, resultado considerado baixo e condizente com o tipo de material. Já o IDp dos agregados da amostra 2, Tabela 80, foi ligeiramente maior que para o material 1, mas ainda assim valor considerado baixo.

As Tabelas 81 e 82 apresentam os resultados da degradação após os ensaios realizados (DP e MR) no equipamento triaxial de carga repetida. Admite-se que se este resultado for maior do que o obtido para os corpos de prova do teste de IDp pode-se concluir que à quebra da compactação somou-se o efeito da degradação das cargas repetidas. Observando-se as curvas C3 e C6 particularmente apresentaram índices de degradação negativos.

LIMA e MOTTA (2015a) apresentaram resultados da curva C3 fazendo a hipótese de que esses valores negativos fossem devido ao fato dessa curva ter grande quantidade de finos e isto se confirmou também com a curva C6, ambas as mais finas entre as sete. Neste caso, o material gráudo tem pouco contato entre agregados, e “boia” entre os finos, levando a menor quebra dos grãos de maiores diâmetros. Segundo elas, a diferença de porcentagem negativa também pode ser devido às perdas durante o peneiramento.

Analisando as Tabelas 81 e 82, tem-se que o ID_{curva} de 2,4 da C1 foi maior que os das demais curvas ensaiadas com o mesmo material apesar de sua granulometria não ter maior quantidade de grãos que a C2 e C4. Mas vale salientar que a C2 e C4 tiveram seus índices bastante influenciados pela peneira de 0,075 mm que foi individualmente negativa. O mesmo comportamento da peneira de abertura #200 repetiu-se para as C5 e C7, curvas de mesma granulometria das C2 e C4, respectivamente, porém de material britado diferente.

Comparando as Tabelas 81 e 82, para o material da amostra 1, observa-se que não houve significativa diferença na degradação após os ensaios de carga repetida (IDs: 2,40; 2,00; -0,87; 2,77), o que indica que o material sofreu pequena quebra durante o ensaio triaxial e a maioria ocorreu ao longo da compactação (ID 2,43) para preparação do CP. No caso da brita da amostra 2, o ID_p foi bem mais alto (ID 3,37) que os encontrados após os ensaios (IDs: 2,50; -0,71; 1,83), o que indica também que as degradações na maioria ocorreram para esse material na etapa de compactação, em geral.

O material da amostra 2 foi mais susceptível à quebra, apresentando assim maiores índices ID_p e ID_{curvas}, com exceção da C7. O valor baixo do ID_{curva} da C7 pode ser explicado pelo valor da diferença percentual da peneira 0,0075 mm ter sido muito baixo, influenciando na média final.

Vale salientar que o ID_p é muito importante para análise da qualidade do material, mas nesta pesquisa as duas amostras apresentaram ID_p bem parecido e baixos, portanto a associação com os resultados da DP não é notável. Conclui-se, porém que a maior quebra das partículas nas duas amostras ocorreu na preparação da amostra, na etapa de compactação.

Tabela 81 - Degradação após os ensaios de DP e MR para amostra 1 desta pesquisa

Peneiras	% passante											Diferença percentual	IDcurva
	Adotada	Granulometria após ensaio triaxial cíclico de carga repetida											
		Curva 1											
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9	Média		
1 " (25 mm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	0,00	2,40
3/8" (9,5 mm)	75,5	74,8	78,4	78,0	76,4	73,9	72,8	74,1	74,1	73,8	77,08	1,58	
# 4 (4,8 mm)	66,5	67,1	69,9	69,9	67,0	65,5	64,0	65,1	66,1	66,5	68,94	2,44	
#10 (2,0 mm)	49,0	51,4	53,9	53,8	51,6	49,8	48,9	51,0	50,7	51,2	53,01	4,01	
# 40 (0,40 mm)	25,2	29,5	29,2	29,6	29,2	27,9	26,5	29,1	27,6	27,6	29,43	4,23	
#200 (0,075 mm)	5,9	7,9	8,2	8,0	8,3	6,8	7,3	8,2	7,2	7,8	8,04	2,14	
Peneiras	Adotada	Curva 2										Diferença percentual	IDcurva
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9	Média		
1 " (25 mm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	0,00	2,00
3/8" (9,5 mm)	64,0	66,9	64,6	65,1	66,8	66,5	67,0	65,5	66,7	68,1	65,52	1,52	
# 4 (4,8 mm)	47,0	52,6	51,7	51,5	51,7	50,6	52,8	52,1	52,8	53,9	51,92	4,92	
#10 (2,0 mm)	32,0	36,2	37,3	36,5	36,1	35,9	37,0	36,7	37,5	39,2	36,67	4,67	
# 40 (0,40 mm)	15,0	17,8	18,7	18,2	17,2	18,2	17,9	18,0	18,9	19,2	18,25	3,25	
#200 (0,075 mm)	7,0	5,3	3,6	5,1	6,8	6,6	4,1	6,3	5,0	8,2	4,67	-2,33	
Peneiras	Adotada	Curva 3										Diferença percentual	IDcurva
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9	Média		
1 " (25 mm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	0,00	-0,87
3/8" (9,5 mm)	92,0	88,6	88,1	90,3	91,1	89,5	90,0	88,1	89,1	90,0	89,01	-2,99	
# 4 (4,8 mm)	85,0	83,2	81,6	84,3	85,0	83,2	84,2	81,8	83,3	84,2	83,03	-1,97	
#10 (2,0 mm)	75,0	73,9	71,7	74,5	74,9	74,0	74,6	71,9	74,0	74,1	73,38	-1,62	
# 40 (0,40 mm)	37,0	39,0	38,5	38,6	38,8	39,9	39,7	38,7	39,3	39,3	38,68	1,68	
#200 (0,075 mm)	11,0	11,3	10,4	10,4	9,4	11,7	12,5	12,1	11,7	8,8	10,69	-0,31	
Peneiras	Adotada	Curva 4										Diferença percentual	IDcurva
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9	Média		
1 " (25 mm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	0,00	2,77
3/8" (9,5 mm)	68,9	70,3	73,4	73,1	72,6	70,3	70,2	71,6	71,6	72,4	72,23	3,29	
# 4 (4,8 mm)	52,9	57,9	59,4	59,1	57,0	55,7	55,2	58,2	58,3	58,0	58,81	5,88	
#10 (2,0 mm)	37,9	42,6	43,5	43,3	40,5	41,0	40,7	42,6	42,7	42,8	43,11	5,17	
# 40 (0,40 mm)	20,5	23,8	23,5	23,5	22,4	22,7	22,4	23,7	23,6	23,7	23,62	3,12	
#200 (0,075 mm)	10,0	8,6	9,3	9,4	9,5	9,1	9,3	9,7	9,7	9,2	9,11	-0,87	

Tabela 82 - Degradação após os ensaios de DP e MR para amostra 2 desta pesquisa

Peneiras	Adotada	% passante										Diferença percentual	IDcurva
		Granulometria após ensaio triaxial cíclico de carga repetida											
		Curva 5											
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9	Média		
1" (25 mm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	0,00	2,50
3/8" (9,5 mm)	64,0	68,1	70,0	66,8	68,1	71,1	68,3	65,4	63,8	70,0	68,29	4,29	
# 4 (4,8 mm)	47,0	52,1	52,2	50,1	51,6	53,6	51,7	49,4	48,2	51,2	51,45	4,45	
#10 (2,0 mm)	32,0	37,9	36,3	34,8	37,0	38,8	37,1	35,4	34,1	37,2	36,33	4,33	
# 40 (0,40 mm)	15,0	18,0	17,7	17,9	18,2	19,0	18,5	18,0	16,5	18,4	17,83	2,83	
#200 (0,075 mm)	7,0	6,3	5,8	6,2	6,6	6,7	6,6	6,1	5,5	5,7	6,08	-0,92	
Peneiras	Adotada	Curva 6										Diferença percentual	IDcurva
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9	Média		
1" (25 mm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	0,00	-0,71
3/8" (9,5 mm)	92,0	90,2	88,6	87,7	86,1	86,8	88,6	88,9	88,1	88,5	88,84	-3,16	
# 4 (4,8 mm)	85,0	83,6	82,1	81,3	79,1	79,6	82,1	82,0	81,7	81,8	82,33	-2,67	
#10 (2,0 mm)	75,0	73,5	73,2	72,9	70,0	71,2	72,9	72,7	72,3	72,5	73,20	-1,80	
# 40 (0,40 mm)	37,0	40,2	37,6	40,9	37,2	38,4	39,4	37,0	37,7	37,4	39,56	2,56	
#200 (0,075 mm)	11,0	12,7	9,4	13,3	9,2	11,6	9,8	9,3	10,2	9,8	11,79	0,79	
Peneiras	Adotada	Curva 7										Diferença percentual	IDcurva
		Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 4	Ensaio 5	Ensaio 6	Ensaio 7	Ensaio 8	Ensaio 9	Média		
1" (25 mm)	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,00	0,00	1,83
3/8" (9,5 mm)	68,9	73,4	71,2	73,5	73,1	72,9	70,0	71,8	72,7	73,0	72,68	3,73	
# 4 (4,8 mm)	52,9	55,4	54,6	55,8	57,1	57,0	54,4	54,2	54,6	55,4	55,28	2,35	
#10 (2,0 mm)	37,9	42,8	41,6	42,2	43,5	43,2	41,3	40,6	42,0	42,1	42,17	4,23	
# 40 (0,40 mm)	20,5	24,1	23,3	24,1	25,7	24,5	22,2	21,6	22,9	22,4	23,85	3,35	
#200 (0,075 mm)	10,0	6,8	8,0	7,1	8,4	8,5	7,2	6,6	8,2	7,3	7,31	-2,67	

4.15.5. Densidade

A densidade relativa calculada foi a densidade úmida após os ensaios triaxiais de carga repetida, Equação 36, a partir dos dados dos corpos de prova.

$$\delta = \frac{M_H}{V} \cdot \gamma_a \quad (36)$$

Onde,

δ : densidade relativa (g/cm³);

M_H : massa úmida do material compactado (g);

V : volume interno do cilindro (cm³);

γ_a : massa específica da água (1 g/cm³).

A média desses resultados para cada curva granulométrica, forma escolhida para análise da densidade devido à pouca variação entre os corpos de provas, pode ser observada na Figura 120.

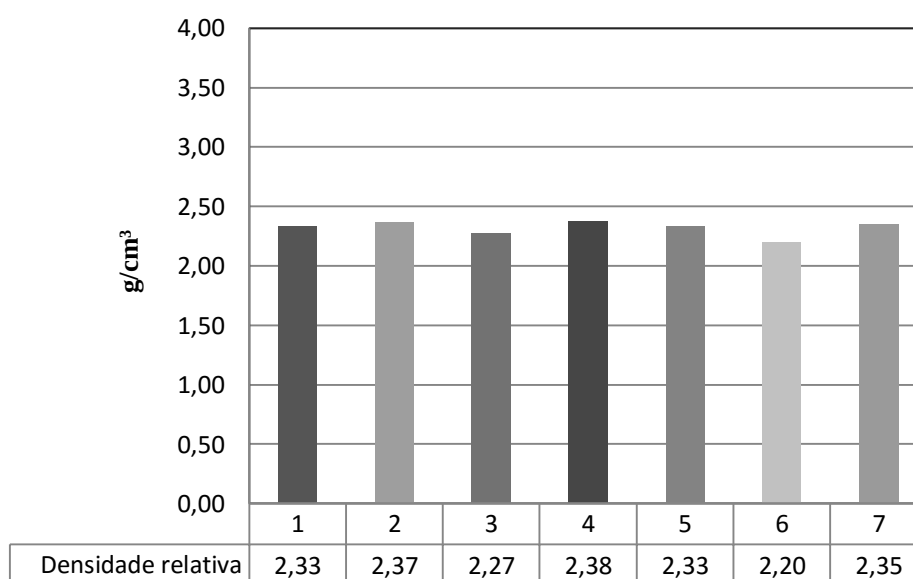


Figura 120 - Densidade relativa média das curvas granulométricas estudadas nesta pesquisa

Conhecendo os resultados das deformações permanentes acumuladas para todas as curvas e observando a Figura 120, é possível concluir que a relação densidade-deformação permanente é inversamente proporcional. Quanto maior foram as médias da densidade, menores foram as deformações permanentes totais; naturalmente sendo o inverso do que ocorre para os índices de vazios. Essa influência da densidade já havia sido prevista por Barksdale em 1972 (Figura 121).

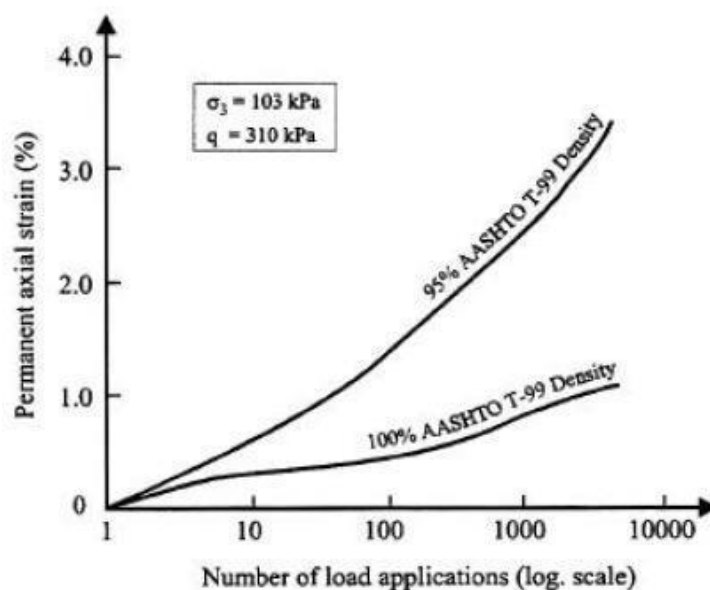


Figura 121 - Efeito da densidade na deformação permanente, BARKSDALE (1972, *apud* ACIKGÖZ e RAUF 2010)

4.15.6. Correlação entre as variáveis estudadas e as deformações permanentes acumuladas

É interessante realizar a correlação entre duas ou mais variáveis para identificar o quanto estão associadas. O coeficiente de correlação r aqui apresentado na matriz encontrada pelo *software* Statistica 13.0 é uma medida de intensidade da relação entre as variáveis, mas não implica diretamente que uma variável causa a outra. Os dados utilizados foram de todas as sete curvas granulométricas estudadas nesta pesquisa.

Na Tabela 83 estão todas as correlações obtidas entre as variáveis de deformações permanentes, tensão confinante, tensão desvio, índice de vazios, densidade e os coeficientes do módulo de resiliência. Na Figura 122 estão os gráficos de espalhamento referente às correlações encontradas.

Tabela 83 - Matriz de correlação entre as variáveis obtidas para as britas das amostras 1 e 2 desta pesquisa

Variáveis	Ep (mm)	Tc	Td	Índice de Vazios	Densidade	MR (k1)	MR (k2)
Ep (mm)	1,00	0,49	0,88	0,27	-0,25	0,13	0,13
Tc	0,49	1,00	0,62	-0,02	0,02	0,11	0,10
Td	0,88	0,62	1,00	0,00	0,00	0,24	0,14
Índice de Vazios	0,27	-0,02	0,00	1,00	-0,92	-0,40	-0,22
Densidade	-0,25	0,02	0,00	-0,92	1,00	0,48	0,41
MR (k1)	0,13	0,11	0,24	-0,40	0,48	1,00	0,87
MR (k2)	0,13	0,10	0,14	-0,22	0,41	0,87	1,00

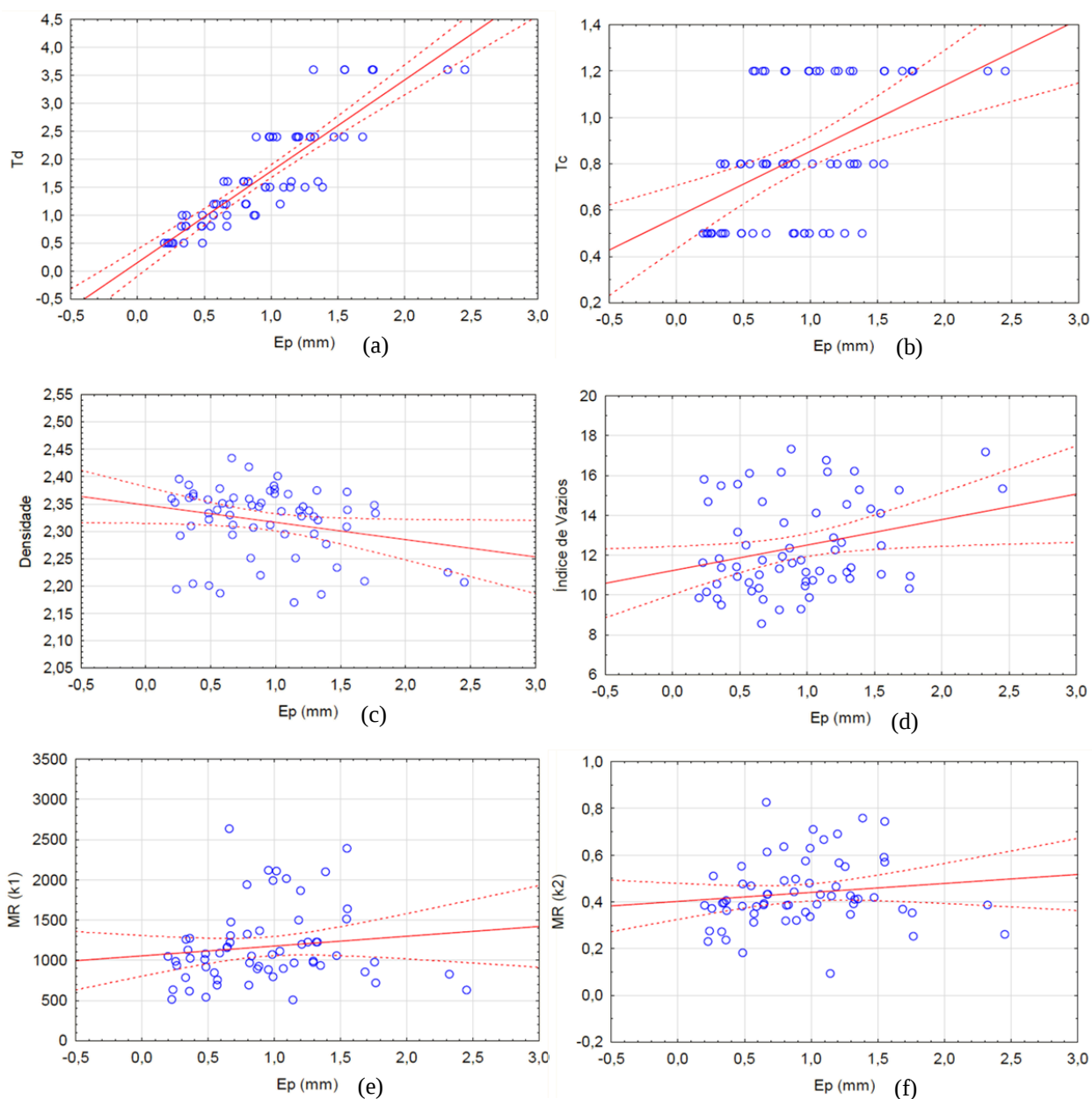


Figura 122 - Gráficos de correlações lineares entre as variáveis obtidas para as britas das amostras 1 e 2 desta pesquisa

A representação da correlação entre a deformação permanente acumulada e a tensão desvio no gráfico da Figura 122 (a) condiz com o valor encontrado 0,88, relação positiva. Para essas duas variáveis há uma forte correlação, o que indica que a deformação permanente aumenta concomitantemente com o aumento da tensão desvio.

Já a tensão confinante apresentou uma boa correlação, 0,49, relação também positiva, o que indica que está associada a mudança de deformações permanentes (Figura 122, b).

Na Figura 122 (d) encontra-se o gráfico de correlação entre os índices de vazios e as deformações permanentes acumuladas resultantes onde a relação positiva existente indica que há dependência entre eles.

A única relação entre variáveis que apresentou relação negativa, $r = -0,25$, foi entre a densidade e as deformações permanentes totais, como pode ser observado na Figura 122 (c). Deve-se ao fato que as maiores densidades estão relacionadas às menores DP acumuladas. A maioria das densidades tiveram seus valores entre os intervalos 2,3 e 2,5.

A correlação entre as deformações permanentes acumuladas e o coeficiente k_2 , do MR simples pela tensão confinante, como pode ser observada na Figura 122 (f), varia muito pouco, mas de forma positiva. Há considerável variação da DP para k_2 praticamente inalterados entre 0,3 e 0,5.

Pelo gráfico de espalhamento, Figura 122 (e), pode-se perceber que há uma variação semelhante das DP para os diferentes k_1 e que esses coeficientes, k_1 , variaram a maioria entre os valores 600 e 1400. Da mesma forma que k_2 , k_1 apresenta uma relação positiva, porém diferentemente das demais variáveis, essas correlações entre as deformações permanentes acumuladas e o MR (k_1 e k_2) não foram tão fortes.

4.15.7. Análise conjunta: *Shakedown* x modelo de Guimarães x deformações permanentes acumuladas x Tensões aplicadas

O estudo em conjunto de diferentes parâmetros, da determinação do limite de *shakedown* e do modelo de previsão de deformação permanente para um material específico é importante para verificação e adequação do material com o nível de tensão suportado em determinada camada de pavimento e assim evitar o risco de ruptura da camada e da formação de ATR excessivo.

Vale salientar, ainda, que a partir dos limites *shakedown* e do modelo de Guimarães será possível realizar comparações de desempenho entre diferentes materiais na escolha do mais indicado para a aplicação desejada.

Analisando os resultados quanto à classificação de comportamento por Werkmeister, alguns ensaios apresentaram o comportamento do tipo B a partir da análise do *shakedown* pelo gráfico no modelo de Dawson e Wellner, mas apesar disto as equações de previsão de deformação permanente do modelo de Guimarães encontradas para as sete curvas estudadas mostraram que os dois materiais têm tendência a entrar em *shakedown*. As classificações estão resumidas na Tabela 84.

O fato de alguns ensaios não terem atingido 10^{-7} (x 0,001 m/ciclo de carga) na análise gráfica é devido ao número de ciclos realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas não ter sido suficiente. Já para análise da previsão de deformação permanente acumulada a longos períodos de aplicações de carga, os parâmetros encontrados pelo modelo de Guimarães foram utilizados e as equações das curvas foram extrapoladas para distintas tensões confinantes e desvios, como também diferentes razões de tensões. O gráfico da Figura 123 é um exemplo de extrapolação dos ensaios referentes à C2 até ciclos de 10^6 onde todos apresentaram comportamento do tipo A (*shakedown*).

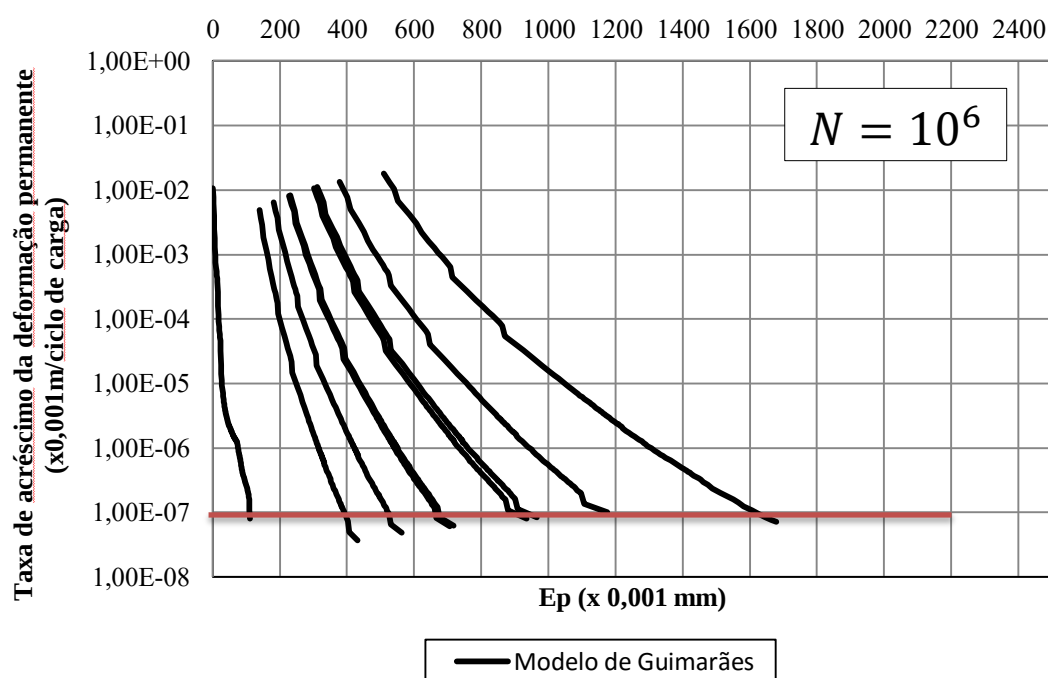


Figura 123 - Ocorrência do *Shakedown* da C2 extrapolando os valores no modelo de Guimarães com até 1.000.000 de ciclos de carga

Foram, então, usados até 10^9 ciclos de aplicações de carga, tensões confinantes de até 315 kPa e tensões desvios de até 420 kPa nas equações definidas pelo modelo de

Guimarães. A partir da análise desses valores extrapolados foi possível confirmar que todas as curvas trabalhadas nesta pesquisa entrariam em *shakedown* (acomodamento plástico), pois a taxa de acréscimo seria baixa e a deformação permanente acumulada não seria significativamente alta para o pavimento considerando o cálculo das DP de suas camadas.

Tabela 84 – Comportamento, segundo a classificação de Werkmeister, para as curvas granulométricas das amostras 1 e 2 desta pesquisa

Curvas granulométricas	Comportamento						
	1	2	3	4	5	6	7
Modelo gráfico de Dawson e Wellner	Tipo A e B	Tipo A e B	Tipo B	Tipo A e B	Tipo A e B	Tipo A e B	Tipo A e B
Modelo de previsão de Guimarães	Tipo A	Tipo A	Tipo A	Tipo A	Tipo A	Tipo A	Tipo A

Para avaliação do material por meio do *shakedown*, busca-se definir também o nível de tensão crítica entre a condição estável e instável do material: o chamado Limite *Shakedown*.

A fim de identificar os diferentes comportamentos dos materiais em determinadas tensões são aplicadas tensões distintas, ou seja, diversos ensaios com diferentes tensões no equipamento triaxial de cargas repetidas são necessários para construção de um gráfico com os limites *shakedown*.

WERKMEISTER *et al.* (2004) indicaram que há uma relação exponencial entre as tensões aplicadas e os diferentes comportamentos de deformação nos intervalos A (*shakedown* ou acomodamento plástico), B (*creep* ou escoamento plástico) e C (incremental ou ruptura), definidos e já explicados, como demonstrado na Figura 124.

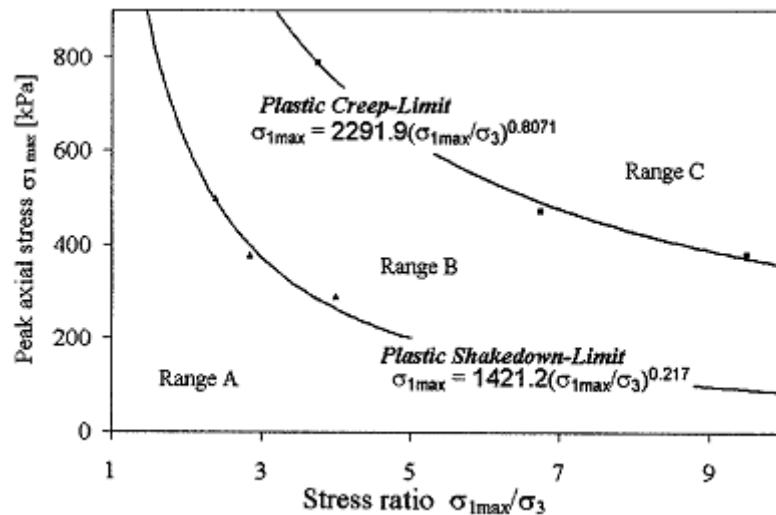


Figura 124 - Limite *Shakedown* do granodiorito estudado por WERKMEISTER (2003)

Considerando os dados obtidos nesta pesquisa, o aumento da tensão de sollicitação não foi suficiente para atingir a ruptura. Os resultados aqui encontrados não permitiram identificar um nível de tensão limite devido às baixas tensões utilizadas nos ensaios para esse material, não causando a ruptura de nenhum dos corpos de prova.

Na Figura 125 é possível observar o limite *Shakedown* encontrado por WERKMEISTER (2003) para o granodiorito e também os pontos referentes às tensões utilizadas nesta pesquisa para as britas, onde o limite indica para o granodiorito que a deformação acumulada tende a se estabilizar abaixo da linha, e que acima desse limite ocorrem deformações progressivas e possivelmente ruptura.

As tensões adotadas nos ensaios nesta pesquisa não permitiram a obtenção da expressão do limite do *shakedown* para as britas utilizadas porque os valores de σ_1 e de σ_1/σ_3 foram muito próximos e a quantidade de número de ciclos de cargas aplicadas não foi suficiente para levar o corpo de prova à ruptura. As tensões foram escolhidas seguindo um padrão para comparação das deformações permanentes entre as curvas e não objetivou chegar a uma equação do limite *shakedown*. O mesmo ocorreu para GUIMARÃES (2009) estudando a Brita Graduada de Chapecó. Vale salientar que nesta pesquisa ambas as britas graduadas estudadas para as diferentes composições granulométricas foram ensaiadas para as mesmas tensões.

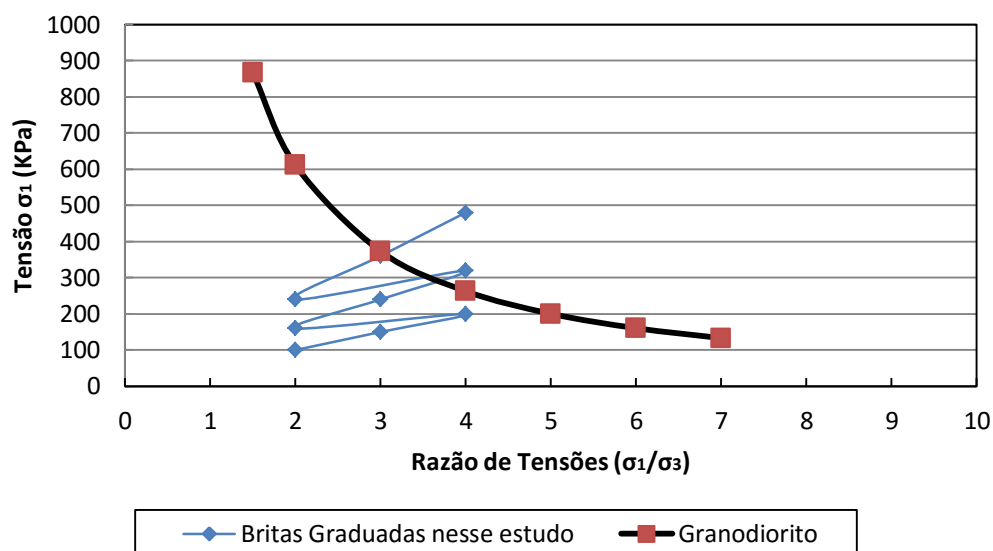


Figura 125 - Limite *Shakedown* para um granodiorito por WERKMEISTER (2003) e os valores das tensões utilizadas para as britas graduadas estudadas nesta pesquisa

A partir da análise comparativa entre os estados de tensões utilizados nos ensaios com as britas deste estudo e o granodiorito de WERKMEISTER (2003), é possível verificar que a maioria dos pontos estão localizados abaixo da curva do granodiorito e apenas dois pontos estão localizados acima do limite de *shakedown* do granodiorito, o que indica que os limites *shakedown* dos materiais analisados nesta pesquisa estão mais acima do limite do granodiorito.

Como as deformações permanentes acumuladas das tensões adotadas não chegaram a apresentar ruptura, mas sim acomodamento plástico, segundo o modelo de Guimarães por meio de extrapolação dos valores e segundo a análise pelo gráfico por Dawson e Wellner, o limite de *shakedown* do granodiorito é abaixo do que seria das britas deste estudo. Portanto, as duas amostras deste estudo podem ser solicitadas com tensões mais elevadas do que o granodiorito, pois mesmo assim entrarão em *shakedown* e a camada não contribuirá de forma significativa para o afundamento de trilha de roda do pavimento, como foi demonstrado nos ensaios realizados para as sete curvas.

Para um estudo mais aprofundado do limite do *shakedown* para britas desta natureza deve-se realizar ensaios com outras razões de tensões e níveis mais elevados de tensões verticais.

Quanto à influência das tensões aplicadas, verifica-se pelos gráficos de $E_p \times N$ e pelas equações encontradas para as sete curvas pelo modelo de Guimarães que as maiores tensões desvios resultaram em maiores deformações permanentes acumuladas, e maiores razões de tensão σ_d/σ_3 resultaram em maiores deformações permanentes acumuladas. Também foi verificado extrapolando valores nas equações obtidas para as sete curvas que as deformações permanentes acumuladas são menores para maiores tensões confinantes aplicadas para uma mesma tensão desvio.

Essa influência foi ressaltada por diferentes autores, tais como MALYSZ (2004, 2009), LIMA e MOTTA (2015a), WERMEISTER *et al.* (2001) para materiais granulares não ligados, inclusive por GUIMARÃES (2009) para diferentes tipos de materiais, especialmente solos tropicais lateríticos. A Figura 126, que demonstra a influência da tensão desvio para a brita graduada estudada neste trabalho, no caso, os dados são referentes à C1. Esse gráfico afirma a ideia de influência que o gráfico de espalhamento, na Figura 122, mostrou quanto à forte relação entre a tensão desvio e as deformações permanentes acumuladas: quanto maior a tensão desvio, maiores as deformações permanentes.

Os parâmetros do modelo de Guimarães encontrados para as curvas granulométricas estudadas descrevem exatamente a influência das tensões. O parâmetro ψ^2 referente à tensão confinante com valor negativo indica que a tensão confinante é inversamente proporcional ao aumento de deformações permanentes. O parâmetro ψ^3 referente a tensão desvio, em contrapartida, é o que exerce maior influência no aumento das deformações permanentes acumuladas. Quanto maior a tensão desvio comparada à tensão confinante, maiores serão as deformações permanentes resultantes.

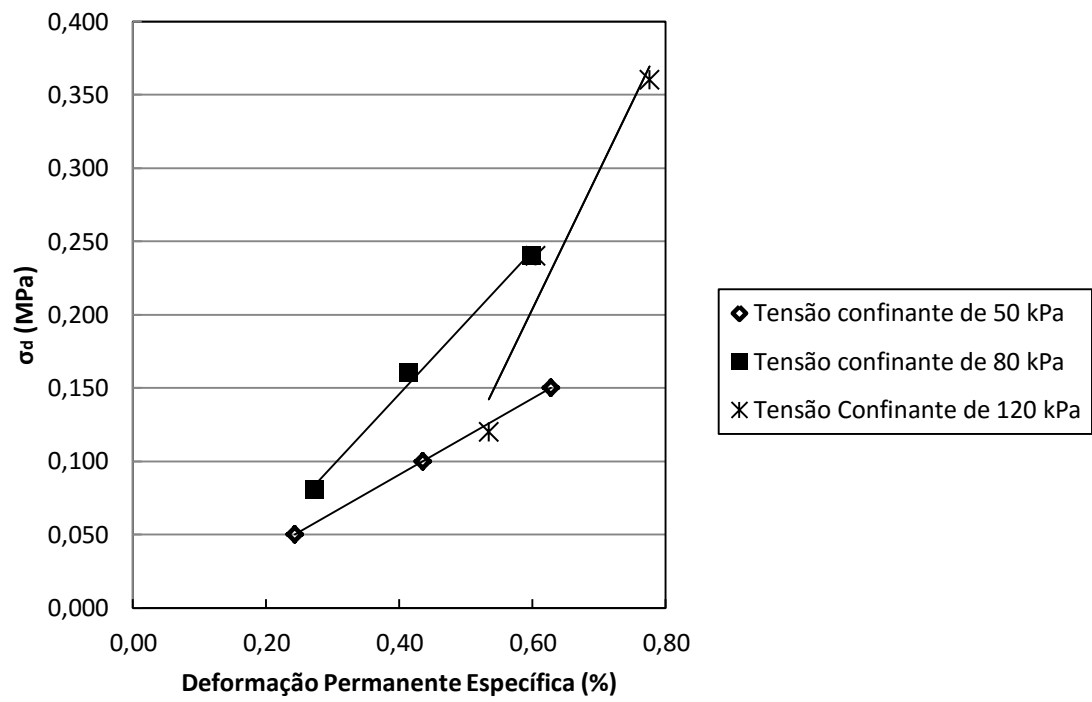


Figura 126 - Influência da tensão desvio com relação a deformação permanente para curva C1

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

5.1. CONCLUSÕES

O objetivo desta pesquisa foi estudar a deformação permanente de duas britas graduadas para uso em diferentes camadas do pavimento aplicando a teoria do *shakedown* e obtendo os parâmetros de equação do modelo de Guimarães, proposto em 2009, para previsão de deformações permanentes. Foram analisados o total de 127 corpos de prova de dimensões 10x20 cm para sete curvas granulométricas. Realizaram-se ensaios de massas específicas, angularidade, forma e textura por imagem, granulometria padrão por peneiramento e Granulômetro a Laser, de deformações permanentes e módulos de resiliência no equipamento triaxial de cargas repetidas, abrasão *Los Angeles*, *Slake Test*, e Treton, para permitir o estudo: da influência de composições granulométricas distintas aplicadas a um mesmo material britado, da frequência aplicada aos ensaios de deformações permanentes e módulos de resiliência, das características da brita em relação às DP, e dos parâmetros do Método Bailey, índice de vazios e densidade.

A partir dos estudos bibliográficos, dos resultados e das análises apresentadas foi possível tecer as seguintes conclusões principais:

- O estudo da teoria do *shakedown* e a análise pelo modelo de Werkmeister no gráfico proposto por Dawson e Wellner possibilitou identificar ensaios das curvas granulométricas selecionadas como de comportamento A (*shakedown* ou acomodamento plástico) e B (*creep* ou escoamento plástico). Porém, pôde-se verificar com a utilização dos parâmetros encontrados do modelo de Guimarães (2009) para essas curvas que alguns ensaios que apresentaram comportamento do tipo B apresentariam acomodamento, levando a crer que não foi constatado pelo modelo de análise de Werkmeister porque o número de aplicações de carga foi insuficiente.
- O modelo de Guimarães (2009) mostrou ser adequado para previsão de deformações permanentes das britas graduadas estudadas nesta pesquisa. Identificou-se o parâmetro referente à tensão desvio como o que exerce maior

influência (positiva) enquanto a tensão confinante tem a menor influência, e no sentido inverso. Em caráter secundário, contribuiu-se com o banco de dados para futura utilização desse modelo no Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos Brasileiro – SisPavBR.

- A variação da composição granulométrica para um mesmo material britado influi diretamente nas deformações permanentes resultantes. As curvas granulométricas com maior quantidade de finos apresentaram maiores deformações permanentes acumuladas para a mesma quantidade de ciclos, ou seja, pior desempenho para aplicação em bases e sub-bases. Além disso, dentre os métodos utilizados para seleção da distribuição granulométrica, o que apresentou melhores resultados foi o método de Alfred que levou em consideração o critério do empacotamento dos agregados finos.
- A frequência de 1Hz e 2Hz aplicadas aos ensaios de deformações permanentes e módulos de resiliência para as britas desta pesquisa não apresentaram impacto e interferência nos resultados, ou seja, exercem influências semelhantes. Portanto, é possível adotar a frequência maior e diminuir o tempo total do ensaio de deformação permanente para materiais granulares.
- Atualmente, o emprego de camadas granulares ainda é avaliado pelo ensaio de CBR, entretanto a caracterização adequada dos materiais é de suma importância, não só pelos ensaios convencionais, mas também pelos diferentes ensaios mecânicos, visto que estes avaliam diferentes aspectos que podem vir a influenciar nas deformações permanentes resultantes.
- O método Bailey foi eficiente para obtenção de uma curva de comportamento fino para as britas estudadas nesta pesquisa. No entanto, as demais curvas granulométricas ensaiadas que foram montadas sob outros critérios, não se enquadraram totalmente dentro dos limites propostos das proporções e mesmo assim apresentaram por vezes comportamento adequado, o que indica que valores fora desses limites podem funcionar para base e que é necessário um estudo mais aprofundado para definir outros limites de análise.

- Para as curvas granulométricas analisadas nesta pesquisa com os dois materiais britados, os valores dos índices de vazios e densidades apresentaram baixa correlação com as deformações permanentes devido à grande dispersão dentro de uma pequena faixa. Apesar disso, apresentaram uma leve tendência: quanto menores os índices de vazios menores as deformações permanentes, enquanto as densidades são inversamente proporcionais às deformações permanentes.
- A realização de ensaios de módulo de resiliência tradicionais em corpos de provas unicamente moldados para esse propósito e a realização de módulo de resiliência em corpos de provas já submetidos ao ensaio de deformação permanente permitiram verificar que os MRs aumentaram após o longo período de aplicação de cargas, o que indica que o material poderá enrijecer quando submetido ao movimento repetido das cargas impostas pelo tráfego.
- A combinação dos resultados obtidos neste estudo mostra a importância de realizar não somente os ensaios típicos exigidos por norma para caracterização do material antes da aplicação na camada, mas também análise de sua granulometria e aplicação de ensaios triaxiais de cargas repetidas de longa duração com o propósito de prever o surgimento de deformação permanente.
- Por fim, as britas graduadas com as curvas granulométricas estudadas nesta pesquisa apresentaram resultados baixos de deformações permanentes acumuladas, se estimada uma espessura de 20 cm total deste material, comparados ao valor admissível de 12,5 mm de ATR geralmente considerado em projetos de rodovias de alto volume de tráfego.

5.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com o intuito de dar continuidade e complementar esta pesquisa propõe-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Realizar ensaios de deformações permanentes no equipamento triaxial de cargas repetidas com outras razões de tensões, níveis mais elevados de tensões verticais e maiores números de ciclos de aplicações para obter um limite *shakedown* para britas desta natureza.
- Novos estudos comparativos da influência de diferentes curvas granulométricas sob as deformações permanentes em camadas de base e sub-base para outros materiais de características e naturezas distintas.
- Verificar a eficiência da aplicação do método de Alfred para diferentes materiais e continuar o estudo das curvas granulométricas aplicando outros métodos utilizados para misturas asfálticas, cerâmica e concreto.
- Dar seguimento a pesquisa do efeito do aumento da frequência sobre materiais britados ensaiados no equipamento triaxial de cargas repetidas para poder agilizá-los. Confirmar a tendência encontrada nesta pesquisa para materiais finos.
- Aprofundar a análise da viabilidade da utilização do método Bailey para camadas de base e sub-base com materiais granulares modificando os intervalos das proporções consideradas para seleção granulométrica do esqueleto pétreo.
- Montar corpos de prova com índices de vazios bem distintos para verificar melhor a influência sobre as deformações permanentes resultantes para aplicação de materiais em base e sub-base, já que esse parâmetro é bastante levado em consideração em solos, misturas asfálticas, concretos e cerâmicas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO T304, 2008, *Uncompacted Void Content of Fine Aggregate. (As influenced by particle shape, surface texture, and grading)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AASHTO T326, 2005, *Uncompacted Void Content of Coarse Aggregate. (As influenced by particle shape, surface texture, and grading)*. American Association of State Highway and Transportation Officials.

ABNT NBR 51, 2000, *Agregado graúdo - Ensaio de abrasão “Los Angeles”*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR NM 248, 2003, *Agregados – Determinação da composição granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR NM 7182, 1986, *Ensaio de Compactação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ACIKGÖZ, O. e RAUF, R., 2010, *Analysis of Parameters Affecting Permanent Deformation in Road Pavement*. Tese de Mestrado. Chalmers University of Technology. Göteborg, Sweden.

AG:PT/T053, 2006, *Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions*. Austroads Working Group. Austrália, Set.

AL ROUSAN, T.M., 2004, *Characterization of aggregate shape properties using a computer automated system*. Tese de Doutorado. Texas A&M University

ALVES, V. A. H. S., 2014, *Avaliação da Resistência a Degradação Mecânica de Agregados da Região Metropolitana do Rio de Janeiro por Técnicas Digitais de*

Imagens. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.

ASTM C1252, 2015, *Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading)*. American Society of Testing and Materials.

ASTM D4644, 2008, *Standard Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks*. American Society of Testing and Materials.

AVILA-ESQUIVEL, T., ARAYA-PORRAS, C., AGUIAR-MOYA, J., et al., 2016, “Development of Permanent Deformation Models for Granular Materials and Soils”. *Transportation Research Board Annual Meeting 2016*. Washington, D.C.

AZAM, A. M., CAMERON, D. A., RAHMAN, M. M., 2014, “Permanent Strain of Unsaturated Unbound Granular Materials from Construction and Demolition Waste”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(3).

BARKSDALE, R. D., 1972, “Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials”. In *Proceedings of the Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, London, p. 161-174.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., et al., 2010, *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. 4. ed., v.1, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Petrobras, ABEDA.

CASTRO, A.L. e PANDOLFELLI, V.C., 2009, “Conceitos de dispersão e empacotamento de partículas para a produção de concretos especiais aplicados na construção civil”. *Cerâmica*, 55, p. 18-32.

CASTELO BRANCO, V.T.F., MASAD, E., LITTLE, D.N., et al., 2006, “Caracterização de Forma, Angularidade e Textura de Agregado de Brita Granítica e

Escórias de Aciaria Usando o Aggregate Imaging Measurement System (AIMS)". *XX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET*, Brasília, DF.

CERNI, S., CARDONE, F., VIRGILI, A., et al., 2012, "Characterisation of Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials Under Repeated Triaxial Loading". *Construction and Building Materials* 28 (2012), pp. 79–87.

COLLINS, I. F e BOULBIBANE, M., 2000, "Geomechanical Analysis of Unbound Pavements Based on Shakedown Theory". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 126, No. 1, January, pp. 50-59.

CUNHA, M. B, 2004, *Avaliação do Método de Bailey de Seleção Granulométrica de Agregados para Misturas Asfálticas*. Tese de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

DAWSON, A. R., 1999, "Implications of granular material characteristics on the response of different pavement constructions". In: *Proceedings of the Symposium on Modelling & Advanced Testing for Unbound Granular Materials*, Balkema. pp. 221-226.

DAWSON A. R. e WELLNER F., 1999, *Plastic behavior of granular materials*. Final Report ARC Project 933, University of Nottingham. Reference PRG99014, April.

DAWSON, A. e KOLISOJA, P., 2004, "Permanent Deformation". *ROADDEX II*, Northern Periphery.

DER/SP ET-DE-P00/008, 2005, *Sub-base ou Base de Brita Graduada*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.

DER/PR ES-P-05, 2005, *Pavimentação: Brita Graduada*. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná.

DNER ME 035, 1998, *Agregados - determinação da abrasão “Los Angeles”*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

DNER ME 054, 1997, *Equivalente de areia*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

DNER ME 081, 1998, *Agregados - determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

DNER ME 084, 1995, *Agregados miúdo – Determinação da densidade real*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

DNER ME 195, 1997, *Agregados - determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

DNER ME 398, 1999, *Agregados – Índice de Degradação após compactação Proctor (IDp)*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

DNER ME 399, 1999, *Agregados - determinação da perda ao choque no aparelho Treton*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens.

DNIT 006 - PRO, 2003, *Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.

DNIT ME 134, 2010, *Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.

DNPM, 2014, *Sumário Mineral*. Vol.34. Departamento Nacional de Produção Mineral.

EN-13286-7, 2004, *Unbound and Hydraulically Bound Mixtures. Part 7: Cyclic Load Triaxial Tests for Unbound Mixtures*. European Standardization.

ERLINGSSON, S. e RAHMAN, M.S., 2013, “Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular materials from multi-stage repeated load triaxial test”. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 2369, pp. 11-19.

ESPINOSA, V. R. P., 1987, *Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

FERNANDES JUNIOR, J. L., CUNHA, M. B. , GOUVEIA, L. T., et al., 2004, “Influência dos Agregados sobre Propriedades Mecânicas e Volumétricas de Misturas Asfálticas: Análise do Método Bailey”. In: *XVIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Florianópolis - ANPET. Panorama Nacional da Pesquisa em Transporte*, v. 1. pp. 115-126, Rio de Janeiro.

FRANCO, F.A.C.P., 2000, *Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

FRANCO, F. A. C. P., 2007, *Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

GABR, A. R., MILLS, K. G., CAMERON, D. A., 2013, “Repeated load triaxial testing of recycled concrete aggregate for pavement base construction”. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 31, n. 1, pp. 119-132.

GIDEL, G., HORNYCH, P., CHAUVIN, J., et al., 2001, “A New Approach For Investigating The Permanent Deformation Behaviour Of Unbound Granular Material Using The Repeated Load Triaxial Apparatus”. *Bulletin des Laboratoires de Ponts et Chaussées*. 233, July-August, Réf. 4359, pp. 5-21.

GUIMARÃES, A. C. R., 2001, *Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

GUIMARÃES, A. C. R., 2009, *Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

GUIMARÃES, A. C. R., 2015, *Avaliação da Deformação Permanente em Solos e Britas*. In: Notas de Aula. Rio de Janeiro, RJ.

HORNYCH, P., CHAZALLON, C., ALLOU, F., et al., 2007, “Prediction of permanent deformations of unbound granular materials in low traffic pavements”. *Road Materials and Pavement Design*, 8(4), pp. 643-666.

HORNYCH, P., CORREIA, A. G., GILLET, S., 1996, “Equipment and procedures for triaxial testing of subgrade soils”. In: *Flexible Pavements*. Balkema, Rotterdam, pp. 85-98.

HUANG, Y. H., 1993, *Pavement analysis and design*, Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A.

ISO 13320, 2009, *Particle size analysis - Laser diffraction methods*. International Organization for Standardization.

JAWAD H., DOUGLAS J. W., THEUNIS F. P. H., et al., 2011, “Investigating the Permanent Deformation of Unbound Greywacke Road Base considering Geology, Gradation and Moisture Conditions”. *Transportation Research Board Annual Meeting 2011*. Washington, D.C.

JESUS, D. G. S., 2013, *A Influência do Método Bailey no Projeto de Misturas Asfálticas Densas para a Obtenção da Granulometria Ideal para Revestimento de*

Pavimentos Flexíveis. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação). Centro Universitário Moura Lacerda. Ribeirão Preto, SP.

KORKIALA-TANTTU, L., 2009, *Calculation Method for Permanent Deformation of Unbound Pavement Materials*. Tese de Doutorado. VTT PUBLICATIONS 702 Helsinki University of Technology. Espoo, Finland.

LEKARP, F e DAWSON, A., 1998, “Modelling Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials”. *Construction and Building Materials*, Vol 12, nº 1, pp. 9-18. *Elsevier Science Ltd*.

LEKARP, F., ISACSSON, U., DAWSON, A., 2000, “State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates”. *Journal of Transportation Engineering ASCE*, Vol. 126 (1), Jan/Feb, pp. 76-83.

LIMA, C.D.A. e MOTTA, L.M.G., 2015a, “Influência da variação granulométrica de brita graduada simples na deformação permanente”. *XIX ANPET - Congresso de pesquisa e ensino de Transportes*, Ouro Preto, 9-13 Novembro.

LIMA, C. D. A. e MOTTA, L.M.G., 2015b, “Estudo da deformação permanente de brita graduada”. *XVIII CILA - Congreso Ibero-latino-americano del Asfalto*, Bariloche – Argentina, Novembro.

LIMA, M. C., SOUZA, N. M., CAMAPUM DE CARVALHO, et al., 2002, “Obtenção da curva granulométrica utilizando o granulômetro a laser”. In: *XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, São Paulo, SP. p. 457-465.

LUZIA, R.C., 2008, *Camadas Não Ligadas em Pavimentos Rodoviários: Estudo do Comportamento*. ALMEDINA. Coimbra, PT.

MALYSZ, R., 2004, *Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação*. Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, RS, Brasil.

MALYSZ, R., 2009, *Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, RS, Brasil.

MENDES, L. O. e MARQUES, G. L. O., 2012, “Avaliação da Influência do Método Bailey no Processo de Dosagem e Desempenho de Misturas Asfálticas”. *Revista Transportes*. Rio de Janeiro, v. 20, p. 35-43.

NASCIMENTO, L. A. H., 2008, *Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

NCHRP, 2004, *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures. Appendix GG-1: Calibration of Permanent Deformation Models for Flexible Pavements*. National Cooperative Highway Research Program.

NZTA T15, 2014, *Specification for Repeated Load Triaxial (RLT) Testing for Pavement Materials*. New Zealand Transport Agency.

OLIVEIRA, I.R., STUDART, A.R., PILEGGI, R.G., et al., 2000, “Dispersão e empacotamento de partículas – princípios e aplicações em processamento cerâmico”, *Fazendo Arte Editorial*, S. Paulo, SP.

PAZOS, A. G., 2015, *Efeito de Propriedades Morfológicas de Agregados no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

PELLISON, N.D., FERNANDES JUNIOR, J.L., SILVA JUNIOR, C.A.P., et al., 2015, “Avaliação de desempenho pelo MEPDG: o efeito da variação de espessuras de pavimentos flexíveis”. *Journal of Transportation Literature*, v 9 n.1 Manaus. January.

PEREIRA, T.A.C., 2010, *Concreto auto-adensável, de alta resistência, com baixo consumo de cimento Portland e com adições de fibras de lã de rocha ou poliamida*. Tese de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos EESC/USP. São Carlos, SP.

PÉREZ, I., MEDINA, L., ROMANA, M.G., 2006, “Permanent Deformation Models for a Granular Material used in Road Pavements”, *Construction and Building Materials* v. 20, pp. 790–800.

PINTO, C.S., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. Oficina de Textos. 3ª Ed. 247 p. São Paulo, SP.

PINTO, S., 1991, *Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

PREUSSLER, E.S., 1978, *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

RAHMAN, M.S. e ERLINGSSON, S., 2015, “Characterizing the Impact of Moisture on the Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials”. *Transportation Research Board Annual Meeting 2015*. Washington, D.C.

RAMOS, C. R., 2003, *Estudo para o Desenvolvimento de um Catálogo de Pavimentos Flexíveis do Município do Rio de Janeiro*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

REDE TEMÁTICA DE ASFALTO, 2010, *Manual de Execução de Trechos Monitorados*. Rede Temática de Tecnologia em Asfalto. Petrobras.

RIBEIRO, M. R., 2006, *Caracterização de Agregados Graúdos do Rio de Janeiro para Concreto Estrutural*. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SALOUR, F., RAHMAN, M. S., ERLINGSSON, S., 2016, “Characterizing the Permanent Deformation of Silty Sand Subgrades Using a Model Based on Multistage Repeated Load Triaxial Test”. *Transportation Research Board Annual Meeting 2016*. Washington, D.C.

SECRETARIA DE SERVIÇOS PÚBLICOS DO RECIFE ES-P08, 2003, *Diretrizes Executivas de Serviços – Sub-base e Base de Brita Graduada*. Prefeitura do Recife.

SHEN e YU, 2011, “Characterize packing of aggregate particles for paving materials: Particle size impact”. *Construction and Building Materials* v 25, pp. 1362-1368.

SILVA, A.M., 2004, *Dosagem de concreto pelos Métodos de Empacotamento Compressível e Aitcin-Faury Modificado*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SILVA, C.F.S.C., 2014, *Análise de tensões em pavimentos a partir de modelo físico instrumentado*. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SIRIPUN, K., JITSANGIAM, P., NIKRAZ, H., 2010, “Permanent deformation evaluation of Unbound Granular Materials (UGMs) layer”. In: *The Seventeenth Southeast Asian Geotechnical Conference*, May 10, pp. 71-74. Taipei, Taiwan: Southeast Asia Geotechnical Society (SEAGS).

SVENSON, M., 1980, *Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos*. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SOBOLEV, K. e AMIRJANOV, A., 2010, “Application of genetic algorithm for modeling of dense packing of concrete aggregates”. *Construction and Building Materials*, v. 24, n. 8, p. 1449-1455.

TUTIKIAN, B.F., 2007, *Proposição de um método de dosagem experimental para concretos auto-adensáveis*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS. Porto Alegre, RS.

TUTUMLUER, E. e PAN, T., 2008, “Aggregate Morphology Affecting Strength and Permanent Deformation Behavior of Unbound Aggregate Materials”. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 20, n. 9, (September), pp. 617-627.

VAVRIK, W. R., HUBER, G., PINE, W. et al., 2002, “Bailey Method for Gradation Selection in HMA Mixture Design”. *Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044*. Outubro. Washington, D. C., EUA.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F., 2001, “Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept”. *Transportation Research Record* nº 01-0152, Washington, DC.

WERKMEISTER, S., RALF, N., DAWSON, A. R., et al., 2002, “Deformation Behavior of Granular Materials Under Repeated Dynamic Load”. *Environmental Geomechanics – Monte Verità*.

WERKMEISTER, S., 2003, *Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions*. Tese de Doutorado. Universidade Técnica de Dresden.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F., 2004, “Pavement Design for Unbound Granular Materials”. *Journal of Transportation Engineering* ©ASCE/ September/October.

YIDETI, T.F., 2014, *Packing theory-based Framework for Performance Evaluation of Unbound Granular Materials*. Tese de Doutorado. KTH Royal Institute of Technology.

ANEXO I – CURVAS DE COMPACTAÇÃO

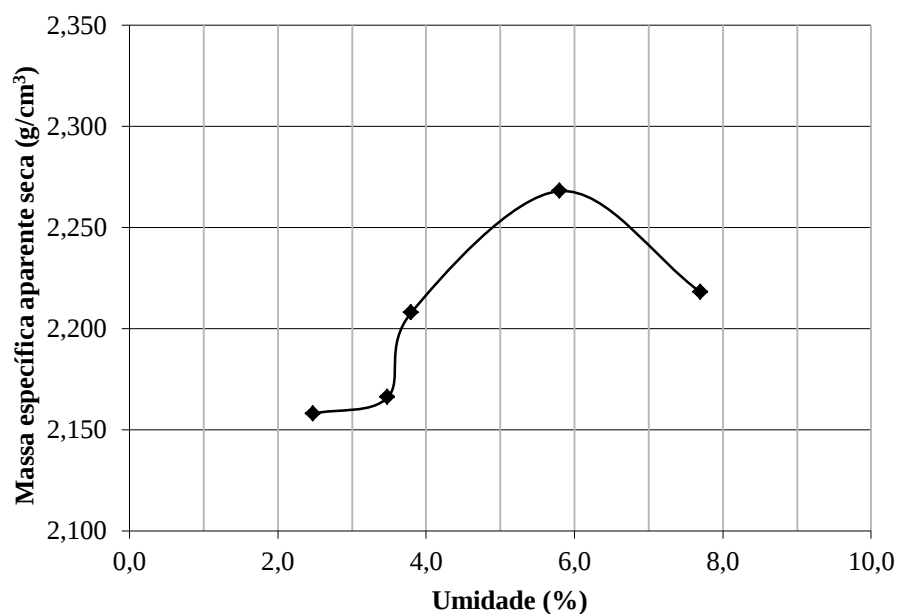


Figura A.1 – Curva de Compactação da Amostra 1 de BGS referente à C1 deste estudo

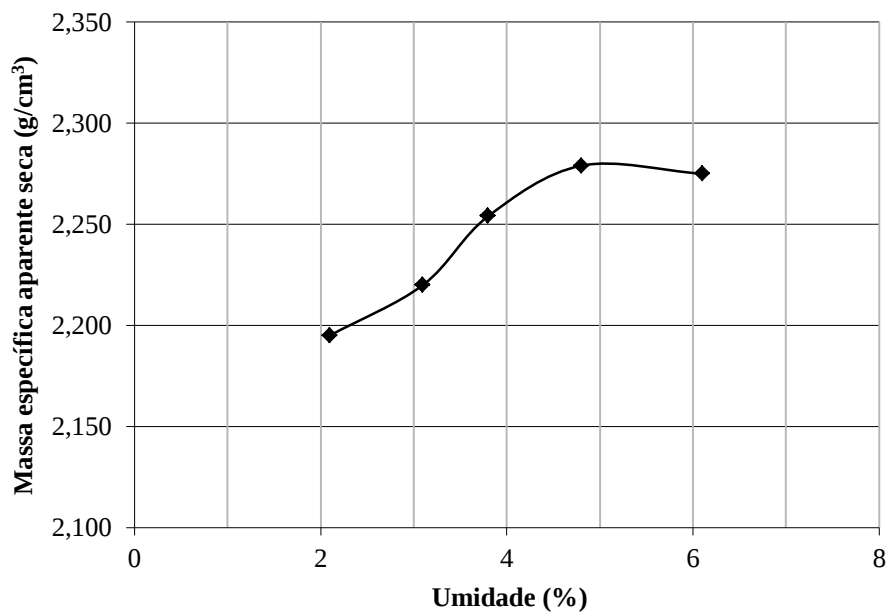


Figura A.2 – Curva de Compactação da Amostra 1 de BGS referente à C2 deste estudo

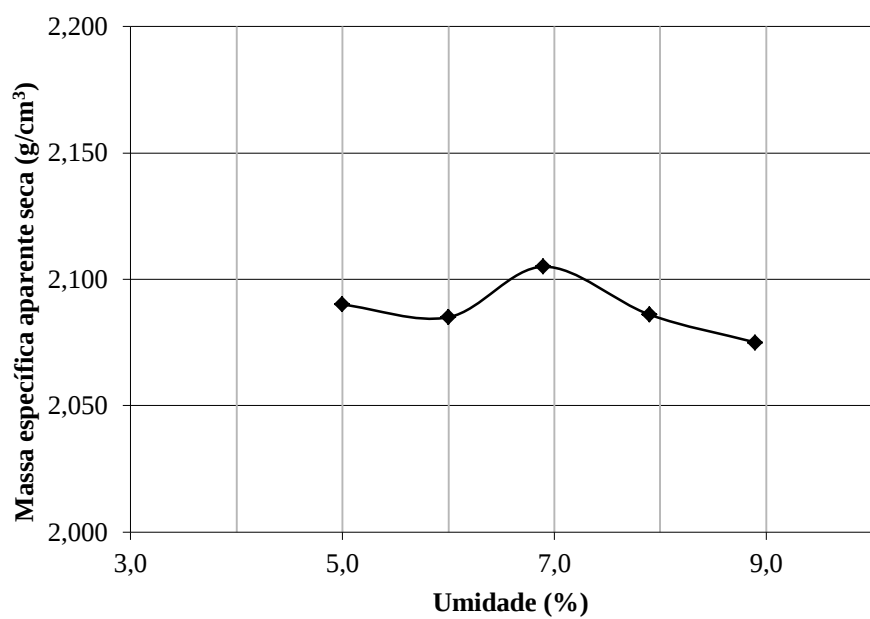


Figura A.3 – Curva de Compactação da Amostra 1 de BGS referente à C3 deste estudo

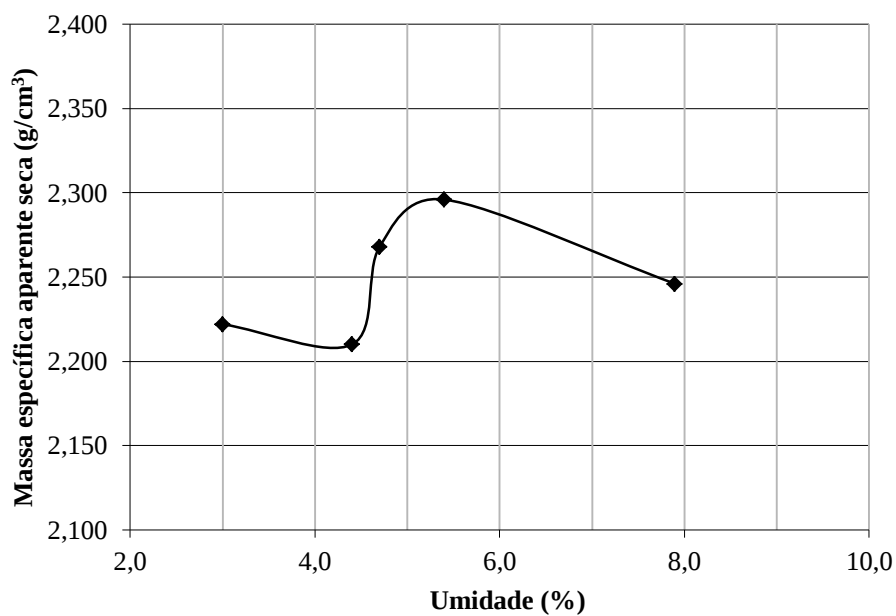


Figura A.4 – Curva de Compactação da Amostra 1 de BGS referente à C4 deste estudo

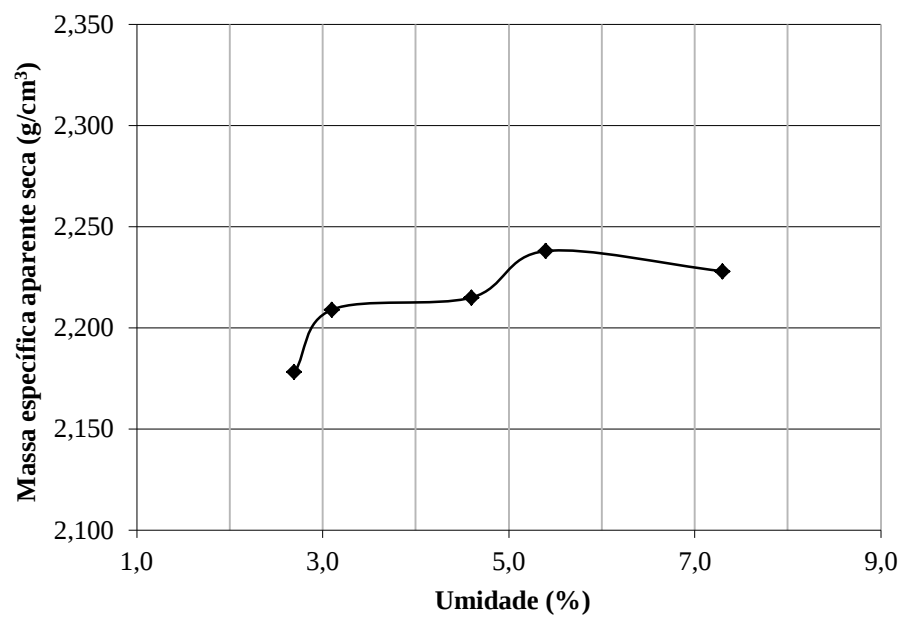


Figura A.5 – Curva de Compactação da Amostra 2 de BGS referente à C5 deste estudo

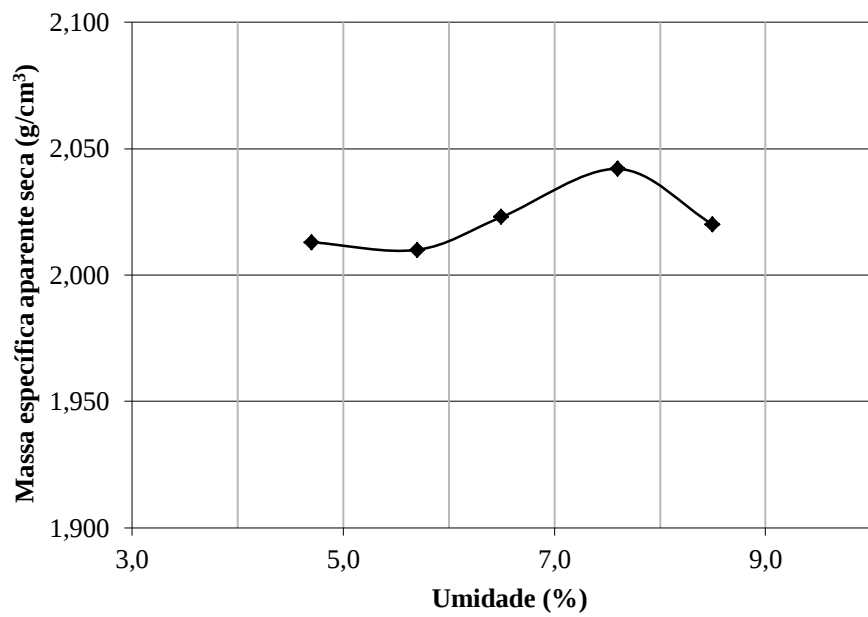


Figura A.6 – Curva de Compactação da Amostra 2 de BGS referente à C6 deste estudo

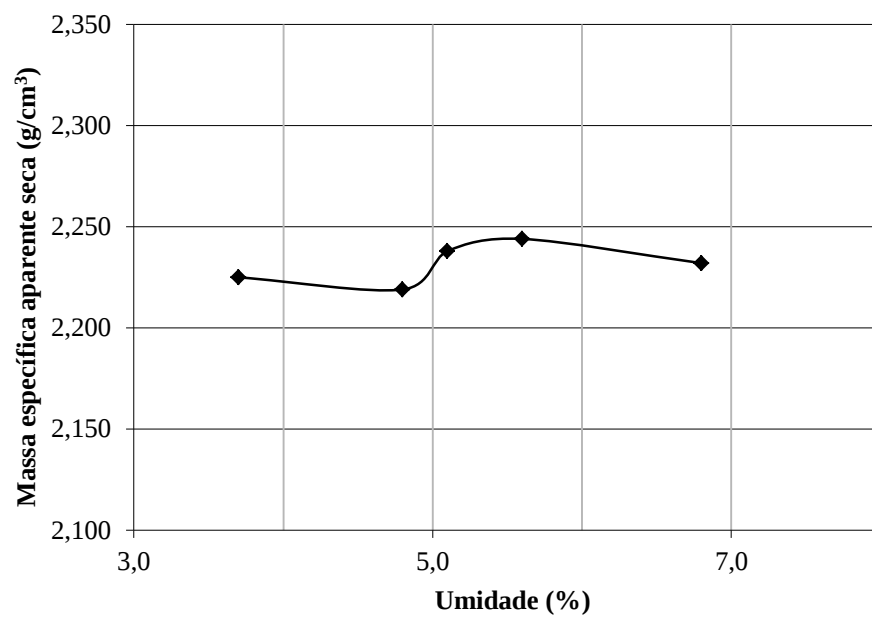


Figura A.7 – Curva de Compactação da Amostra 2 de BGS referente à C7 deste estudo

ANEXO II – INFORMAÇÕES GERAIS DAS CURVAS GRANULOMÉTRICAS ESTUDADAS

BRITA GRANITO-GNAISSE - C1				$\varepsilon_P(\%) = 0,1608 \cdot \sigma_3^{-0,0970} \cdot \sigma_d^{0,5250} \cdot N^{0,0752}$				D10=0,11 mm, CNU=30,56 mm, Cc=1,01 mm	
γ_{gr} (g/cm³)= 2,62		EA (%) = 68		LA (%) = 41		Energia Proctor Modificada			
γ_{fn} (g/cm³)= 2,70		Ang.Graúdo (%)= 45,9		Slake Test (%) = 99,5		MEAS (g/cm³) = 2,268			
Absorção(%)= 0,8		Ang.Fino (%)= 46,7		Treton (%) = 24		Wótima (%) = 5,8		k1médio = 1329 MR = k1. σ_c^{k2}	
σ_c [kPa]	σ_d [kPa]	$\sigma_{1,m\acute{a}x}$ [kPa]	$\sigma_{1,m\acute{a}x}/\sigma_c$	Número de ciclos	Frequência (Hz)	Wantes (%)	Wapós (%)	ρ_d [g/cm³]	Comportamento Shakedown
50	50	100	2	161.000	1	5,6	5,5	2,32	B
50	100	150	3	246.000	1	5,5	5,6	2,35	A
50	150	200	4	160.000	1	6,0	5,5	2,34	B
80	80	160	2	233.376	1	5,6	5,4	2,34	A
80	160	240	3	167.000	1	5,4	5,6	2,31	A
80	240	320	4	154.100	1	5,6	5,1	2,33	B
120	120	240	2	160.000	1	6,0	5,4	2,29	B
120	240	360	3	155.000	1	5,9	5,2	2,35	B
120	360	480	4	236.000	1	5,1	5,1	2,34	B

BRITA GRANITO-GNAISSE - C2				$\varepsilon_P(\%) = 0,0968 \cdot \sigma_3^{-0,1685} \cdot \sigma_d^{0,7326} \cdot N^{0,0863}$				D10=0,17 mm, CNU=47,06 mm, Cc=2,38 mm	
γ_{gr} (g/cm³)= 2,62		EA (%) = 68		LA (%) = 41		Energia Proctor Modificada			
γ_{fn} (g/cm³)= 2,70		Ang.Graúdo (%)= 45,9		Slake Test (%) = 99,5		MEAS (g/cm³) = 2,288			
Absorção(%)= 0,8		Ang.Fino (%)= 46,7		Treton (%) = 24		Wótima (%) = 4,9		k1médio = 1176 MR = k1. σ_c^{k2}	
σ_c [kPa]	σ_d [kPa]	$\sigma_{1,m\acute{a}x}$ [kPa]	$\sigma_{1,m\acute{a}x}/\sigma_c$	Número de ciclos	Frequência (Hz)	Wantes (%)	Wapós (%)	ρ_d [g/cm³]	Comportamento Shakedown
50	50	100	2	160.000	1	4,9	4,5	2,35	B
50	100	150	3	160.000	1	5,3	4,6	2,38	B
50	150	200	4	236.000	1	4,2	4,3	2,38	B
80	80	160	2	165.000	1	5,4	4,7	2,36	A
80	160	240	3	237.000	1	4,4	4,6	2,36	B
80	240	320	4	161.000	1	4,9	4,6	2,35	B
120	120	240	2	239.000	1	4,6	4,4	2,43	A
120	240	360	3	200.000	1	5,0	4,7	2,38	A
120	360	480	4	158.000	1	5,4	4,0	2,37	B

BRITA GRANITO-GNAISSE - C3				$\varepsilon_p(\%) = 0,1276 \cdot \sigma_3^{-0,4085} \cdot \sigma_d^{1,0500} \cdot N^{0,0735}$				D10=0,07 mm, CNU=15,43 mm, CC=1,04 mm	
γ_{gr} (g/cm³)= 2,62		EA (%) = 68		LA (%) = 41		Energia Proctor Modificada			
γ_{fn} (g/cm³)= 2,70		Ang.Graúdo (%)= 45,9		Slake Test (%) = 99,5		MEAS (g/cm³) = 2,111			
Absorção(%)= 0,8		Ang.Fino (%)= 46,7		Tretton (%) = 24		wótima (%) = 7,0		k1médio = 711	
								MR = k1.σc ^{k2}	
σc [kPa]	σd [kPa]	σ1,máx [kPa]	σ1,máx/σc	Número de ciclos	Frequência (Hz)	Wantes (%)	Wapós (%)	ρd [g/cm³]	Comportamento Shakedown
50	50	100	2	152.000	1	6,9	6,5	2,29	B
50	100	150	3	230.000	1	6,5	6,5	2,22	B
50	150	200	4	237.780	1	6,6	6,6	2,28	B
80	80	160	2	162.760	1	6,5	6,5	2,29	B
80	160	240	3	159.200	1	7,2	6,5	2,25	B
80	240	320	4	167.000	1	5,6	6,4	2,31	B
120	120	240	2	153.000	1	6,6	6,5	2,25	B
120	240	360	3	235.000	1	6,9	6,9	2,30	B
120	360	480	4	220.000	1	6,1	6,1	2,23	B

BRITA GRANITO-GNAISSE - C4				$\varepsilon_p(\%) = 0,1010 \cdot \sigma_3^{-0,1825} \cdot \sigma_d^{0,9091} \cdot N^{0,0753}$				D10=0,08 mm, CNU=80,00 mm, CC=1,76 mm	
γ_{gr} (g/cm³)= 2,62		EA (%) = 68		LA (%) = 41		Energia Proctor Modificada			
γ_{fn} (g/cm³)= 2,70		Ang.Graúdo (%)= 45,9		Slake Test (%) = 99,5		MEAS (g/cm³) = 2,296			
Absorção(%)= 0,8		Ang.Fino (%)= 46,7		Tretton (%) = 24		Wótima (%) = 5,4		k1médio = 1077 MR = k1.σc ^{k2}	
σc [kPa]	σd [kPa]	σ1,máx [kPa]	σ1,máx/σc	Número de ciclos	Frequência (Hz)	Wantes (%)	Wapós (%)	ρd [g/cm³]	Comportamento Shakedown
50	50	100	2	160.000	1	4,9	4,8	2,40	A
50	100	150	3	171.000	1	4,7	4,9	2,36	B
50	150	200	4	153.000	1	5,7	5,5	2,37	B
80	80	160	2	164.912	1	5,6	5,0	2,38	A
80	160	240	3	150.000	1	5,2	4,8	2,42	B
80	240	320	4	248.700	1	5,1	4,9	2,40	B
120	120	240	2	235.000	1	5,6	5,7	2,35	B
120	240	360	3	247.950	1	5,7	4,9	2,37	B
120	360	480	4	162.000	1	5,4	4,9	2,37	B

BRITA GRANITO-GNAISSE - C5				$\varepsilon_P(\%) = 0,0868 \cdot \sigma_3^{-0,2801} \cdot \sigma_d^{0,8929} \cdot N^{0,0961}$				D10=0,17 mm, CNU=47,06 mm, CC=2,38 mm	
γ_{gr} (g/cm³)= 2,64		EA (%) = 71		LA (%) = 43		Energia Proctor Modificada			
γ_{fn} (g/cm³)= 2,60		Ang.Graúdo (%)= 45,1		Slake Test (%) = -		MEAS (g/cm³) = 2,223			
Absorção(%)= 0,5		Ang.Fino (%)= 44,7		Tretton (%) = -		Wótima (%) = 5,0		k1médio = 1178	
								MR = k1.σ _c ^{k2}	
σ _c [kPa]	σ _d [kPa]	σ _{1,máx} [kPa]	σ _{1,máx} /σ _c	Número de ciclos	Frequência (Hz)	Wantes (%)	Wapós (%)	ρ _d [g/cm³]	Comportamento Shakedown
50	50	100	2	150.500	1	4,8	4,6	2,31	B
50	100	150	3	171.700	1	5,2	4,2	2,31	B
50	150	200	4	251.740	1	5,0	5,0	2,31	A
80	80	160	2	156.000	1	4,4	4,6	2,33	B
80	160	240	3	154.170	1	5,8	5,0	2,33	B
80	240	320	4	153.500	1	4,0	5,0	2,33	B
120	120	240	2	252.680	1	4,7	4,3	2,35	B
120	240	360	3	159.000	1	4,6	4,1	2,34	B
120	360	480	4	226.929	1	4,7	5,5	2,33	B

BRITA GRANITO-GNAISSE - C6				$\varepsilon_P(\%) = 0,1294 \cdot \sigma_3^{-0,0647} \cdot \sigma_d^{1,1000} \cdot N^{0,0735}$				D10=0,07 mm, CNU=15,43 mm, CC=1,04 mm	
γ_{gr} (g/cm³)= 2,64		EA (%) = 71		LA (%) = 43		Energia Proctor Modificada			
γ_{fn} (g/cm³)= 2,60		Ang.Graúdo (%)= 45,1		Slake Test (%) = -		MEAS (g/cm³) = 2,025			
Absorção(%)= 0,5		Ang.Fino (%)= 44,7		Tretton (%) = -		Wótima (%) = 7,5		k1médio = 631 MR = k1. σ_c^{k2}	
σ_c [kPa]	σ_d [kPa]	$\sigma_{1,m\acute{a}x}$ [kPa]	$\sigma_{1,m\acute{a}x}/\sigma_c$	Número de ciclos	Frequência (Hz)	Wantes (%)	Wapós (%)	ρ_d [g/cm³]	Comportamento Shakedown
50	50	100	2	150.500	2	7,3	6,7	2,19	B
50	100	150	3	158.150	2	7,7	6,9	2,20	A
50	150	200	4	153.000	2	7,2	6,8	2,17	B
80	80	160	2	150.500	2	7,3	6,8	2,20	B
80	160	240	3	150.500	2	7,3	6,5	2,19	B
80	240	320	4	150.200	2	7,4	6,9	2,23	B
120	120	240	2	153.500	2	7,3	7,1	2,19	A
120	240	360	3	150.200	2	7,0	6,8	2,21	B
120	360	480	4	155.000	2	7,4	7,0	2,21	B

BRITA GRANITO-GNAISSE - C7				$\varepsilon_p(\%) = 0,0775 \cdot \sigma_3^{-0,2304} \cdot \sigma_d^{1,1428} \cdot N^{0,0857}$				D10=0,08 mm, CNU=80,00 mm, CC=1,76 mm	
γ_{gr} (g/cm³)= 2,64		EA (%) = 71		LA (%) = 43		Energia Proctor Modificada			
γ_{fn} (g/cm³)= 2,60		Ang.Graúdo (%)= 45,1		Slake Test (%) = -		MEAS (g/cm³) = 2,244			
Absorção(%)= 0,5		Ang.Fino (%)= 44,7		Treton (%) = -		Wótima (%) = 5,7		k1médio = 919 MR = k1.σc ^{k2}	
σc [kPa]	σd [kPa]	σ1,máx [kPa]	σ1,máx/σc	Número de ciclos	Frequência (Hz)	Wantes (%)	Wapós (%)	ρd [g/cm³]	Comportamento Shakedown
50	50	100	2	151.000	2	5,4	4,8	2,36	A
50	100	150	3	173.300	2	5,5	5,0	2,36	A
50	150	200	4	151.000	2	5,8	4,8	2,37	B
80	80	160	2	151.000	2	5,0	4,1	2,37	B
80	160	240	3	151.000	2	5,8	4,2	2,36	A
80	240	320	4	151.000	2	5,9	4,7	2,32	B
120	120	240	2	162.000	2	5,0	4,7	2,35	A
120	240	360	3	158.600	2	5,6	4,6	2,34	A
120	360	480	4	162.000	2	5,3	4,9	2,35	B

ANEXO III – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DE PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE REALIZADOS NO EQUIPAMENTO TRIAXIAL DE CARGAS REPETIDAS

Fonte Bibliográfica			Procedimento do Ensaio de Deformação Permanente				
			Amostra	Frequência	Estágios	N aplicados	Tensões aplicadas
RedeTermática de Asfalto (2010)	Manual de Execução de Trechos Monitorados	03/2010 - Deformação Permanente em Solos e Britas	100x200 e 150x300mm	1 a 5 Hz	monotônicos	N _{mín} =150.000	10 diferentes estados de tensões com T _c = 40, 70, 80 e 120kPa à razões de tensões T _d /T _c de 1, 2 e 3.
Guimarães (2001)	Dissertação de Mestrado (COPPE)	Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis	100x200mm	2 Hz	monotônicos	N _{mín} =100.000	T _c e T _d entre 70 e 200 kPa
Guimarães (2009)	Teste de Doutorado (COPPE)	Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos	100x200mm	1 e 2Hz	monotônicos	N _{mín} =150.000	Diferentes estados de tensões com diferentes razões de tensões para diferentes materiais.
Malysz (2009)	Teste de Doutorado (COPPE)	Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos	100x200 e 250x500mm	1 Hz	monotônicos e multi-estágios	N _{monotônico} = 80.000, N _{mestágio} = 400.000 (80.000 por estágio)	Monotônico: T _c =21,35,53 e 70kPa para razões de tensões T _d /T _c 2, 3, 4 e 5. Multi-estágios: adicionalmente T _c 105 e 150 kPa.
Lima (2016)	Dissertação de Mestrado (COPPE)	Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos	100x200mm	1 e 2Hz	monotônicos	N _{mín} =150.000	9 diferentes estados de tensões com T _c = 50, 80 e 120kPa à razões de tensões T _d /T _c de 1, 2 e 3.
Austroroads Working Group (2006)	AG:PT/T053	Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions	100x200mm	1 s de aplicação e 2 s de repouso	multi-estágios	30.000 (10.000 por estágio)	Depende da aplicação do material

Fonte Bibliográfica			Procedimento do Ensaio de Deformação Permanente				
			Amostra	Frequência	Estágios	N aplicados	Tensões aplicadas
NZ Transport Agency - NZTA (2014)	T15	Specification for Repeated Load Triaxial (RLT) Testing for Pavement Materials	150x300mm	4 Hz	multi-estágios	300.000 (50.000 por estágio)	Tc=120, 41,7, 90, 140, 110, 50 kPa, respectivamente.
Werkmeister (2003)	Tese de Doutorado (TUD)	Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions	150x300mm	5 Hz	monotônicos	80.000 - 2.000.000	Equip com capacidade até 1.200 kPa. Pesquisa: razão de tensão de 0,5 a 11. Tc=140kPa e Td,máx=840kPa.
Siripun, K; Jitsangiam; e Nikraz, H (2010)	17th Southeast Asian Geotechnical Conference	Permanent deformation evaluation of Unbound Granular Materials (UGMs) layer	100x200mm	0,33 Hz	multi-estágios	30.000 (10.000 por estágio)	Tc=40,60 e 80kPa; Tc=50kPa para 350,450 e 550 kPa em cada estágio.
European Committee for Standardization - CEN (2004)	EN-13286-7	Unbound and Hydraulically Bound Mixtures. Part 7: Cyclic Load Triaxial Tests for Unbound Mixtures. European Standard	-	0,2 a 10 Hz	multi-estágios	10.000 por estágio	Método A: Tc constante e Td variável. Altos estados de tensões.
							Método B: Tc constante e Td variável. Baixos estados de tensões.
					monotônicos	Nmín=80.000	Método A: Tc e Td variável. Há recomendação de estados de tensões.
							Método B: Tc constante e Td variável. Há recomendação de estados de tensões.
Hornych, Chazallon e Allou (2007)	Road Materials and Pavement Design	Prediction of Permanent Deformations of Unbound Granular Materials in Low Traffic Pavements	D=160mm	2 Hz	monotônicos	Nmín=2.000.000	Carregamento de 65kN (carga de eixo gêmeo)
			D=160mm	2Hz	multi-estágios	50.000 por estágio (Nmín=200.000)	Razões 1,2 e 3
Hornych, Gomes Correia e Gillett (1996)	Flexible Pavements	Equipament and procedures for triaxial testing of subgrade soils	-	-	monotônicos	80.000 ciclos	Seis ensaios com seis estados de tensões distintos. Tc = 10 e 30 kPa, com três diferentes variações da tensão desvio.

Fonte Bibliográfica			Procedimento do Ensaio de Deformação Permanente				
			Amostra	Frequência	Estágios	N aplicados	Tensões aplicadas
Gabr, Mills, Cameron (2013)	Geotechnical and Geological Engineering	Repeated Load Triaxial Testing of Recycled Concrete Aggregate for Pavement Base Construction	-	3 s (0,3 s de descarregar e carregamento de 1 s)	multi-estágios	30.000 (10.000 por estágio)	Tc=50kPa constante para tensões cíclicas verticais de 350,450 e 550 kPa em cada estágio.
Salour, Rahman, Erlingsson (2016)	TRB 2016 Annual Meeting	Characterizing the Permanent Deformation of Silty Sand Subgrades Using a Model Based on Multistage Repeated Load Triaxial Test	102x203mm	0,2s de carregamento e 0,4s de descanso	multi-estágios	90.000 (10.000 por estágio)	3 ensaios para cada Tc = 27,6, 41,4 e 55,2 kPa e as respectivas tensões desvios: 19,3; 33,1; 47,9; 26,2; 53,8; 74,5; 33,1; 88,3; 129,7.
Rahman, Erlingsson (2015)	TRB 2015 Annual Meeting	Characterizing the Impact of Moisture on the Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials	150x300mm	10 Hz (sem período de descanso)	multi-estágios	5 sequências com 10.000 por estágio	Ensaio com 28 e 30 estágios. Tc = 20, 45, 70, 100 e 150 kPa semelhantes.
Cerni, Cardone, Virgili, Camilli (2012)	Construction and Building Materials	Characterisation of permanent deformation behaviour of unbound granular materials under repeated triaxial loading	100x200mm	2 Hz	multi-estágios	-	Usou diferentes tensões para as condições saturadas e na umidade ótima para duas diferentes misturas
Azam, Cameron, Rahman (2014)	American Society of Civil Engineers	Permanent Strain of Unsaturated Unbound Granular Materials from Construction and Demolition Waste	-	-	monotônicos	Nmín=50.000	Tc=196 kPa constante e Td=460kPa
Ávila-Esquivel, Araya-Porras, Aguiar-Moya, Loria-Salazar (2016)	TRB 2016 Annual Meeting	Development of Permanent Deformation Models for Granular Materials and Soils	101x202mm	-	multi-estágios	45.000 (15.000 por amostra)	Uma Tc constante para cada amostra, variando na razão de tensão 1,5, 2 e 3 (Td/Tc). Tc=50,80 e 110kPa para solos e Tc=40,69 e 103kPa para materiais granulares.
Erlingsson e Rahman (2013)	TRB 2013 Annual Meeting	Evaluation of Permanent Deformation Characteristics of Unbound Granular Materials from Multi-Stage Repeated Load Triaxial Test	150x300mm	10 Hz (sem período de descanso)	multi-estágios	5 sequências de 60.000 (10.000 por estágio), totalizando 300.000	Baixas tensões para um material e altas tensões para o outro material (European standard EN-13286-7)

Fonte Bibliográfica			Procedimento do Ensaio de Deformação Permanente				
			Amostra	Frequência	Estágios	N aplicados	Tensões aplicadas
Lekarp e Dawson (1998)	Construction and Building Materials	Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials	-	-	monotônicos	80.000	Para cada amostra um estado de tensão distinto, uma Tc constante e uma Td cíclica.
Werkmeister, Dawson, Wellner (2004)	Journal of Transportation Engineering	Pavement Design Model of Unbound Granular Materials	-	5 Hz	monotônicos	N > 80.000	Tc=70,140,210 e 280kPa, sendo aplicadas razões de tensões de 1,5 a 12 para cada Tc.
Jawad Hussain, Douglas J. Wilson, Theunis F.P. Henning, Philippa Black, David Alabaster (2011)	TRB 2011 Annual Meeting	Investigating the Permanent Deformation of Unbound Greywacke Road Base considering Geology, Gradation and Moisture Conditions	150x300mm	-	multi-estágios	50.000 ciclos para cada estado de tensão (estágio), sendo desconsiderados os primeiros 100	Base na NZTA especificação preliminar TNZ T/15
Espinosa (1987)	Dissertação de Mestrado (COPPE)	Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita	100x200mm	-	monotônicos	N=100.000	Tc=70,21,e 10,5 kPa e Td=70,210,315 e 84 kPa